





Izdajatelj:

**Zveza društev gradbenih inženirjev in tehnikov Slovenije (ZDGITS)**, Karlovska 3, 1000 Ljubljana, telefon/faks 01 422 4622 v sodelovanju z **Matično sekcijo gradbenih inženirjev Inženirske zbornice Slovenije (MSG IZS)**, ob podpori **Ministrstva RS za šolsko, znanost in šport, Fakultete za gradbeništvo in geodezijo Univerze v Ljubljani** in **Zavoda za gradbeništvo Slovenije**

Izdajateljski svet:

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

Glavni in odgovorni urednik:

**prof. dr. Janez Duhovnik**

Sodelavec pri MSG IZS:

**Jan Kristjan Juteršek**

Lektorica:

**Alenka Raič Blažič**

Lektorica angleških povzetkov:

**Darja Okorn**

Tajnica:

**Anka Holobar**

Oblikovalska zasnova:

**Mateja Goršič**

Tehnično urejanje, prelom in tisk:

**Kočevski tisk**

Naklada:

**3000 izvodov**

Podatki o objavah v reviji so navedeni v bibliografskih bazah COBISS in ICONDA (The Int. Construction Database) ter na <http://www.zveza-dgits.si>.

Letno izide 12 števil. Letna naročnina za individualne naročnike znaša 5500 SIT; za študente in upokojece 2200 SIT; za družbe, ustanove in samostojne podjetnike 40.687,50 SIT za en izvod revije; za naročnike iz tujine 100 USD. V ceni je všteti DDV.

Poslovni račun ZDGITS pri NLB Ljubljana:  
 02017-0015398955

# Gradbeni vestnik • GLASILO ZVEZE DRUŠTEV GRADBENIH INŽENIRJEV IN

TEHNIKOV SLOVENIJE in MATIČNE SEKCIJE GRADBENIH

INŽENIRJEV PRI INŽENIRSKI ZBORNICI SLOVENIJE

UDK-UDC 05 : 625; ISSN 0017-2774

Ljubljana, januar 2005, letnik 54, str. 1-32

## Navodila avtorjem za pripravo člankov in drugih prispevkov

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

Uredništvo

# Vsebina • Contents

## Članki • Papers

stran **2**

prof. dr. Miha Tomaževič, univ. dipl. inž. grad.,  
mag. Marjana Lutman, univ. dipl. inž. grad.,  
mag. Iztok Klemenc, univ. dipl. inž. grad.,  
mag. Polona Weiss, univ. dipl. inž. grad.

**OBNAŠANJE ZIDANIH STAVB MED POTRESOM V BOVCU 12. 7. 2004**  
RESPONSE OF MASONRY BUILDINGS DURING BOVEC EARTHQUAKE  
JULY 12<sup>TH</sup> 2004



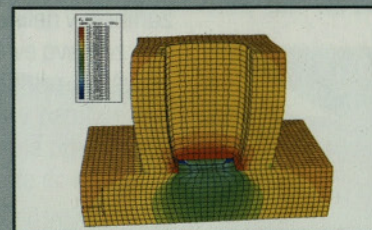
stran **13**

prof. dr. Mitja Rismal, univ. dipl. inž. grad.  
**SANACIJA BLEJSKEGA JEZERA**  
SANITATION OF THE LAKE OF BLED



stran **25**

Rok Harej, univ. dipl. inž. grad.,  
prof. dr. Janez Duhovnik, univ. dipl. inž. grad.  
**NELINEARNA ANALIZA ARMIRANOBETONSKEGA ČAŠASTEGA**  
**TEMELJA**  
NONLINEAR ANALYSIS OF REINFORCED CONCRETE POCKET  
FOUNDATION



## Seminarji

stran **32**

**PRIPRAVLJALNI SEMINARJI IN IZPITNI ROKI ZA STROKOVNE IZPITE**  
**ZA GRADBENO STROKO V LETU 2005**

## Novi diplomanti gradbeništva

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

## Koledar prireditev

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

Slika na naslovnici: Po potresu leta 1998 obnovljene Drežniške Ravne pri potresu leta 2004 niso bile poškodovane, foto I. Klemenc, ZAG Ljubljana

# OBNAŠANJE ZIDANIH STAVB MED POTRESOM V BOVCU 12. 7. 2004

## RESPONSE OF MASONRY BUILDINGS DURING BOVEC EARTHQUAKE JULY 12<sup>TH</sup> 2004

prof. dr. Miha Tomaževič, univ. dipl. inž. grad.,  
mag. Marjana Lutman, univ. dipl. inž. grad.,  
mag. Iztok Klemenc, univ. dipl. inž. grad.,  
mag. Polona Weiss, univ. dipl. inž. grad.

Zavod za gradbeništvo Slovenije, Dimičeva 12, 1000 Ljubljana,  
e-pošta: ime.priimek@zag.si

Znanstveni članek UDK  
699.841.059.3:693.1/.2

**Povzetek** | Potres, ki je 12. julija 2004 prizadel območje Bovca in okolice, je povzročil poškodbe v nosilnem zidovju nekaterih stavb, ki so bile utrjene po potresu leta 1998. Čeprav potres po magnitudi ni bil močan, so bili v epicentralnem območju zabeleženi maksimalni pospeški tal v velikosti  $a_{maks} = 0,47$  g, kar je precej več kot bi bilo pričakovati po novi karti potresne nevarnosti Slovenije. Zapis potresa smo uporabili za analizo dinamičnega odziva nekaterih izbranih stavb. Analiza je pokazala, da so stavbe zanihale v nelinearnem območju, čeprav je njihova potresna odpornost dosegala raven, ki jo zahteva evropski standard Evrokod 8. Največje deformacije so bile sicer še daleč od porušnih, pa tudi kapaciteta duktilnosti še ni bila izkoriščena, vendar so bile že tako velike, da so v zidovih lahko nastale poškodbe. Ujemanje z izračunom ocenjenega in dejanskega stanja poškodb na analiziranih stavbah pa potrjuje tudi ugotovitev, da ima po zahtevah standarda EC 8 določena računska potresna obtežba za navadne zidane konstrukcije realno vrednost.

**Summary** | The earthquake of July 12, 2004, which affected the area of the city of Bovec and vicinity, caused damage to structural walls in a number of buildings strengthened after the previous earthquake, which occurred in the same area in 1998. Although the earthquake was not strong by the magnitude, peak ground accelerations of  $a_{maks} = 0,47$  g have been recorded in the epicentral zone. Using advantage of the ground acceleration time history records, the response of typical strengthened masonry buildings has been analysed. The analysis has shown that the buildings vibrated in the non-linear range, although their seismic resistance was of the level of the one required by Eurocode 8. The maximum calculated amplitudes of vibration have been far from the ultimate, and the ductility and energy capacity of the buildings have not yet been fully utilized. As the observed damage state after the earthquake is in good correlation with the calculations, the conclusion can be made that the design seismic loads, determined for masonry buildings according to the requirements of Eurocode 8, have realistic values.

### 1 • UVOD

Redkokdaj se zgodi, da močan potres v manj kot tridesetih letih kar trikrat prizadene isto območje. Zgodilo se je Posočju, ki ga je leta 1976 prizadela vrsta potresov z žarišči v Furlaniji, v letih 1998 in 2004 pa potresa, ki se po svoji

moči resda ne moreta primerjati z močjo furlanskih potresov, vendar je bila njuna intenziteta, izražena z učinkom na stavbe, na omejenem območju primerljiva z intenziteto furlanskega. Zaradi mehanizma, magnitude in

lege žarišča potresi niso vedno najbolj prizadeli istega območja. Medtem ko je bilo leta 1976 prizadeto širše območje Posočja, je potres leta 1998 najbolj prizadel Drežniške Ravne in okolico, leta 2004 pa Čezsočo pri Bovcu. Tretji zaporedni potres je vzbudil številne pomisleke in dvome o uspešnosti ugotovljenih ukrepov, ki so se uporabljali v okviru programa obeh popo-

fresnih obnov, tako po letu 1976 in še bolj po letu 1998. Potres je namreč v nasprotju s pričakovanji prizadetih občanov povzročil poškodbe tudi na objektih, ki so bili po potresu leta 1998 protipotresno utrjeni. Čeprav so v večini primerov padali dimniki in zdrseli strešniki ter so se poškodovale predelne stene in zatrepi zidovi, so nastale tudi razpoke v nosilnem zidovju. V kolikšni meri so poškodbam med julijskim potresom botrovale pomanjkljivosti med obnovo, nestrokovni posegi oziroma nedosledno upoštevanje priporočil stroke,

je pokazala neodvisna analiza stanja nekaterih izbranih objektov.

V kolikšni meri pa so bile poškodbe v skladu s pričakovanji glede na uveljavljene principe potresnoodpornega projektiranja, bomo na podlagi analize dejanskega učinka potresa na prizadete stavbe poskušali razložiti v tem prispevku. V nasprotju s prejšnjimi potresi imamo namreč za potres leta 2004 na razpolago zapis pospeškov gibanja tal med najmočnejšim sunkom, dobljen v ožjem epicentralnem območju. Glede na to, da smo po potresu leta

1998 s terenskimi preiskavami ugotovili tudi tipične vrednosti mehanskih lastnosti kamnitega zidovja v obstoječem in z injektiranjem utrjenem stanju na istem območju, smo imeli dovolj zanesljive podatke, da smo lahko vpliv julijskega potresa na stavbe natančneje analizirali. V tem prispevku bomo predstavili najpomembnejše rezultate raziskav, ki smo jih takoj po potresu izvedli deloma v okviru študije za Ministrstvo za okolje, prostor in energijo in deloma v okviru raziskovalnega programa Gradbeni objekti.

## 2 • NEKATERE ZNAČILNOSTI POTRESA 12. 7. 2004

Potres, ki je 12. 7. 2004 prizadel ožje območje Bovškega, po magnitudi ni bil močan. Po podatkih Urada za seizmologijo in geologijo Agencije Republike Slovenije za okolje je bilo žarišče potresa okoli 4 kilometre severno od Kobarida, v globini dobrih 10 kilometrov pod površjem. Magnituda potresa (merilo za sproščeno energijo, moč potresa) je bila ocenjena na 4,9, njegova intenziteta (merilo za učinek potresa na stavbe) po Evropski makroseizmični lestvici (EMS) pa je bila v širšem nadžariščnem prostoru med VI. in VII. stopnjo. Epicentra potresov v letih 1998 in 2004 sta razmeroma blizu, tako da seizmologi tudi zadnji potres pripisujejo ravenskemu prelomu (Vidrih, 2004).

Čeprav so poškodbe v glavnem utrpeli nekonstrukcijski elementi (dimniki, kritina, predelne stene in zatrepi – te poškodbe po veljavni klasifikaciji štejemo med lažje), je potres povzročil poškodbe tudi na konstrukciji, tj. na nosilnih zidovih hiš, ki so bile po programu obnove območja po potresu leta 1998

protipotresno utrjene. Pregled prizadetega območja kaže, da je splošno stanje po potresu zadovoljivo, saj so poškodbe na novozgrajenih hišah in na večini utrjenih hiš minimalne. Resnejše poškodbe je utrpelo le omejeno število hiš, medtem ko porušitev ni bilo niti v primeru hiš (z eno izjemo), ki so po potresu leta 1998 ostale neutrjene. Izmed več kot 1300 objektov visoke gradnje, ki so bili obnovljeni v okviru programa obnove, so komisije za ocenjevanje poškodovanosti med neuporabne po potresu 2004 uvrstile nekaj več kot 30 lažje oziroma huje poškodovanih objektov. Nekaj tipičnih primerov poškodb kažejo slike 1 do 3.

V nasprotju s potresom leta 1998, za katerega nimamo zapisov gibanja tal, so instrumenti Urada za seizmologijo in geologijo Agencije Republike Slovenije za okolje, od katerih je bil eden nameščen v stavbi bovške knjižnice, julijski potres zabeležili. Kljub razmeroma majhni magnitudi so instrumenti zabeležili zelo močno, lokalno sicer omejeno in kratkotrajno, gibanje tal. Izmerjeni pospeški tal v Bovcu so v smeri sever – jug dosegli vrednost  $a_{maks} = 0,47$  g (47 % vrednosti pospeška prostega pada – slika 4), medtem ko so instrumenti v Kobaridu zabeležili štiri- do petkrat



Slika 2 • Stavba A: strizne razpoke v zidovih pritličja in nadstropja



Slika 1 • Hišo, ki po potresu leta 1998 ni bila utrjena, je potres 2004 še dodatno poškodoval

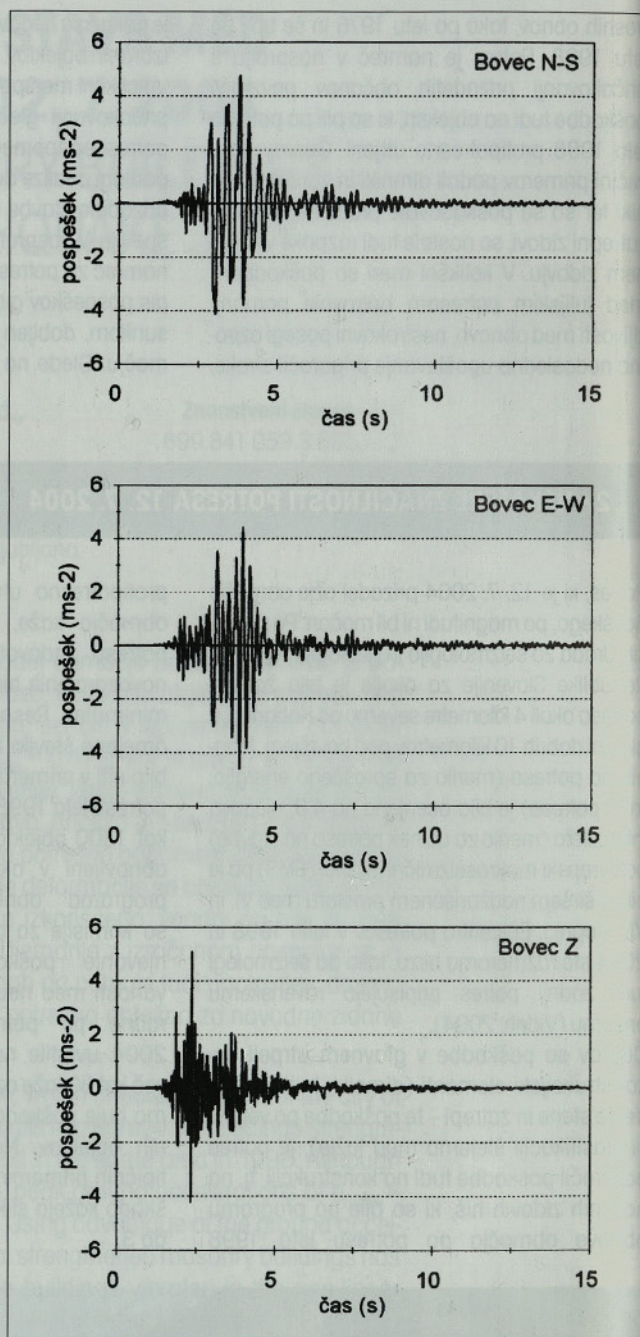


Slika 3 • Stavba D: neutrjeno kamnito zidovje v pritriljcu je bilo močno poškodovano

manjše vrednosti. Sodelavci Fakultete za gradbeništvo in geodezijo so zapise analizirali in ugotovili, da spekter odziva zapisa potresa v Bovcu po intenziteti prav nič ne zaostaja za spektrom odziva potresa, ki je bil zabeležen septembra leta 1976 v Breginju (Fajfar, 2004). Zapisi potresnega gibanja tal pomenijo pomembno informacijo v več pogledih. Omogočajo oceno pravilnosti seizmoloških predvidevanj o potresni nevarnosti, ki jo upoštevamo pri potresnoodpornem projektiranju konstrukcij na danem območju, in ki se v sodobnih predpisih izraža s projektnim pospeškom tal med potresom s določeno povratno dobo. Zapisi gibanja tal omogočajo tudi analizo dejanskega odziva konstrukcij na potres in s tem oceno zanesljivosti parametrov za določanje računske potresne obtežbe, ki jih sodobni predpisi in/oziroma standardi podajajo v obliki računskih spektrov odziva in faktorjev obnašanja konstrukcije.

Po definiciji predstavlja projektni (računski) pospešek tal  $a_g$  največji pospešek, ki lahko nastane med potresom v danem časovnem obdobju (povratna doba 475 let) na trdnih

tleh. Po karti potresne nevarnosti Slovenije, ki jo je leta 2001 izdala takratna Uprava Republike Slovenije za geofiziko pri Ministrstvu za okolje in prostor v skladu z Evrokodom 8, se na območju Bovca pričakuje projektni pospešek tal  $a_g = 0,225$  g. Zapis potresa 12. 7. 2004 daje bistveno višje vrednosti največjih izmerjenih pospeškov tal (0,47 g). Pričakovane in izmerjenih vrednosti pa ne gre neposredno primerjati, saj moramo upoštevati, da so bili v Bovcu pospeški izmerjeni na grmoznem naplavinem sloju in ne na trdnih tleh. Kljub temu da je bila magnituda potresa razmeroma majhna, se je njegov učinek lokalno močno ojačil zaradi slabih seizmogeoloških razmer. Numerična pretvorba spektra odziva zabeleženega potresnega gibanja tal v Bovcu za trdna tla, ki so jo izdelali sodelavci FGG



Slika 4 • Zapis časovnega poteka pospeškov tal med potresom 12. 7. 2004 v Bovcu (digitalne podatke je dala na razpolago Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo Univerze v Ljubljani)

(Fajfar, 2004), kaže, da bi bil spekter odziva na trdnih tleh skoraj dva- do trikrat šibkejši kot na površini. Zelo približno lahko sklepamo, da so bili toliko krat manjši tudi največji pospeški na trdnih tleh, torej med 0,16 g in 0,23 g. Po tej razlagi je julijski potres na najbolj prizadetem območju dosegel največjo po karti potresne nevarnosti Slovenije pričakovano jakost ( $a_g = 0,225$  g).

Analiza zapisa potresa in vpliva tal, ki ga standard Evrokod 8 upošteva s faktorjem tal, s

katerim se v odvisnosti od vrste tal ojači spekter odziva potresa na trdnih fleh, bo predmet drugih študij. V tem prispevku se bomo omejili na analizo učinka zapisanega potresnega gibanja tal na tipične zidane stavbe, ki so bile po potresu leta 1998 obnovljene,

vendar jih je potres leta 2004 ponovno poškodoval. Stavbe smo analizirali predvsem zato, da bi ugotovili razloge za nastanek poškodb in primerjali predpisane potresne obremenitve z obremenitvami, ki jih je povzročil dejanski potres. Analizirane stavbe

sicer ne stojijo v neposredni bližini kraja, kjer je bila dobljena registracija potresa, vendar dovolj blizu, da lahko ocenimo, da je izračunani odziv stavb na potres dovolj realna ocena tistega, kar se je 12. 7. 2004 zares zgodilo.

### 3 • DINAMIČNI ODZIV TIPIČNIH ZIDANIH STAVB

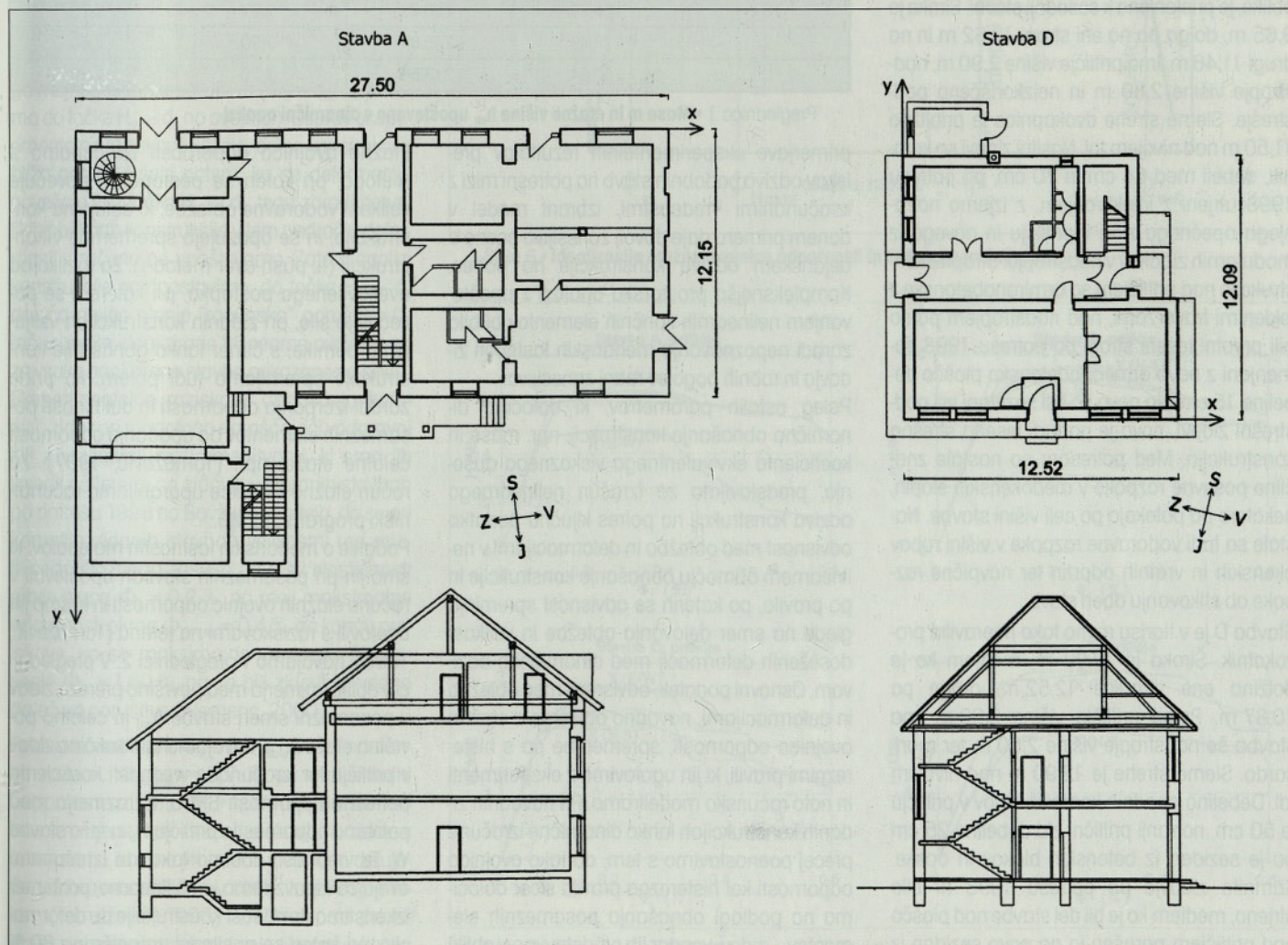
#### 3.1 Opis stavb in poškodb

Za analizo nelinearnega dinamičnega odziva smo izbrali štiri poškodovane stavbe, za katere smo ocenili, da so značilne za območje, predstavljajo pa tudi značilne primere obnovitvenih posegov. Zidovje vseh stavb je večinoma kamnito. Medtem ko so bile tri stavbe protipotresno utrjene z injektiranjem in s povezovanjem zidovja, pa je pri četrti, pri kateri je bilo po potresu 1998 kamnito nadstropje porušeno in sezidano na novo iz opečnih votlakov, kamnito

zidovje pritličja ostalo neutrjeno. Tipični floris in prerezi analiziranih stavb so prikazani na sliki 5.

Stavba A ima v florisu obliko črke L z glavnim krakom dolgim 27,50 m in širokim 12,15 m in s pravokotnim krakom dolgim 20,25 m in širokim 10,40 m. Glavni krak po višini sestavljajo pritličje v višini terena, nadstropje in mansarda, medtem ko ima pravokotni krak poglobljen kletni del, dvorano in mansardo. Sleme strehe štirikapnice glavnega kraka je v

višini 12,65 m, sleme strehe trikapnice nad pravokotnim krakom kraka pa 10,25 m nad nivojem pritličja. Nosilni kamniti zidovi, ki so debeli od 45 cm do 71 cm, so bili utrjeni z injektiranjem. Stropne konstrukcije nad pritličjem so starejše, nad nadstropjem pa novejša armiranobetonske plošče, ki so sidrane med seboj oziroma na zunanjo površino obodnih zidov, zidovi pa med seboj povezani z obodnimi jeklenimi vezmi. Strešna konstrukcija je lesena. Med potresom so na večini medokenskih slopov nastale diagonalne strižne, v nadokenskih delih pa pretežno navpične razpoke. V območjih vogalov stavbe so nastale poševne razpoke, ki potekajo od vogala v višini terena



Slika 5 • Floris pritličja in prerez stavb A in D

proti vogalom okenskih odprtin. Manj izrazite so vodoravne razpoke v višini medetažnih konstrukcij ter ob vogalih oken. Diagonalne razpoke so nastale tudi na notranjih nosilnih zidovih osrednjega dela objekta.

Stavba B ima pravokotni tloris dolžine 11,23 m in širine 8,06 m. Poleg pritličja višine 2,55 m ima še nadstropje višine 2,98 m ter neizkoriščeno podstrešje. Sleme strehe je 10,50 m nad nivojem tal. Nosilni zidovi so kamniti, po obodu v povprečju debeli 50 cm, v notranjosti pa 45 cm. Stropna konstrukcija nad pritličjem je betonska (deloma armiranobetonska plošča, deloma pa betonski strop z jeklenimi traverzami), nad nadstropjem pa lesena. Strešna konstrukcija je lesena. Kamnito zidovje je bilo utrjeno z injektiranjem in povezano z jeklenimi vezmi. Med potresom so nastale poševne razpoke, ki potekajo od tal do medetažne konstrukcije nad pritličjem, v višini zgornjega roba oken in vrat pa so razpoke vodoravne.

Stavba C, ki je v tlorisu nepravilne pravokotne oblike, je prislunjena k sosednji stavbi. Široka je 9,65 m, dolga pa na eni strani 12,62 m in na drugi 11,46 m. Ima pritličje višine 2,90 m, nadstropje višine 2,80 m in neizkoriščeno podstrešje. Sleme strehe dvokapnice je približno 11,50 m nad nivojem tal. Nosilni zidovi so kamniti, debeli med 64 cm in 70 cm, po potresu 1998 utrjeni z injektiranjem, z izjemo notranjega opečnega zidu v pritličju in novega iz modularnih zidakov v nadstropju. Stropne konstrukcije nad pritličjem so armiranobetonske z jeklenimi traverzami, nad nadstropjem pa so bili prvotni leseni stropi po potresu 1998 zamenjani z novo armiranobetonsko ploščo debeline 15 cm. Na novo so bili sezidani vsi podstrešni zidovi, nova je pa tudi lesena strešna konstrukcija. Med potresom so nastale značilne poševne razpoke v medokenskih slopih, nekatere pa potekajo po celi višini stavbe. Nastale so tudi vodoravne razpoke v višini robov okenskih in vratnih odprtih ter navpične razpoke ob stikovanju obeh stavb.

Stavba D je v tlorisu ravno tako nepravilni pravokotnik. Široka je 12,09 m, medtem ko je dolžina ene stranice 12,52 m, druge pa 10,87 m. Poleg pritličja višine 3,60 m ima stavba še nadstropje višine 2,80 m ter mansardo. Sleme strehe je 12,90 m nad nivojem tal. Debelina obodnih kamnitih zidov v pritličju je 50 cm, notranji pritlični zid debeline 25 cm pa je sezidan iz betonskih blokov in opeke. Kamnito zidovje po potresu 1998 ni bilo utrjeno, medtem ko je bil del stavbe nad ploščo nad pritličjem porušen in na novo sezidan iz modularnih zidakov. Stropne konstrukcije nad

pritličjem in nadstropjem so armiranobetonske plošče, pri čemer pa je plošča nad pritličjem položena kar na neodstranjen montažni opečni strop. Nova strešna konstrukcija je lesena. Med potresom 2004 so bili poškodovani samo zidovi pritličja, medtem ko novo nadstropje ni utrpelo poškodb. Na obodnih in notranjih zidovih so nastale poševne in navpične razpoke, ki segajo od temelja do medetažne konstrukcije nad pritličjem. Zidovje v nadstropju ni bilo poškodovano.

### 3.2 Računski model

Glede na zasnovo in ugotovljeni porušni mehanizem tipičnih kamnitih stavb med potresom smo računski model zasnovali kot enostaven ravninski strižni sistem z več prostostnimi stopnjami, z masami, koncentriranimi v višini stropov in etažnimi togostmi. Kot kažejo izkušnje in

namično analizo enostavnih ravninskih strižnih sistemov s skoncentriranimi masami in etažnimi togostmi smo izdelali računalniški program DASSL, ki za modeliranje nelinearnega obnašanja razpolaga z več histereznimi pravili. Primerjava rezultatov eksperimentalnih raziskav obnašanja modelov zidanih konstrukcij na potresni mizi z izračunom je pokazala (Tomažević, 1987), da so odstopanja v sprejemljivih mejah, zato smo program uporabili tudi v danem primeru.

Podatki o masah, skoncentriranih v višini stropov, in etažne višine so za posamezne analizirane stavbe navedeni v preglednici 1. V izračunih smo upoštevali vrednost koeficienta viskoznega dušenja  $\xi = 0,06$ , ki smo jo povzeli na podlagi raziskav obnašanja modelov kamnitih zidanih stavb na potresni mizi (Tomažević, 1992), (Tomažević, 1993).

Stavba	Masa m (t)		Etažna višina $h_{et}$ (m)	
	Pritličje	Nadstropje	Pritličje	Nadstropje
A	737,82	833,13	3,10	3,34
B	181,75	106,73	2,27	2,75
C	278,49	245,67	2,90	2,80
D	280,94	213,56	3,20	2,60

Preglednica 1 • Mase m in etažne višine  $h_{et}$ , upoštevane v dinamični analizi

primerjave eksperimentalnih rezultatov preiskav odziva podobnih stavb na potresni mizi z izračunanimi vrednostmi, izbrani model v danem primeru daje dovolj zanesljivo oceno o dejanskem odzivu konstrukcije na potres. Kompleksnejša prostorska analiza z upoštevanjem nelinearnih končnih elementov bi bila zaradi nepoznavanja mehanskih lastnosti zidovja in robnih pogojev manj zanesljiva.

Poleg ostalih parametrov, ki določajo dinamično obnašanje konstrukcij, npr. mase in koeficienta ekvivalentnega viskoznega dušenja, predstavljata za izračun nelinearnega odziva konstrukcij na potres ključna podatka odvisnost med obtežbo in deformacijami v nelinearnem območju obnašanja konstrukcije in pa pravila, po katerih se odvisnost spreminja glede na smer delovanja obtežbe in velikost doseženih deformacij med dinamičnim odzivom. Osnovni podatek, odvisnost med obtežbo in deformacijami, navadno opišemo z etažno ovojnico odpornosti, spremembe pa s histereznimi pravili, ki jih ugotovimo z eksperimenti in nato računsko modeliramo. Pri navadnih zidanih konstrukcijah lahko dinamične izračune precej poenostavimo s tem, da tako ovojnico odpornosti kot histerezna pravila sicer določimo na podlagi obnašanja posameznih elementov – zidov, vendar jih predstavimo v obliki pravil, ki veljajo za posamezno etažo. Za di-

etažno ovojnico odpornosti izračunamo z metodo, pri kateri se postopoma povečuje velikost vodoravne obtežbe, ki deluje na konstrukcijo, in se opazujejo spremembe v konstrukciji (ti. push-over metoda). Za razliko od uveljavljenega postopka, pri katerem se povečujejo sile, pri zidanih konstrukcijah vsiljujemo pomike, s čimer lahko obnašanje konstrukcije spremljamo tudi potem, ko pride zaradi izčrpanja odpornosti in duktilnosti posameznih elementov do upadanja odpornosti celotne etaže, npr. (Tomažević, 1997). Za račun etažne ovojnice uporabljamo računalniški program SREMB.

Podatke o mehanskih lastnostih materialov, ki smo jih pri posameznih stavbah upoštevali v računu etažnih ovojnic odpornosti in ki smo jih ugotovili s raziskavami na terenu (Tomažević, 1999), navajamo v preglednici 2. V preglednici v obliki razmerja med površino prereza zidov v posamezni smeri stavbe  $A_{zid}$  in celotno površino etaže  $A_{etaže}$  navajamo tudi količino zidov v pritličju ter izračunane vrednosti koeficienta potresne odpornosti SRCu, tj. razmerja med potresno odpornostjo pritličja  $H_u$  in težo stavbe  $W$ . Te vrednosti dobimo tako, da izračunano ovojnico idealiziramo kot bilinearno, pri čemer izkoristimo duktilnost konstrukcije do deformacije, pri kateri se nosilnost zmanjša na 80 % največje dosežene nosilnosti.

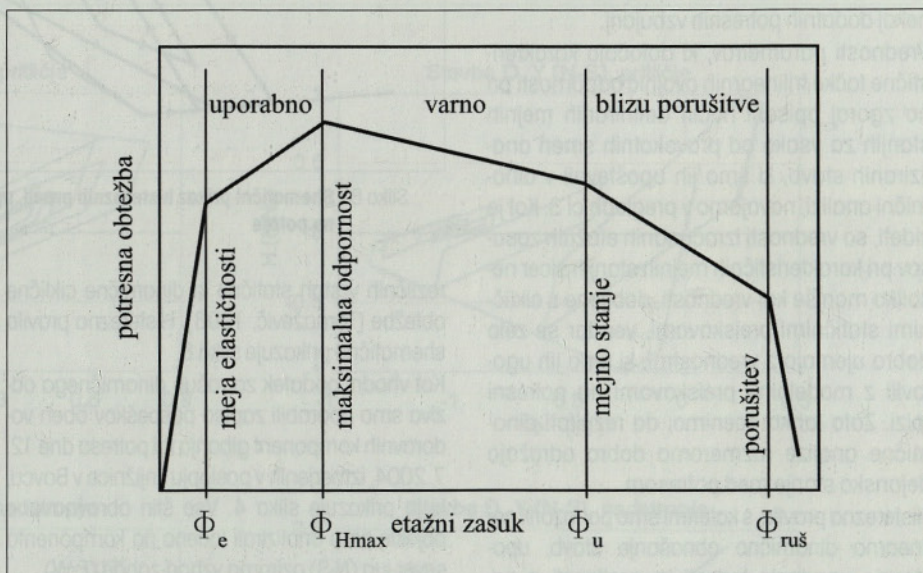


Stavba	Tlačna trdnost $f_c$ (MPa)	Natezna trdnost $f_t$ (MPa)	Elastični modul $E$ (MPa)	Strižni modul $G$ (MPa)		Površina zidov $A_{zd}/A_{etaže}$ (%)	$SRC_u$
A	1,50	0,09	1600	120	smer x smer y	7,08 8,96	0,311 0,394
B	1,50	0,09	1600	120	smer x smer y	10,48 9,17	0,462 0,448
C	1,50	0,09	1600	120	smer x smer y	11,89 13,66	0,424 0,485
D	0,90	0,05	1000	90	smer x smer y	10,51 9,44	0,285 0,190

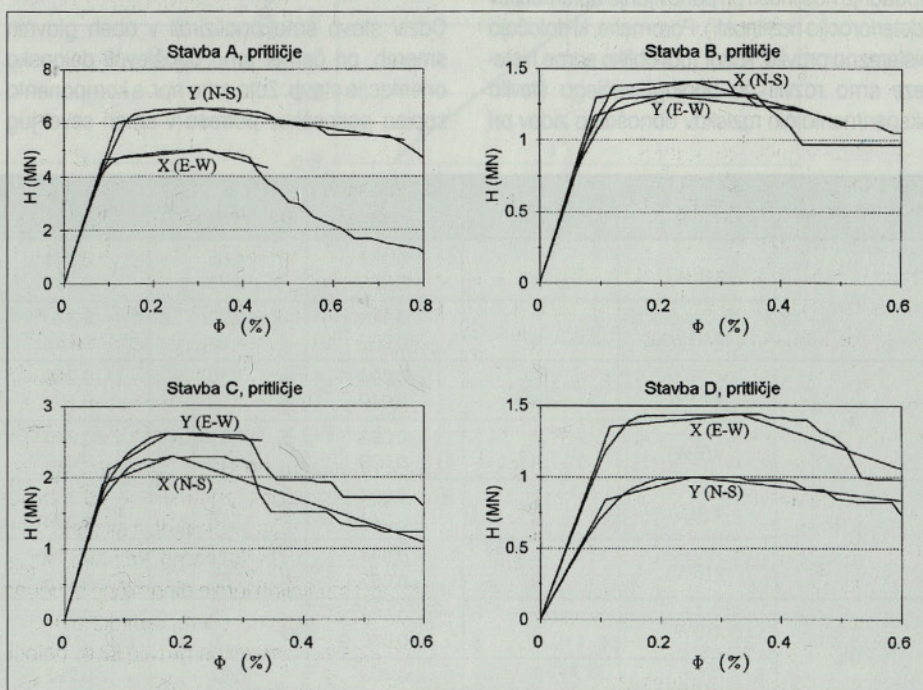
Preglednica 2 • Mehanske lastnosti zidovja, površina zidov v pritličju in izračunani koeficienti potresne odpornosti analiziranih stavb

Za račun nelinearnega dinamičnega odziva smo izračunane etažne ovojnice odpornosti idealizirali kot trilinearne odvisnosti (slika 6). Do meje elastičnosti (zasuk  $\Phi_e = d_e/h_{ef}$ , točka  $H_e - d_e$  na ovojnici odpornosti) je konstrukcija nepoškodovana. Prve razpoke, ki pomenijo spremembo togosti, vendar pa ne vplivajo na uporabnost stavbe, nastanejo na območju med mejo elastičnosti in mejnim stanjem, ko konstrukcija doseže maksimalno odpornost (med zasukom  $\Phi_e$  in  $\Phi_{Hmaks} = d_{Hmaks}/h_{ef}$  oziroma točkama  $H_e - d_e$  in  $H_{maks} - d_{Hmaks}$  na ovojnici), medtem ko je stavba še varna vse do računskega mejnega stanja porušitve ( $\Phi_u = d_u/h_{ef}$  oziroma do točke  $H_{du} - d_u$  na ovojnici). Čeprav eksperimentalne raziskave kažejo, da se konstrukcija bliža porušitvi šele potem, ko se deformacije povečajo čez točko  $H_{du} - d_u$ , tega zaradi prevelikih poškodb konstrukcije v tem področju deformacij v računu ne upoštevamo. Zato v analizi konstrukcije predpostavimo, da točka  $H_{du} - d_u$  določa mejno stanje "računska" porušitev. Izračunane in idealizirane trilinearne ovojnice so za vsako analizirano stavbo prikazane na sliki 7. Eksperimentalne raziskave obnašanja kamnitih zidov pri monotonno naraščajoči vodoravni sili z vmesnimi razbremenitvami, ki smo jih izvedli na terenu na zidovih v izbranih stavbah po potresu 1998 na Bovškem, kažejo, da se pri kamnitih zidanih stavbah velikostni red relativnega etažnega zasuka na meji elastičnosti giblje okrog  $\Phi_e = 0,2\%$ , na meji maksimalne odpornosti okrog  $\Phi_{Hmaks} = 0,4\%$ , na koncu preiskave, ko so maksimalne vrednosti že presegle  $\Phi_u = 1,60\%$ , pa so bili zidovi še vedno daleč od porušitve (Klemenc, 2000).

Podobne vrednosti,  $\Phi_e = 0,3\%$  na meji nastanka razpok,  $\Phi_{Hmaks} = 0,7\%$  pri maksimalni odpornosti oziroma  $\Phi_u = 1,0\%$  pri porušitvi, so bile izmerjene tudi med preiskavami zidov v laboratoriju, ki smo jih izvedli s ciklično delujočo vodoravno obtežbo v obliki vsiljenih pomikov (Tomažević, 1993). Vrednosti so pri zidovju v obstoječem stanju nekoliko večje kot pri injektiranem, bolj togem zidovju.



Slika 6 • Idealizacija etažne ovojnice odpornosti in definicija mejnih stanj

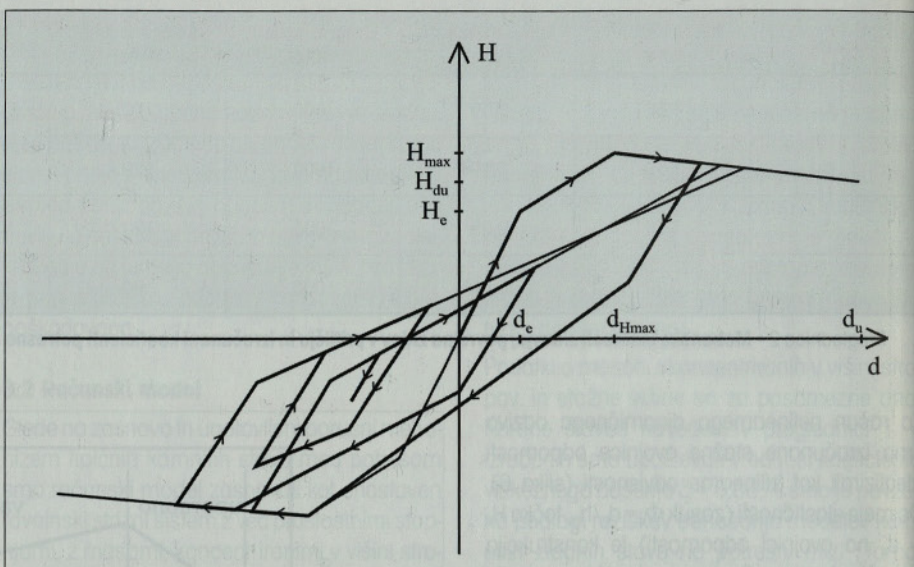


Slika 7 • S programom SREMB izračunane in idealizirane etažne ovojnice odpornosti, upoštevane v izračunu nelinearnega odziva analiziranih stavb

Tudi preiskave modelov dvoetažnih kamnitih zidanih hiš, ki smo jih izvedli na potresni mizi (Tomažević, 1992), (Tomažević, 1993a), (Tomažević, 1993b), so dale podobne vrednosti. V tem primeru smo ugotovili, da se vrednost relativnega etažnega zasuka na meji elastičnosti giblje okrog  $\Phi_e = 0,2 \%$ , na meji maksimalne odpornosti, ko so nastale omembe vredne poškodbe, pa okrog  $\Phi_{Hmaks} = 0,3 \%$ . Ko so maksimalne vrednosti zasuka že presegle  $\Phi_u = 2,00 \%$  in so bili modeli že tako močno poškodovani, da smo z njih odstranili merilne instrumente, so zdržali še nekaj dodatnih potresnih vzbujanj.

Vrednosti parametrov, ki določajo karakteristične točke trilinearnih ovojnic odpornosti pri na zgoraj opisani način definiranih mejnih stanjih za vsako od pravokotnih smeri analiziranih stavb, ki smo jih upoštevali v dinamični analizi, navajamo v preglednici 3. Kot je videti, so vrednosti izračunanih etažnih zasukov pri karakterističnih mejnih stanjih sicer nekoliko manjše kot vrednosti, dobljene s cikličnimi statičnimi preiskavami, vendar se zelo dobro ujemajo z vrednostmi, ki smo jih ugotovili z modelnimi preiskavami na potresni mizi. Zato lahko ocenimo, da rezultati dinamične analize razmeroma dobro odražajo dejansko stanje med potresom.

Histerzna pravila, s katerimi smo ponazorili nelinearno dinamično obnašanje stavb, upoštevajo upadanje togosti in nosilnosti z naraščajočim doseženim pomikom etaže ter upadanje nosilnosti pri ponavljanju obremenitev (deterioracija nosilnosti). Parametre, ki določajo histerzna pravila, kakor tudi obliko same histerze smo razvili na podlagi večjega števila eksperimentalnih raziskav obnašanja zidov pri



Slika 8 • Shematični prikaz histerznih pravil, upoštevanih v računu nelinearnega odziva stavb na potres

različnih vrstah statične in dinamične ciklične obtežbe (Tomažević, 1996). Histerzna pravila shematično prikazuje slika 8.

Kot vhodni podatek za račun dinamičnega odziva smo uporabili zapisa pospeškov obeh vodoravnih komponent gibanja tal potresa dne 12. 7. 2004, izmerjenih v poslopju knjižnice v Bovcu, ki ju prikazuje slika 4. Vse štiri obravnavane objekte smo analizirali ločeno na komponento sever-jug (N-S) oziroma vzhod-zahod (E-W).

### 3.3 Rezultati računa in analiza

Odziv stavb smo analizirali v obeh glavnih smereh, pri čemer smo upoštevali dejansko orientacijo stavb. Zato smo npr. s komponento zapisa pospeškov potresa v smeri sever-jug

izračunali odziv stavbe v smeri, ki je orientirana najbližje smeri sever-jug. Katero smer stavbe (x- oziroma y-smer) smo analizirali na katero komponento potresnega gibanja tal (N-S oziroma E-W), smo v preglednicah, kjer podajamo rezultate računa, tudi posebej označili.

Program DASSL najprej izračuna vrednosti za četnih elastičnih dinamičnih lastnosti objekta, upoštevajoč Holzerjevo metodo, ki je primerna za strižne sisteme. Za obravnavane objekte so v preglednici 4 povzeti izračunani lastni nihajni časi posameznih analiziranih stavb za vsako od florisnih smeri.

Izračunane vrednosti lastnih nihajnih časov so enakega velikostnega reda kot vrednosti, ki smo jih izmerili med preiskavo kamnitih zidanih hiš v

Stavba	Smer	Etaža	$\Phi_e$ (%)	$H_e$ (MN)	$\Phi_{Hmaks}$ (%)	$H_{maks}$ (MN)	$\Phi_u$ (%)	$H_{du}$ (MN)
A	x (E-W)	P	0,088	4,63	0,324	4,98	0,456	4,31
		N	0,060	2,78	0,204	3,02	0,317	2,55
	y (N-S)	P	0,119	6,02	0,313	6,52	0,890	4,61
		N	0,082	4,23	0,157	5,16	0,651	4,00
B	x (N-S)	P	0,094	1,30	0,256	1,41	0,587	10,4
		N	0,049	0,52	0,108	0,89	0,541	0,77
	y (E-W)	P	0,092	1,17	0,210	1,31	0,435	1,23
		N	0,030	0,34	0,065	0,38	0,545	0,03
C	x (N-S)	P	0,064	1,91	0,183	2,29	1,069	0,03
		N	0,044	1,18	0,099	1,24	0,264	1,10
	y (E-W)	P	0,074	2,11	0,176	2,61	0,446	2,01
		N	0,057	1,55	0,155	1,72	0,290	1,53
D	x (E-W)	P	0,116	1,35	0,332	1,44	0,613	1,04
		N	0,036	1,00	0,094	1,48	0,250	1,31
	y (N-S)	P	0,108	0,84	0,252	1,00	1,406	0,20
		N	0,032	0,84	0,067	1,14	0,227	1,05

Preglednica 3 • Karakteristične točke idealiziranih trilinearnih etažnih ovojnic odpornosti, upoštevanih v dinamični analizi (P = pritličje, N = nadstropje)

Stavba	Smer	$T_1$ (s)	$T_2$ (s)
A	x (E-W)	0,229	0,088
	y (N-S)	0,228	0,086
B	x (N-S)	0,157	0,073
	y (E-W)	0,160	0,072
C	x (N-S)	0,162	0,064
	y (E-W)	0,164	0,065
D	x (E-W)	0,239	0,065
	y (N-S)	0,291	0,068

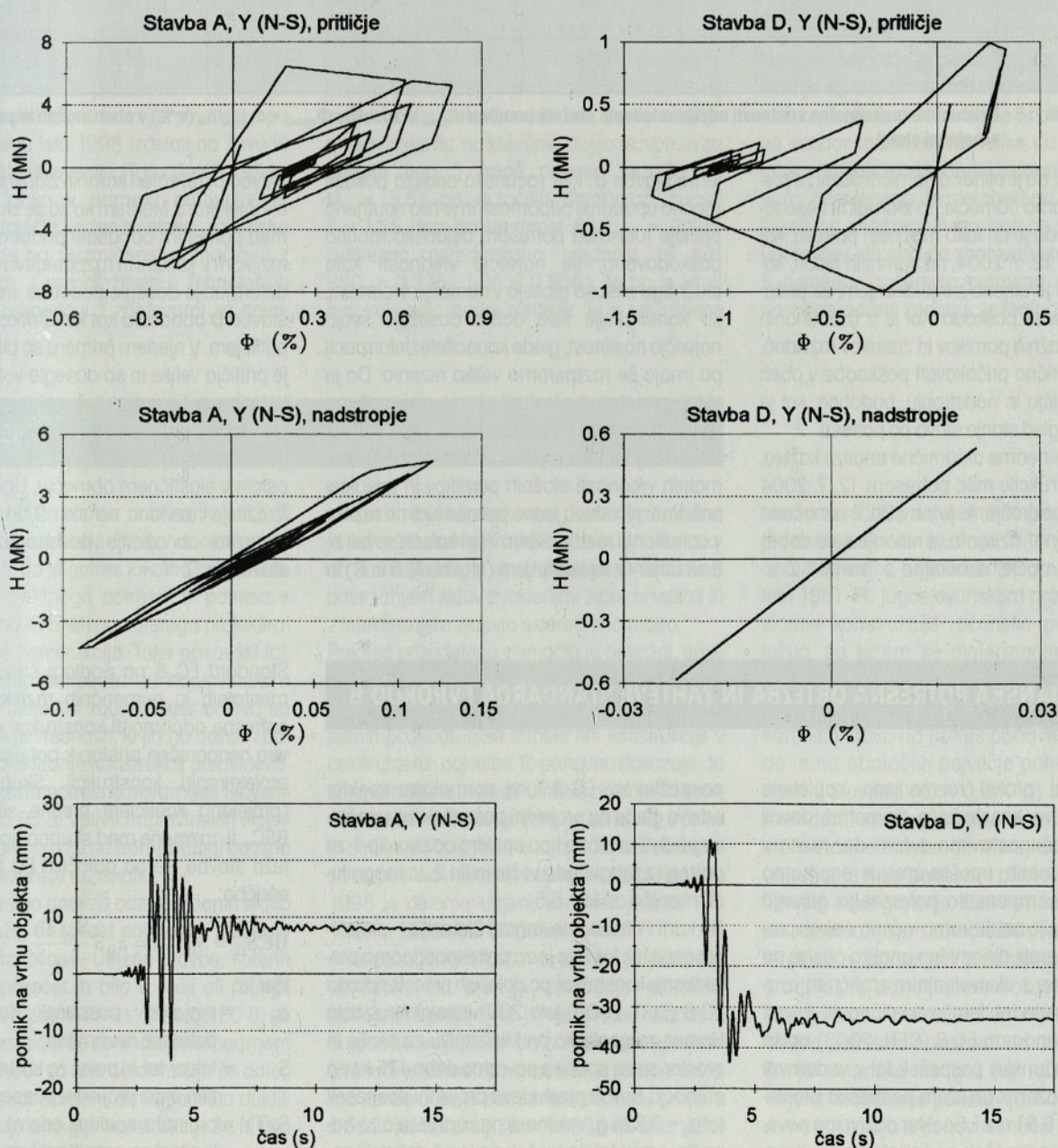
Preglednica 4 • Lastni nihajni časi analiziranih objektov (s)

Ljubljani z metodo analize ambientnih vibracij (med 0,22 in 0,29 s), (Taškov, 1984).

Tipični rezultati nelinearne dinamične analize v obliki časovnega poteka odziva pomikov vrha objekta na močnejšo komponento gibanja tal ter histereznega obnašanja nadstropja in pritličja so za stavbi A in D prikazani na sliki 9, medtem ko so izračunane maksimalne vrednosti relativnih etažnih pomikov, izražene tudi v obliki etažnih zasukov, za vsako stavbo in vsako komponento gibanja tal posebej navedene v preglednici 5.

V preglednici 5 so izračunane vrednosti maksimalnih relativnih etažnih zasukov  $\Phi_{maks,r} = d_{maks,r}/h_{et}$  primerjane z vrednostmi na meji elastičnosti  $\Phi_{er}$  pri doseženi maksimalni odpornosti  $\Phi_{Hmaks}$  in vrednostmi pri doseženem mejnem stanju porušitve, tj. z zasuki, ki določajo mejna stanja na etažni ovojnici odpornosti (ustrezni etažni zasuki so podani v preglednici 3).

Analiza izračunanih etažnih pomikov oziroma zasukov odziva analiziranih stavb na zapis potresa v preglednici 5 pokaže, da je bil potres



Slika 9 • Tipični odziv analiziranih stavb na potres. Histerezni odziv nadstropja in pritličja ter časovni potek odziva pomikov vrha stavbe

Stavba	Smer	Etaža	$d_{maks,r}$ (mm)	$\Phi_{maks,r}$ (%)	$\Phi_{maks,r} / \Phi_e$	$\Phi_{maks,r} / \Phi_{Hmaks}$	$\Phi_{maks,r} / \Phi_u$
A	x (E-W)	P	9,95	0,321	3,63	0,99	0,70
		N	7,02	0,210	3,51	1,03	0,66
	y (N-S)	P	24,57	0,793	6,68	2,53	0,89
		N	4,04	0,121	1,47	0,77	0,19
B	x (N-S)	P	13,14	0,579	6,14	2,26	0,99
		N	2,12	0,077	1,58	0,71	0,14
	y (E-W)	P	3,29	0,145	1,58	0,69	0,33
		N	12,34	0,449	15,04	6,93	0,82
C	x (N-S)	P	17,46	0,602	9,34	3,29	0,56
		N	2,19	0,078	1,80	0,79	0,30
	y (E-W)	P	9,55	0,329	4,46	1,87	0,74
		N	1,74	0,062	1,09	0,40	0,21
D	x (E-W)	P	17,32	0,541	4,68	1,63	0,88
		N	0,82	0,032	0,88	0,34	0,13
	y (N-S)	P	45,29	1,415	13,09	5,62	1,01
		N	0,58	0,022	0,69	0,33	0,10

Preglednica 5 • Izračunane maksimalne vrednosti odziva relativnih etažnik pomikov  $d_{maks,r}$  in zasukov  $\Phi_{maks,r} = d_{maks,r}/h_{et}$  (v %) v obeh etažah in primerjava z mejnimi stanji

tako močan, da je njihov dinamični odziv že prešel v nelinearno območje. To z drugimi besedami pomeni, da je pri tako močnem potresu, kot je bil potres 12. 7. 2004, na kamnitih hišah, katerih zidovje je utrjeno z injektiranjem, že pričakovati nastanek poškodb. Kot je iz izračunanih vrednosti etažnih pomikov in zasukov razvidno, je tudi teoretično pričakovati poškodbe v obeh etažah, pritrilju in nadstropju, podobno, kot je pokazal pregled stanja stavb po potresu.

Rezultati nelinearne dinamične analize kažejo, da so konstrukcije med potresom 12. 7. 2004 zanihale v področju, ki je na sliki 7 označeno kot "uporabno" oziroma je nihanje šele dobro prešlo v območje, označeno z "varno". Z iz-

jemo stavbe D, kjer računski analiza pokaže močno upadanje odpornosti in je bilo neutrjeno pritrilje tudi med potresom dejansko močno poškodovano, se največje vrednosti kota etažnega zasuka gibljejo v območju vrednosti, ko konstrukcije šele dobro dosežejo svojo največjo nosilnost, glede kapacitete deformacij pa imajo še razmeroma veliko rezervo. Da je sklep pravilen, kaže tudi stanje poškodb na številnih objektih na bližnjih lokacijah.

Medsebojna primerjava izračunanih maksimalnih vrednosti etažnih pomikov in zasukov posameznih stavb jasno pokaže tudi na razlike v obnašanju med stavbami, pri katerih so bili zidovi utrjeni z injektiranjem (stavbe A, B in C) in

stavbo D, pri kateri kamniti zidovi v pritrilju niso bili injektirani. Medtem ko so se stavbe A, B in C med potresom obnašale podobno in so kljub razlikam v količini in razporeditvi nosilnih zidov deformacije dosegle podobne vrednosti, se je stavba D obnašala kot konstrukcija z mehkim pritriljem. V njenem primeru so bile deformacije pritrilja velike in so dosegle velikostni red, s katerim definiramo računsko mejno stanje porušitve, medtem ko so bile deformacije novega nadstropja iz opečnih votlakov majhne in so ostale v elastičnem območju. Ugotovitev je še izraziteje razvidna na sliki 9, ki prikazuje histerezno obnašanje nadstropja in pritrilja stavb A in D.

#### 4 • DEJANSKA POTRESNA OBTEŽBA IN ZAHTEVE STANDARDA EVROKOD 8

V inženirski praksi razmeroma zapletene račune odziva konstrukcije na potres dovolj zanesljivo poenostavimo s tem da, razen v izjemnih primerih, upoštevamo le eno samo vodoravno komponento potresnega gibanja tal, konstrukcijo analiziramo ločeno v obeh pravokotnih smereh, dinamično analizo odziva pa nadomestimo z ekvivalentnim statičnim izračunom po metodah teorije elastičnosti. Jakost potresa v standardu EC 8 (CEN, 2003) opiše projektni (računski) pospešek tal v vodoravni smeri  $a_g$ , izražen z deležem pospeška prostega pada  $g = 9,81 \text{ ms}^{-2}$ . Spekter odziva pa pove, za koliko bo pospešek na konstrukciji z dano nihajno dobo zaradi dinamičnega odziva (resonančnega vpliva) večji oziroma manjši od

pospeška tal. EC 8 torej normalizira spekter odziva glede na projektni pospešek tal, upoštevajo pa dva različna tipa spektra odziva: tip 1 za potrese z magnitudo večjo in tip 2 za magnitudo manjšo od  $M = 5,5$ .

Na karti Potresna nevarnost Slovenije – projektni pospešek tal, ki jo je za potresoodporno projektiranje konstrukcij po določenih predstandarda EC 8 (SIST, 2000) leta 2001 izdelala in izdala Uprava za geofiziko pri Ministrstvu za okolje in prostor, se za potres s povratno dobo 475 let na območju Bovca predvideva projektni pospešek tal  $a_g = 0,225 \text{ g}$ . Vrednosti na karti veljajo za trdna tla, projektni pospešek pa je po definiciji največji pospešek tal, ki lahko nastane med potresom v danem časovnem obdobju.

Standard EC 8 na podlagi številnih eksperimentalnih in numeričnih raziskav in analiz potresne odpornosti konstrukcij uvaja strokovno neoporečen pristop k potresoodpornemu projektiranju konstrukcij. Skupni računski (projektni) koeficient prečne sile v pritrilju  $BSC_d$ , tj. razmerje med skupno potresno silo in težo stavbe, se po določenih EC 8 izračuna z enačbo:

$$BSC_d = S_d(T) = a_g S \frac{S_e(T)}{q}$$

kjer je:

- $a_g$  = projektni pospešek tal po karti potresne nevarnosti,
- $S$  = faktor tal, ki pove, za koliko se na danih tleh ojači projektni pospešek tal,
- $S_e(T)$  = ordinata spektra odziva, ki pove, kolikokrat se zaradi resonančnih vplivov na konstrukciji ojači oziroma zmanjša pospešek tal,

$q$  = faktor obnašanja konstrukcije (faktor redukcije elastičnih sil), ki je odvisen od sposobnosti konstrukcije, da sipa energijo.

Če nastopajočim koeficientom pripišemo ustrezne vrednosti ( $a_g = 0,225$  za območje Bovca,  $S = 1,0$  za trdna tla,  $S_e(T) = 2,5$  za kratkoperiodične zidane konstrukcije in  $q = 1,5$  za navadne zidane konstrukcije), dobimo:

$$BSC_d = 0,225 \cdot 1,0 \cdot 2,5/1,5 = 0,375.$$

Čeprav na splošno velja pravilo, da se pri preverjanju potresne odpornosti utrjenih obstoječih objektov upošteva enaka velikost računске potresne obtežbe kot pri novogradnji, določila standarda EC 8 dopuščajo možnost redukcije računskih sil v primeru, ko gre za širši poseg na potresno prizadetem območju. Raziskave in analize, ki smo jih predvsem po potresu v Bovcu leta 1998 izdelali na Zavodu za gradbeništvo Slovenije (Tomažević, 1999), kažejo, da lahko v primeru protipotresne utrditve obstoječih zidanih stavb računsko obtežbo glede na seizmičnost območja in z upoštevanjem razpoložljivih tehnoloških možnosti, v primerjavi z zahtevami za novo-

gradnjo zmanjšamo. Analiza potresne odpornosti stavb in primerjava s poškodbami, nastalimi po močnih potresih, je pokazala, da lahko v tem primeru dopustimo nekoliko večji obseg poškodb, ki pa nikakor ne gre na račun varnosti utrjenih stavb pred porušitvijo.

Če upoštevamo predlagano vrednost redukcijskega faktorja  $\gamma_i = 0,76$  za območje srednje-močne intenzitete seizmičnosti, lahko pri preverjanju potresne odpornosti utrjenih stavb na trdnih tleh na območju Bovškega upoštevamo zmanjšano vrednost skupnega računskega koeficienta prečne sile. Ta vrednost znaša  $BSC_{d,red} = \gamma_i BSC_d = 0,76 \cdot 0,375 = 0,285$ . Primerjava zahtevane vrednosti s koeficienti potresne odpornosti analiziranih stavb, navedenih v preglednici 2, pokaže, da bi vse analizirane stavbe z utrjenim zidovjem ustrezale tej zahtevi, če bi stale na trdnih tleh. Faktor tal  $S$  za naplavinška tla, na kakršnih stojijo stavbe, in za spekter tipa 2 (moč potresa manjša od  $M_s = 5,5$ ) po določitih standarda znaša  $S = 1,35$ , kar da vrednost  $BSC_{d,red} = 0,385$  (ustrezna nereducirana vrednost bi bila  $BSC_d = 0,375 \cdot 1,35 = 0,506$ ). To pa je kljub redukciji zelo huda zahteva, ki ji niti utrjene

stavbe ne ustrezajo v celoti. Za spekter tipa 1 bi bila v danem primeru vrednost faktorja tal  $S = 1,2$ , kar bi dalo vrednost  $BSC_{d,red} = 0,342$ . Za primerjavo lahko navedemo, da še vedno veljavni jugoslovanski pravilnik zahteva, da na istem območju zidane stavbe zdržijo računске potresne sile v velikosti samo  $BSC = VK = 0,15$ , kar je več kot dvakrat manj, kot je realno pričakovati!

Če smo na podlagi zapisa časovnega poteka pospeškov potresa ocenili, da je potres 12. 7. 2004 dosegel jakost projektnega potresa, to oceno potrjuje tudi dinamična analiza stavb. Analizirane utrjene stavbe, katerih računska odpornost je bila velikostnega reda zahtevane po standardu EC 8, so med potresom že zanihale v nelinearnem področju. Največje deformacije so bile sicer še daleč od porušnih, pa tudi kapaciteta duktilnosti še ni bila izkoriščena, vendar so bile že tako velike, da so v zidovih lahko nastale poškodbe. Ujemanje z izračunom ocenjenega in dejanskega stanja poškodb na analiziranih stavbah pa potrjuje tudi ugotovitev, da ima po zahtevah standarda EC 8 določena računska potresna obtežba za navadne zidane konstrukcije realno vrednost.

## 5 • SKLEPI

Na podlagi analize zapisa potresa, ki je 12. 7. 2004 prizadel območje Bovca in okolice, bi lahko sklepali, da je potres lokalno celo presegel jakost projektnega potresa, tj. potresa s povratno dobo 475 let, na katerega projektiramo gradbene konstrukcije. Tako pospeški tal, registrirani med potresom na naplavinškem gramoznem sloju kot tudi spekter odziva so močno presegle vrednosti, ki jih na danem območju za projektiranje konstrukcij predvidevata sodobna karta potresne nevarnosti Slovenije in standard EC 8. Vplive naplavinških slojev na ojačenje gibanja tal na trdni podlagi bo zato treba še podrobneje raziskati.

Ne glede na to pa analiza odziva zidanih stavb na potres kaže, da jakost potresa ni preseгла največje pričakovane. Utrjene stavbe, katerih potresna odpornost je bila v večji ali manjši meri skladna z zahtevami standarda EC 8, so med potresom sicer že zanihale v nelinearnem območju, vendar so bile deformacije še daleč od porušnih, kar pomeni, da kapaciteta duktilnosti in sipanja energije konstrukcije še ni bila v celoti izkoriščena. Nastanek poškodb je bil pri potresu, ki je dosegel jakost projektnega potresa, neizogiben, saj so že predhodne analize in

eksperimentalne raziskave pokazale, kolikšna je največja dosegljiva potresna odpornost starih kamnitih hiš, ki jih protipotresno utrdimo s povezanjem zidov z jeklenimi zidnimi vezmi in z injektiranjem zidovja s cementno maso.

Pregled prizadetega območja je pokazal, da je bil obseg poškodb na novo zgrajenih objektih minimalen, z izjemo manjšega števila pa zelo resnih poškodb niso utrpeli niti konstrukcije v celoti utrjenih objektov. To ponovno dokazuje, da so uporabljene metode utrditve obstoječih kamnitih zidanih hiš učinkovale, če so le bile v celoti in strokovno zasnovane in izvedene. Poškodbe so utrpeli tudi nekateri objekti, ki so bili po letu 1998 le deloma utrjeni, ker med potresi leta 1976 in 1998 niso bili poškodovani.

Analiza odziva stavb na potres je ponovno dokazala, da principi določanja projektnе potresne obtežbe, ki jih je uvedel standard Eurocode, veljajo, ter da so obenem sprejemljive tudi vrednosti parametrov, ki jih uporabljamo za določanje potresne obtežbe v primeru zidanih konstrukcij. Zahteve EC 8 so brez težav dosegljive še posebej pri novogradnji in stavbah z omejenim številom etaž. Ujemanje predvidevanj in dejanskega obnašanja stavb

med potresom, predvsem tudi glede poškodb, je ponovno opozorilo, da je skrajni čas, da se opusti uporaba jugoslovanskega pravilnika iz leta 1981. Po jugoslovanskem pravilniku je za zidane konstrukcije računska potresna obtežba, na katero se dimenzionirajo, več kot dvakrat manjša kot obtežba, določena po EC 8. Ne nazadnje pa je analiza odziva utrjenih kamnitih stavb na potres ponovno pokazala, da je na območjih največje potresne nevarnosti v Sloveniji ( $a_g = 0,250 g$ ) s poznanimi metodami možno protipotresno utrditi tudi stare zidane stavbe do mere, da bo njihovo obnašanje med potresom primerljivo z obnašanjem nove gradnje. Tudi v primeru, če zaradi razpoložljivih tehnoloških možnosti in stroškov v primerjavi z zahtevami za novo-gradnjo projektno potresno obtežbo nekoliko zmanjšamo. Analiza odziva utrjenih stavb na bovški potres je pokazala, da takšno zmanjšanje dejansko ne gre na račun varnosti utrjenih stavb pred porušitvijo. Kot rečeno oziroma kot izhaja iz osnovnih načel potresnoodpornega projektiranja, pa pred poškodbami v primeru projektnega potresa niso varne niti nove stavbe.

## 6 • ZAHVALA

Opisane raziskave so bile izvedene deloma v okviru študije Analiza stanja objektov, poško-

dovanih po potresu 12. 7. 2004, izdelane za Ministrstvo za okolje, prostor in energijo, delo-

ma pa v okviru raziskovalnega programa Gradbeni objekti, ki ga financira Ministrstvo za šolstvo, znanost in šport.

## 7 • LITERATURA

CEN, prEN 1998-1, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, Brussels, 2003.

Fajfar, P., Poljanšek, K., Dolšek, M., Peruš, I., Fischinger, M., Ranljivi nanosi na togi podlagi, Delo, priloga Znanost, str. 16, 29. 7. 2004.

Klemenc, I., Tomažević, M., Lutman, M. Vpliv potresa 12. 4. 1998 na Bovškem na stavbe, ljudi in okolje. Vpliv potresa na stavbe – I. del. Mehanske lastnosti zidovja in priporočila za projektiranje. Poročilo ZAG/PI-00/01, Ljubljana, 2000.

Pravilnik o tehničnih normativih za graditev objektov visoke gradnje na potresnih območjih. Uradni list SFR Jugoslavije št. 31, 1981.

SIST, SIST ENV 1998-1-4, Eurocode 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – Del 1–4: Splošna pravila – Utrditev in popravilo stavb, Ljubljana, 2000.

Taškov, L., Bojadžiev, M., Krstevska, L., Ispitivanja starih zidanih zgradb u Ljubljani ambientnim vibracijama, poročili IZIS št. 84–135 in 84–143, Skopje, 1984.

Tomažević, M., Dynamic modelling of masonry buildings: storey mechanism model as a simple alternative. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 15 (6), John Wiley & Sons, str. 731-749, 1987.

Tomažević, M., Lutman, M., Weiss, P., Velechovsky, T., Vpliv togosti stropnih konstrukcij na potresno odpornost starih zidanih zgradb: Preiskave modelov kamnitih hiš – končno poročilo, poročilo ZRMK/PI-92/03, Ljubljana, 1992.

Tomažević, M., Apih, V., Ojačevanje kamnitega zidovja z zidovju prijaznim injektiranjem. Informacije ZRMK št. 306-307, Gradbeni vestnik 42 (1–2, 3–4–5), 1993 a.

Tomažević, M., Lutman, M., Velechovsky, T., Protipotresna ojačitev starih kamnitih hiš: je zamenjava lesenih stropov z masivnimi ploščami res vedno potrebna? Informacije ZRMK št. 308, Gradbeni vestnik 42 (6–7), 1993 b.

Tomažević, M., Lutman, M., Seismic behaviour of masonry walls: modeling of hysteretic rules. Journal of Structural Engineering ASCE, 122 (9), str. 1048–1054, 1996.

Tomažević, M., Preverjanje potresne odpornosti zidanih konstrukcij: prilagajanje novim zahtevam. Gradbeni vestnik 46 (9–10), str. 254-267, 1997.

Tomažević, M., Kriteriji in parametri za preprojektiranje starih kamnitih zidanih stavb na potresnih območjih, Gradbeni vestnik 48 (8–9–10), str. 186–197, 1999.

Tomažević, M., Klemenc, I., Lutman, M., In situ preiskave zidov in potresna odpornost kamnitih hiš na Bovškem, Gradbeni vestnik 48 (8–9–10), str. 198–208, 1999.

Vidrih, R., Tasič, I., Največ škode so povzročili lokalni učinki, Delo, priloga Znanost, str. 15, 22. 7. 2004.

# SANACIJA BLEJSKEGA JEZERA

## SANITATION OF THE LAKE OF BLEED

prof. dr. Mitja Rismal, univ. dipl. inž. grad.,

Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo,  
Hajdrihova 28. Ljubljana

Znanstveni članek

UDK 627.17+627.157+628.33

**Povzetek** | V članku so obravnavani rezultati osemnajstletnih (1979–1997) analiz zdravljenja močno evtrofičnega Blejskega jezera s površinskim izpiranjem jezera z vodo iz Radovne in z odvodom globinske vode iz jezera z natego. Na podlagi analiz jezera in modificiranega Imbodenovega limnološkega modela je bila izvedena primerjava med rezultati zdravljenja z vodo iz Radovne in s kasneje zgrajeno natego. Meritve in rezultati modela pokažejo, da je mogoče jezero z natego bolje in hitreje ozdraviti. Zaradi trajnega izpiranja sedimentiranih alg in produktov njihovega razkroja iz dna jezera je zdravljenje jezera z natego trajnejše, dopustna obremenitev jezera s fosforjem pa večja.

**Summary** | The paper shows the results of the eighteen year sanitation (1979–1997) of the heavily eutrofied Lake of Bled by the artificial surface flushing of the lake with the water of the near-by flowing alpine rivulet Radovna and with the bottom flushing by the later constructed siphon. The comparison of the efficiency of both methods was made using the measurements of the quality of the lake, inflows and outflows, supported by the partly modified Imbodens model. The results show the advantages of the bottom flushing against the surface flushing of the lake. The bottom flushing allows higher phosphorous loading of the lake and at the same time, by continuous discharge of the settled algae and their decaying products from the bottom, more durable results of sanitation.

### 1 • UVOD

Namen tega prispevka je, da na podlagi analiz jezera (ARSO, 1999), (Rekar, 1999) v letih (1979–1997) in z uporabo limnološkega modela prikaže rezultate zdravljenja Blejskega jezera z vodo iz Radovne (površinsko izpiranje jezera) in s kasneje (leta 1980–1981) zgrajeno natego (globinsko izpiranje).

V petdesetih letih prejšnjega stoletja je močno cvetenje "rdečih" alg opozorilo na hiperevtrofično stanje Blejskega jezera, ki je zaradi velike koncentracije hranil in drugih soli na dnu jezera postalo celo meromiktično (Rejc, 1955). Tedanja Uprava za vode SRS je imenovala za zdravljenje jezera komisijo znanstvenikov (biolog, kemik, hidravlik), ki je določila izvedbo potrebnih sanacijskih del po naslednjem prioritetenem vrstnem redu:

1. Ureditev kanalizacije Bleda za preprečitev onesnaževanja jezera;
2. Umetno povečanje pretoka skozi jezero s ca. 2,0 m<sup>3</sup>/s vode iz Radovne;
3. Izgradnjo natege za odvod hipolimnijske vode pa je komisija zavrnila kot neprimerno rešitev.

Takšni odločitvi komisije je tedaj javno nasprotoval sedaj že pokojni gospod Pirkovič s trditvijo, da je mogoče jezero mnogo bolje ozdraviti z uporabo natege. V svojem dopisu dne vladi SRS pa je napisal (Pirkovič, 1962a):

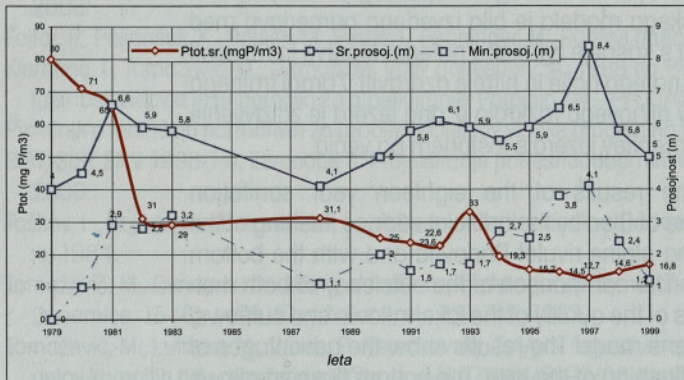
"..... Drenaža gnilih vod (z natego, op. pisca) je absolutno zanesljiva, najpreprostejša, najcenejša in tudi v stranskih učinkih na mikroklimo koristna metoda, medtem ko moramo reči o nameri, jezero mešati z mrzlo Radovno, da je to nezanesljivo, komplicirano, z denarjem razsipno, življenju v jezeru nevarno in turistično pogubno zdravilo."

To Pirkovičevo mnenje je Strokovna komisija IS SRS ovrgla (IS SRS, 1963), citiram:

"..... Komisija je pretresla vse predloge (Pirkoviča, opomba pisca) s hidrološkega, kemičnega in biološkega vidika, ustrežno z izsledki napredovanja raziskav Blejskega jezera in se je, upoštevaje vse možnosti, po zrelem preudarku odločila za predlog uvajanja Radovne kot najbolj primeren dolgoročen ukrep sanacije, s predpostavko, da se reši tudi vprašanje kanalizacije Bleda. Predlagani ukrep je potemtakem strokovno in znanstveno utemeljen ter usklajen s posebnostmi Blejskega jezera ....."

Komisija je nategi nasprotovala tudi zaradi mnenja, da bo z NH<sub>4</sub> in H<sub>2</sub>S onesnažena voda iz dna jezera Savo Bohinjko nedopustno onesnažila. Sledeč mnenju komisije je tedanja Uprava za vode SRS zgradila do jezera ca. 2,4 km dolg cevovod za ca. 2,0 m<sup>3</sup>/s s kisikom nasičeno vodo iz Radovne. Po izgradnji tega cevovoda z izpustom vode na dno jezera pa se kakovost vode v nasprotju s pričakovanji ni izboljšala. Jezero je ponovno močno zacvetelo. Zato je ZVSS v Vodnogospodarskih smernicah (ZVSS, 1976), da bi izpolnila prvi pogoj komisije za ozdravitev jezera, predpisala ob jezeru izgradnjo novega velikega kanala (citaf): "ki dopušča razbremenjevanje deževnih voda iznad intenzitete dežja 165 l/sha", kar je pomenilo izgradnjo novega kanala premera 180 cm v dolžini ca. 800 m, čeprav je na tem odseku že obstajal že pred leti zgrajen kanal "M" premera 70/105). Obenem pa je ZVSS, da bi ponovno preverili Pirkovičevo zahtevo po izgradnji natege s pogodbo št. 1305–234/79 naročila pri Institutu za zdravstveno hidrotehniko FAGG študijo natege za sanacijo Blejskega jezera" (Rismal, 1979). Rezultat te študije je pokazal, da je natega za sanacijo jezera bolj učinkovita od izpiranja jezera z Radovno in da zahtevana gradnja novega kanala "M"

premera 180 cm ni potrebna, ker že obstoječi kanal "M" premera 70/105 za zaščito jezera povsem zadostuje. Te rezultate študije je po izgradnji natege potrdilo tudi hitro izboljšanje kakovosti jezera oziroma nagel padec koncentracije fosforja v jezerski vodi (slika 1, preglednica 1). Z izgradnjo natege in dovodom Radovne pa sanacija jezera v kakovostnem in v ekonomskem pogledu ni bila končana. Sanacija jezera ne pomeni enkratnega posega, temveč trajno spremljavo kakovosti vode in procesov v jezeru. S stacionarnim limnološkim modelom so bile v študiji IZH (Rismal, 1979) argumentirane le prednosti natege pred že izvedenim izpiranjem onesnaženega jezera z vodo iz Radovne. Že zgrajeni cevovod iz Radovne pa je bilo potrebno v kombinaciji z natego kolikor je mogoče izkoristiti za sanacijo jezera.



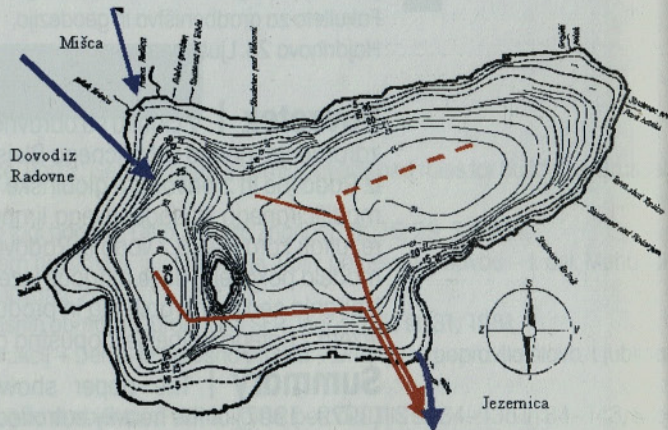
Slika 1 • Koncentracija totalnega fosforja  $P_{tot}$  se je po izgradnji natege naglo znižala, prosojnost jezera pa povečala

Datum analize	$PO_4^{3-} - P$ mg/l	$P_{tot}$ raztop. mg/l	$P_{tot}$ mg/l	Izvajalec analize
15. 12. 1966	0,0278	0,00525	0,0692	Sketelj, prof. dr. Modic (14.-16. 12. 1966.) pred dovodom Radovne in pred izgradnjo natege.
1979			0,080	Povprečna koncentracija fosforja v jezeru po dovodu Radovne (Rekar, 1999)
10. 5. 1982	0,003	0,014	0,03200	po dovodu Radovne in po izgradnji natege (Löffler 1982)
13. 12. 1982	0,0057	0,0117	0,0174-	Analize HMZ (zahodna kotanja) po izgradnji natege

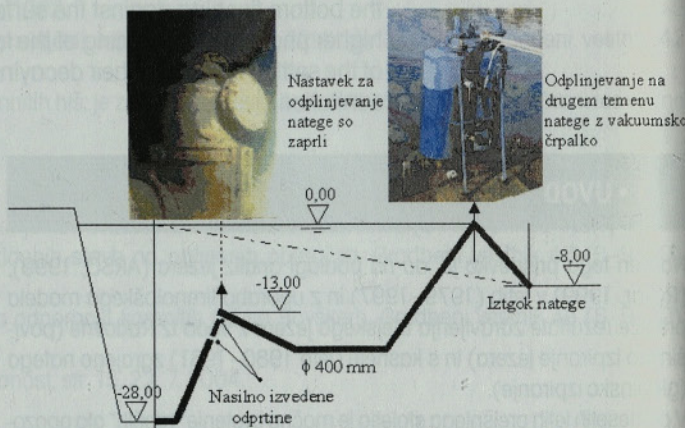
Preglednica 1 • Rezultati kemičnih analiz jezera pred in po izgradnji natege

Ker gre v jezeru za časovno odvisne dinamične procese, stacionarni model ne zadošča tudi za optimalno časovno regulacijo delovanja natege in že zgrajenega dovoda vode iz Radovne. Za optimalno zdravljenje jezera je potrebna sinteza meritev kakovostnih sprememb jezera in rezultatov dinamičnega – časovno odvisnega modela procesov v jezeru. Žal pa takšen pristop ni bil sprejet. Projektant natege in študije je bil izločen iz preizkusnega obratovanja natege. Namesto da bi uporabili načrtovano zmogljivost natege 0,390 m<sup>3</sup>/s, so najprej odtok iz natege zapirali, nato pa onesposobili najgloblji zahodni krak natege (sliki 2 in 3), ki je za sanacijo najbolj pomemben. Zato je natega v obravnavanem obdobju delovala največ s polovično zmogljivostjo 0,196 m<sup>3</sup>/s, (Rekar, 1999). Šele okoli leta 2002 so, zaradi poslabšanja jezera, povzročeno poškodbo natege odpravili. Kakovost jezera pa se je ponovno hitro izboljšala. Žal pa rešitve študije IZH še vedno niso v celoti, ali pa so napačno izvedene.

V članku so prikazani z modelom podprti rezultati petindvajsetletnih analiz zdravljenja jezera. Za zdravljenje jezera je osvetljen pomen natege, dovoda vode iz Radovne in obstoječe kanalizacije Bleda ter vpliv iztoka iz natege za kakovost Save Bohinjke. Namen tega prispevka je, da strokovno problematiko sanacije jezera ponovno aktualizira in tako po možnosti prispeva h končni sanaciji Blejskega jezera.



Slika 2 • Natega z Mišca, dotok iz Radovne in odtok Jezernica. Za linijski odvzem vode iz ravnega dna vzhodne jezerske kotanje je ta krak natege perforiran



Slika 3 • Hidravlična shema zahodnega kraka natege. Zaradi zaprtja nastavka za odplinjevanje in nasilno izvedenih odprtij je namesto onesnažene vode iz dna jezera odtokala čista voda s površine

## 2 • IZHODIŠČA ZA REŠITEV NALOGE

Za uspešno sanacijo jezera je odločilna določitev prioritarnih del na podlagi "samočistilne sposobnosti jezera" in velikosti posameznih onesnaževalcev jezera. Sanacijo jezera je mogoče obravnavati kot zdravljenje "bolnika" zaradi negativnih vplivov urbanizacije, kmetovanja, prometa, turizma in drugih posledic vedno bolj intenzivne rabe prostora. Kot v zdravstvu ima tudi pri okolju prednost preventiva. Ker pa omenjenih vzrokov onesnaževanja Blejskega jezera ni več mogoče povsem preprečiti, so, kot v zdravstvu, tudi pri jezeru potrebni "kirurški" – inženirsko – hidrotehnični posegi. Sanacija jezera zahteva kolikor je mogoče kvantitativno oceno učinka možnih rešitev. V ta namen je potrebno predvsem:



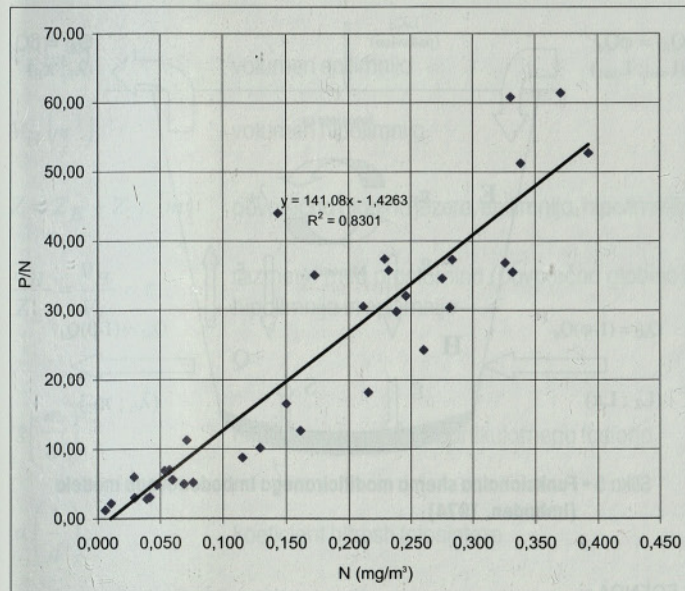
- Opredeliti ključnega povzročitelja za obolenje jezera (določitev omejitvenega faktorja evtrofikacije).
- Ker onesnaževanja jezera ni mogoče popolnoma preprečiti, je potrebno določiti, koliko onesnaženja lahko jezero na račun "samočistilne sposobnosti" še prenese.
- Ovrednotiti moramo posamezne vire, ki jezero onesnažujejo in možnosti za njihovo odstranitev ali zmanjšanje.
- Šele po odgovoru na ta vprašanja lahko predvidimo učinke in s tem prioriteto sanacijskih del in ukrepov.
- Seveda pa moramo presoditi tudi možne, za okolje negativne, posledice izbranih sanacijskih del.

### 3 • DOLOČITEV »SAMOČISTILNE« SPOSOBNOSTI JEZERA

#### 3.1 Opredelitev omejitvenega faktorja evtrofikacije jezera

Omejitveni faktor evtrofikacije je tisto hranilo, ki pospešuje, pomanjkanje pa omejuje primarno proizvodnjo v jezeru (predvsem alge). Bistvena elementa primarne biološke proizvodnje sta poleg mikroelementov in ogljika C dušik N in fosfor P. Alge imajo približno naslednjo kemično sestavo:  $C_{106}H_{263}O_{110}N_{16}P_1$ , v razmerju ogljik, dušik in fosfor:  $\approx C : N : P = 41 : 7 : 1$ .

Iz slike 1 vidimo, da se v Blejskem jezeru prisotne zaloge fosforja porabi-jo prej kot v jezeru mnogo večje zaloge dušika. To pomeni, da je tudi pri Blejskem jezeru, enako kot v večini alpskih jezer, omejitveni faktor fotosin-teze (evtrofikacije) fosfor.



Slika 4 • Razmerja N/P v Blejskem jezeru po analizah (ARSO, 1999)

Za uspešno zdravljenje jezera moramo torej poznati predvsem:

1. Količine oziroma koncentracijo fosforja v jezerski vodi, ki določa proizvodnjo alg v jezeru – evtrofnost jezera,
2. količino fosforja, ki prihaja v jezero s pritoki in iz zelenih zalednih površin jezera,
3. količino fosforja, ki pri padavinah iz razbremenilnikov mešane kanalizacije, skupaj z v jezero prelitim padavinskim odtokom, onesnažuje jezero,
4. koliko in kje je potrebno zmanjšati onesnaževanje jezera s fosforjem, da bi povrnil jezero v stabilno mezotrofno ali celo oligotrofno stanje.

#### 3.2 Evtrofnost jezera v odvisnosti od koncentracije fosforja v jezerski vodi.

Iz podatkov v preglednici 2 je razvidno, da je evtrofnost jezera odvisna od zelo nizkih koncentracij fosforja v jezerski vodi.

Leta 1966 izmerjene koncentracije fosforja v preglednici 1 kažejo, da je bilo jezero pri koncentraciji fosforja  $69 \text{ mgP/m}^3$  močno evtrofno, po dovodu Radovne pa celo  $80 \text{ mgP/m}^3$ .

Zato je bilo za uspešno zdravljenje jezera potrebno pred vsem: a) presoditi, koliko moramo zmanjšati količine fosforja v pritokih, da bi v jezeru dosegli v razpredelnic 2 navedene koncentracije fosforja za oligotrofno kakovost jezera in b) izločiti tiste vire onesnaženja, ki jezero s fosforjem najbolj onesnažujejo ter c) presoditi, koliko lahko k sanaciji prispeva natega.

#### 3.3 Preliminarna presoja prednosti globinskega izpiranja jezera z nategu pred površinskim izpiranjem

S stališča sanacije je mogoče jezero obravnavati podobno kot reaktorje pri bioloških čistilnih napravah, ki jih v glavnem načrtujemo s pomočjo bolj ali manj poenostavljenih stacionarnih modelov kinetike biokemičnih procesov. Že poenostavljen model masne bilance fosforja v jezeru po enačbi (1) bi načrtovalce izpiranja jezera z vodo iz Radovne opozoril, da se pretežni del fosforja, ki iz vode s fotosintezo preide v alge, z algami iz jezera ne bo odplaknil, temveč se bo, po spodnjem računu, z njimi trajno nabiral na dnu jezera:

$$V \cdot \frac{dX}{dt} = \alpha \cdot X \cdot V - R_H \cdot X \cdot V - Q \cdot X$$

$$\frac{dX}{X \cdot dt} = 0 = (\mu - kd) - D \rightarrow \rightarrow D = \frac{Q}{V} = \frac{1}{T} \quad (1)$$

$$\frac{dX}{X \cdot dt} > \text{če je } (\mu - kd) - D > 0$$

Stopnja onesnaženosti	Pov. vsebnost fosforja	Pov. vsebnost dušika	Povprečna prosojnost	Minimalna prosojnost	Klorofil a povprečje	Klorofil a maksimum
	( $\mu\text{g P/l}$ )	( $\mu\text{g N/l}$ )	(m)	(m)	( $\mu\text{g/l}$ )	( $\mu\text{g/l}$ )
ult.oligotrofno	< 4	< 200	> 12	> 6	( 1	> 2,5
oligotrofno	< 10	200–400	> 6	> 3	( 2,5	< 8
mezotrofno	10–35	300–650	6–3	3–1,5	2,5–8	8–25
evtrofno	35–100	500–1500	3–1,5	1,5–0,7	8–25	25–75
hiperevtrofno	> 100	> 1500	( 1,5	( 0,7	( 25	> 75

Preglednica 2 • Kriteriji za presojo evtrofnosti jezer

Količina alg v jezeru se večja. Splakovanje alg iz jezera ni uspešno

$$\frac{dX}{X \cdot dt} < \text{če je } (\mu - kd) - D < 0$$

Količina alg se v jezeru manjša, izpiranje je uspešno

$X \text{ (mg/m}^3\text{)}$  koncentracija alg v jezeru

$T = \text{dan}$  pretočni čas vode skozi jezero

$\alpha = 1 \text{ dan}^{-1}$  hitrost rasti alg

$R_E = 0,006 \text{ dan}^{-1}$  hitrost razgradnje proizvedenih alg v epilimniju

Račun za primer Blejskega jezera:

$V_{E\text{jezera}} = 8,82 \cdot 10^6 \text{ m}^3$  prostornina epilimnija s fotosintezo

$Q_{\text{Radovna}} = 2,0 \text{ m}^3/\text{s}$

$$D = \frac{Q(\text{m}^3) / \text{dan}}{V_{\text{jezera}}(\text{m}^3)} = \frac{2.86400}{8.82 \cdot 10^6} = 0,0196 \text{ d}^{-1}$$

$$\alpha - R_E \gg D \rightarrow \rightarrow \rightarrow 1,0 - 0,006 = 0,994 \gg 0,0196 \quad (2)$$

Račun po enačbi (1) pokaže, da je hitrost rasti alg ( $\alpha - R_E$ , tudi pri načrtovanem maksimalnem dotoku  $2,0 \text{ m}^3/\text{s}$  Radovne v jezero, 50,7-krat, pri manjšem dotoku  $0,4 \text{ m}^3/\text{s}$  pa 250-krat večja od frekvence (hitrosti) razredčenja "D" fosforja in alg v jezeru! Pretežna količina alg s fotosintetično vgrajenim fosforjem se torej iz jezera ne odplakne, temveč se usede na dno jezera, kjer so alge ob pomanjkanju kisika podvržene anaerobni razgradnji in se fosfor skupaj s strupenim amonijem in žveplovodikom kot potencialno "notranje" onesnaženje ponovno vrača v jezersko vodo. Takšno "notranje" onesnaževanje je lahko desetkrat do stokrat večje od zunanjega (Imboden, 1974) onesnaževanja jezera. Z natega, ki alge iz dna sprosti "spira", pa je mogoče anaerobne procese v hipolimniju učinkovito omejiti ali v celoti preprečiti.

V nadaljevanju prispevka uporabljeni model jezera pokaže, da pri letnem dotoku fosforja  $449 \text{ kg P/l}$  odteče po nategi (na račun "notranjega" onesnaženja) več fosforja ( $R_p = -10,9 \%$ ), kot ga s pritoki v jezero priteče. Brez natega pa ( $R_p = 49 \%$ ) fosforja ostane na dnu jezera (slika 1). Na to prednost natega je opozorila že študija natega Blejskega jezera, po kateri je bila natega leta 1980–81 tudi zgrajena.

Pred izgradnjo natega so se v zimskem "obratu" jezera v hipolimniju obnovljene zaloge kisika hitro porabile. Na globinah pod  $8 \text{ m}$  v vodi ni bilo več kisika Zaradi meromiktičnega jezera (Rejc, 1955) pa je bila notranja obremenitev jezera s fosforjem, kot kažejo rezultati modela v nadaljevanju, mnogo večja od zunanje obremenitve.

Za sanacijo jezera je bilo torej potrebno:

a) s preventivnimi ukrepi kolikor je mogoče zmanjšati dotok ali zunanjo obremenitev jezera s fosforjem.

b) Z dovodom Radovne ali z natega odplakniti iz jezera čim več fosforja in zagotoviti takšno pozitivno bilanco kisika v hipolimniju, ki preprečuje vračanje fosforja in drugih škodljivih produktov ( $\text{NH}_4^+, \text{H}_2\text{S}$ ) iz anaerobnega sedimenta na dnu jezera.

Za sanacijo so možni tudi drugi ukrepi, kot je umetno ozračevanje dna jezera, kemična stabilizacija fosforja v sedimentu jezera itd. Takšne rešitve pa so dražje in niso trajne, ker ne odstranjujejo vzrokov, temveč le posledice onesnaževanja.

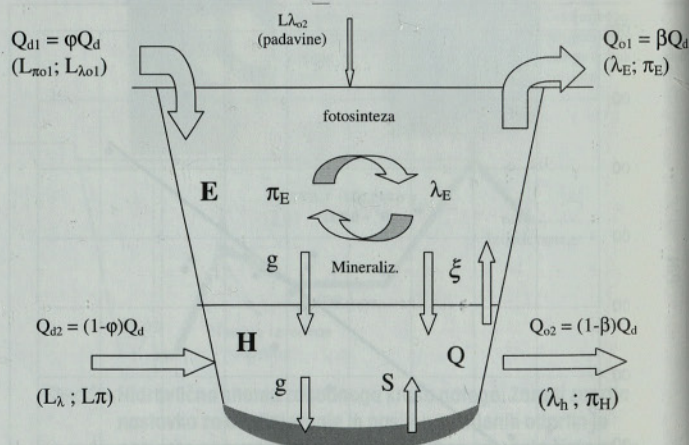
### 3.4 Ocena dopustne obremenitve jezera s fosforjem z modificiranim Imbodenovim modelom

Za bilanco hranil (fosforja), alg in kisika v jezeru (za "samočistilno" sposobnost jezera) je na voljo mnogo limnoloških modelov. Od enostavnih modelov je uveljavljen empirični "fosforjev" Vollenweiderjev model (Henderson, 1987). Pri konceptualnih modelih pa ločimo od enostavnejših statičnih do lahko zelo zapletenih dinamičnih modelov, ki upoštevajo poleg hidravličnih, meteoroloških, morfoloških in kemičnih lastnosti jezera tudi delovanje bolj ali manj širokega spektra organizmov primarne in sekundarne biološke proizvodnje.

V nasprotju z enačbo (1), ki obravnava jezero kot enotni "premešan" biološki reaktor, in empiričnim Vollenweiderjevim modelom, ta obravnava le površinski dotok in odtok vode iz jezera, smo uporabili Imbodenov model, ki deli jezero po globini na dva ločena reaktorja in tako omogoča presojo površinskega, z dovodom vode iz Radovne, in globinskega izpiranja jezera z natega.

V primerjavi s študijo natega za sanacijo Blejskega jezera (Rismal, 1979) je model dopolnjen in upošteva tudi pozitiven prispevek dotoka iz Radovne na bilanco kisika v hipolimniju. Znižanje koncentracije kisika v hipolimniju oligotrofnega jezera naj ne bi bilo večje od  $\text{DO}_2 = 1000 \text{ mgO}_2/\text{m}^3$  (Imboden, 1974).

Model povzema (slika 5, enačbe (3) do (6) za  $\varphi < \beta$ ) stacionarni režim procesov v jezeru zelo poenostavljeno, kar pa za relativno primerjavo obravnavanih sanacijskih rešitev zadostuje (Kummerl, 1989), ker je že omenjena frekvenca pretoka "D" vode skozi jezero petdesetkrat do dvesto petdesetkrat manjša od hitrosti biokemičnih procesov v jezeru.



Slika 5 • Funkcionalna shema modificiranega Imbodenovega modela (Imboden, 1974)

LEGENDA:

E oznaka za epilimnij

H oznaka za hipolimnij

$\pi \left( \frac{\text{mgP}}{\text{m}^3} \right)$  partikularni fosfor

$\lambda \left( \frac{\text{mgP}}{\text{m}^3} \right)$  raztopljeni fosfor

$L \left( \frac{mgP}{m^2 d} \right)$  povprečna dnevna obremenitev 1 m<sup>2</sup> površine jezera s fosforjem

$S \left( \frac{mgP}{m^2 \cdot d} \right)$  generacija fosforja iz zaradi anaerobnih pogojev na dnu jezera

E; H epilimniji; hipolimniji

$Q \left( \frac{m^3}{d} \right)$  dotok, iztok iz jezera

$A \text{ (m}^2\text{)}$  površina jezera

$q_s = \frac{Q}{A} \left( \frac{m^3}{m^2 d} \right)$  povprečna letna hidravlična obremenitev površine jezera

$\varphi = \frac{Q_{d1}}{Q_{d0}}$

$\beta = \frac{Q_{o1}}{Q_o}$

$\xi = \frac{Q}{V_E} \left( \frac{1}{d} \right)$  koeficient izmenjave vode med epilimnijem in hipolimnijem

$V_E \text{ (m}^3\text{)}$  volumen epilimnija

$V_H \text{ (m}^3\text{)}$  volumen hipolimnija

$Z = Z_E + Z_H \text{ (m)}$  povprečna globina jezera, epilimnija, hipolimnija

$\frac{Z_H}{Z_E} = \frac{V_H}{V_E} = \varepsilon$  razmerje med prostornino (povprečno globino) hipolimnija in epilimnija

$g \left( \frac{m}{d} \right)$  hitrost sedimentacije partikularnega fosforja

$\alpha \left( \frac{1}{d} \right)$  koeficient hitrosti fotosinteze

$R_E, R_H \left( \frac{1}{d} \right)$  koeficient hitrosti mineralizacije v epilimniju, hipolimniju

epilimniji:

$$\frac{d\lambda_E}{dt} = -\lambda_E \left( \alpha + \beta \frac{q_s}{Z_E} + \xi \right) - \lambda_H \left( (\varphi - \beta) \frac{q_s}{Z_E} - \xi \right) + \pi_E \cdot R_E + \frac{L\lambda_E}{Z_E} = 0 \quad (3)$$

$$\frac{d\pi_E}{dt} = \lambda_E \cdot \alpha - \pi_E \left( \xi + R_E + \frac{g}{Z_E} + \beta \frac{q_s}{Z_E} \right) + \pi_H \left( \xi - (\varphi - \beta) \frac{q_s}{Z_E} \right) + \frac{L\pi_E}{Z_E} = 0 \quad (4)$$

hipolimniji:

$$\frac{d\lambda_H}{dt} = \lambda_E \frac{\xi}{\varepsilon} - \lambda_H \left( \frac{\xi}{\varepsilon} + (1 - \beta) \frac{q_s}{Z_H} - (\varphi - \beta) \cdot \frac{q_s}{Z_H} \right) + \pi_H \cdot R_H + \frac{L\lambda_H}{Z_H} + \frac{S}{Z_H} = 0 \quad (5)$$

$$\frac{d\pi_H}{dt} = \pi_E \left( \frac{\xi}{\varepsilon} + \frac{g}{Z_H} \right) - \pi_H \left( \frac{\xi}{\varepsilon} + R_H + \frac{g}{Z_H} + (1 - \beta) \frac{q_s}{Z_H} - (\varphi - \beta) \cdot \frac{q_s}{Z_H} \right) + \frac{L\pi_H}{Z_H} = 0 \quad (6)$$

Definicija stacionarnega režima v modelu sloni na hipotezi, da pride v hipolimniju do mineralizacije vseh v epilimniju proizvedenih alg. Poraba kisika v hipolimniju je torej odvisna od v epilimniju proizvedenih alg (partikularni fosfor), ki tonejo (sedimentirajo) v hipolimniji, in od partikularnega fosforja v podvodnem dotoku (dotok iz Radovne). Ob navedeni hipotezi mora biti hitrost mineralizacije partikularnega fosforja (poraba kisika) v hipolimniju enaka dotoku (usedanju alg) partikularnega fosforja iz epilimnija in v podvodnem dotoku Radovne prisotnega partikularnega fosforja.

$$L_{tot} = L_{\lambda E} + L_{\lambda H} + L_{\pi E} + L_{\pi H} \left( \frac{mgP}{m^2 d} \right) \quad \text{Totalna zunanja obremenitev jezera s P (7)}$$

Enačba (8) podaja sumarni prirastek partikularnega fosforja (iz epilimnija in iz podvodnega dotoka Radovne) v hipolimniju po času:

$$\frac{d\pi_H}{dt} = \frac{L_{\pi H}}{Z_H} + \frac{g}{Z_H} \pi_E^o + \left( \pi_E^o - \pi_H^o \right) \frac{\xi}{\varepsilon} - \pi_H^o \cdot (1 - \varphi) \cdot \frac{q_s}{Z_H} \quad (8)$$

Vrednosti  $\pi_E^o$  in  $\pi_H^o$  za stacionarni režim določimo iz enačbe 6.

$$\frac{d\pi_H}{dt} = 0 = \pi_E^o \cdot \left( \frac{\xi}{\varepsilon} + \frac{g}{Z_H} \right) + \frac{L_{\pi}}{Z_H} + (\varphi - \beta) \pi_H \cdot \frac{q_s}{Z_H} - \pi_H \cdot \left[ \frac{\xi}{\varepsilon} + R_H + \frac{g}{Z_H} + (1 - \beta) \cdot \frac{q_s}{Z_H} \right]$$

$$\pi_H^o = \frac{\pi_E^o \cdot \left( \frac{\xi}{\varepsilon} + \frac{g}{Z_H} \right) + \frac{L_{\pi}}{Z_H}}{(1 - \varphi) \cdot \frac{q_s}{Z_H} + \frac{\xi}{\varepsilon} + \frac{g}{Z_H} + R_H} \quad (9)$$

Ob predpostavki, da je koncentracija alg  $\pi_E^o$  v epilimniju odvisna od letne obremenitve jezera s fosforjem  $Lt$  (kgP/l), uvedemo faktor "f" (enačba (10)) in dobimo s povezavo enačb (9) in (10) račun delovanja zooplanktona (oksidacije) na zmanjšanje koncentracije partikularnega fosforja (alg)  $\frac{d\pi}{dt}$  v hipolimniju (mgP/(m<sup>3</sup>dan) (enačba (11)).

$$f = \frac{\pi_E^o}{Lt} \quad \pi_E^o = f \cdot Lt \quad (10)$$

$$\frac{d\pi}{dt} = \frac{L\pi}{Z_H} + f \cdot Lt \cdot \left\{ \frac{g}{Z_H} + \frac{\xi}{\varepsilon} - \left[ \frac{\xi}{\varepsilon} + (1-\varphi) \cdot \frac{q_s}{Z_H} \right] \cdot \frac{\xi + \frac{g}{Z_H} + \frac{L\pi_H}{\pi_E^0 \cdot Z_E}}{(1-\varphi) \cdot \frac{q_s}{Z_H} + \frac{\xi}{\varepsilon} + \frac{g}{Z_H} + R_H} \right\} \quad (11)$$

Enačba (12) podaja bilanco kisika v hipolimniju pri koncentraciji kisika  $C$  in porabi kisika za razkroj alg  $r_H$ :

$$V_H \cdot \frac{dC_2}{dt} = (1-\varphi)Q \cdot C_1 - (\beta-\varphi)Q \cdot C_2 - (1-\beta)Q \cdot C_2 - V_H \cdot r_H \quad (12)$$

$$\theta_H = \frac{V_H}{(1-\varphi)Q} C_1 - C_{2t} - \theta_H \cdot r_H = [(C_1 - C_{2o}) - \theta_H \cdot r_H] e^{-\frac{T_s}{\theta_H}}$$

$$\Delta C = C_{2o} - C_{2t} = \Delta[O_2] = r_H = 140 \cdot \frac{d\pi_H}{dt} \quad (13)$$

$$C_{2o} - C_1 + \theta_H \cdot r_H + C_1 \cdot e^{-\frac{T_s}{\theta_H}} - C_{2o} \cdot e^{-\frac{T_s}{\theta_H}} - \theta_H \cdot r_H \cdot e^{-\frac{T_s}{\theta_H}} \quad (14)$$

$C_1 \left( \frac{mgO_2}{m^3} \right)$  koncentracija  $O_2$  v dotekajoči vodi v epilimniju in hipolimniju (za  $C$  je predpostavljena je enaka vrednost)

$C_{2o} \left( \frac{mgO_2}{m^3} \right)$  koncentracija  $O_2$  v hipolimniju ob začetku stratifikacije jezera

$C_{2t} \left( \frac{mgO_2}{m^3} \right)$  koncentracija  $O_2$  v hipolimniju ob koncu stagnacije  $T_s \cong 180$  dni

$r_H \left( \frac{mgO_2}{m^3 \cdot d} \right)$  privzeti čas za doseg stacionarnega režima v jezeru  
 $T_s \approx 180$  dni

Pri padcu kisika v hipolimniju v dobi  $T_s$ :

$$\Delta C = C_{2o} - C_{2t} = \Delta[O_2] \quad (15)$$

in z enačb (14) in (15) dobimo

$$\frac{d\pi_H}{dt} = \frac{\Delta[O_2] - (C_{2o} - C_1) \left( 1 - e^{-\frac{T_s}{\theta_H}} \right)}{140 \cdot \theta_H \left( 1 - e^{-\frac{T_s}{\theta_H}} \right)} \quad (16)$$

Če enačbo (16) vstavimo v enačbo (11), dobimo za načrtovani povprečni padec koncentracije kisika  $\Delta[O_2]$  v hipolimniju maksimalno dopustno letno obremenitev jezera s fosforjem

$$L_{TEmaksdop} \left[ \frac{mgPtot}{m^2 \cdot leto} \right] = \frac{\Delta[O_2] - (C_{2o} - C_1) \left( 1 - e^{-\frac{T_s}{\theta_H}} \right) \cdot \frac{L\pi_H}{140 \cdot \theta_H \left( 1 - e^{-\frac{T_s}{\theta_H}} \right)} - \frac{L\pi_H}{Z_H}}{f \cdot \left\{ \frac{g}{Z_H} + \frac{\xi}{\varepsilon} - \left[ \frac{\xi}{\varepsilon} + (1-\varphi) \cdot \frac{q_s}{Z_H} \right] \cdot \frac{\xi + \frac{g}{Z_H} + \frac{L\pi_H}{\pi_E^0 \cdot Z_H}}{(1-\varphi) \cdot \frac{q_s}{Z_H} + \frac{\xi}{\varepsilon} + \frac{g}{Z_H} + R_H} \right\}} \quad (17)$$

V tem primeru velja za določitev vrednosti  $f$ :  $f = \frac{\pi_E^0}{L_{tot}}$

Razmerje  $R_p$  (%) med iztokom iz in dotokom fosforja v jezero pa je določeno z:

$$R_p = 100 - \frac{[\beta \cdot (\lambda_E + \pi_E) + (1-\beta) \cdot (\lambda_H + \pi_H)] q_s \cdot S \cdot 365}{L_{tot}} \cdot 100 \quad (18)$$

Za oligotrofno jezero predvideva Imboden (Imboden, 1974) dopusten padec  $\Delta[O_2] = 1000 \text{ mgO}_2/\text{m}^3$ , kar pomeni ob po globini predpostavljene enakomerni porabi kisika v hipolimniju na dnu jezera koncentracijo kisika ca  $8,0 \text{ mgO}_2/\text{m}^3$ .

Pri takšni koncentraciji kisika (zaradi netopne oblike  $FePO_4$ ), ni več pričakovati redukcije trivalentnega železa in s tem vračanje  $PO_4^{3-}$  preko molekularne difuzije v vodo. Generacija  $PO_4^{3-}$  iz dna v vodo se začne šele, če je koncentracija kisika na dnu jezera manjša od ca.  $5 \text{ mgO}_2/l$  (Stumm, 1970).

### 3.5 Povzetek rezultatov modela na podlagi podatkov o obremenitvi jezera ob načrtovanju natege

Analize jezera pred in po izgradnji natege (slika 1, preglednica 1) omogočajo danes primerjavo natege s prvotno načrtovanim in izvedenim površinskim izpiranjem jezera z vodo iz Radovne.

Iz slike 1, preglednice 1 ter iz bilance hranil in vode v jezeru (preglednica 3) lahko povzamemo predvsem naslednje:

a) Koncentracija fosforja 70 do  $80 \text{ mgP}/\text{m}^3$  v jezeru se po izgradnji dovoda vode v jezero iz Radovne v trinajstih letih (od 1966 do 1979) ni spremenila oziroma se je celo poslabšala. Ostala je na zgornji meji evtrofnosti blizu hiperevtrofnega stanja. (preglednica 1).

b) Po izgradnji natege pa je koncentracija fosforja naglo padla (slika 1) v mezotrofno območje (preglednici 1 in 2). Podobno velja za prosojnost in koncentracijo klorofila.

Izmerjene ekstremne vrednosti v kritičnih letih pa kažejo, da jezero, čeprav se je vsebnost fosforja po letu 1979 v povprečju štirikrat zmanjšala, še ni doseglo stabilnega mezotrofnega stanja. Precejšnja disperzija meritev fosforja je lahko tudi posledica neenakomernega delovanja sanacijskih naprav (daljši izpadi in spreminjanje pretokov natege, dovoda Radovne itd.).

Kot kažejo analize jezera, zaradi verjetno manj kot polovičnega delovanja natege anoksične razmere na dnu jezera niso bile odpravljene (slika 8), s tem pa tudi ne notranja obremenitev jezera (preglednica 4), ki dosegajo

po modelu od zunanje približno štirikrat večjo obremenitev jezera s fosforjem.

c) Meritve pretokov (preglednica 3) dokazujejo, da so upravljavci sanacije zmogljivost zagrajene natege 0,390 m<sup>3</sup>/s z zapiranjem njenega pretoka na 0,196 m<sup>3</sup>/s le polovično izkoriščali. Zahodni krak natege pa so namesto izvedbe načrtovanega in nujnega odzračanja v hidravličnem temenu močno poškodovali (odprli), da je po njem namesto iz globine lahko odtekala le voda iz površine jezera (slika 3).

Pritoki	Qsr (m <sup>3</sup> /s)	10 <sup>6</sup> .m <sup>3</sup> /leto	fosfor kg P/leto	dušik t N/leto
Krivica	0,020	0,628	8	0,65
Mišca	0,138	4,343	279	9,85
Ušivec	0,050	1,577	34	5,71
Solznik	0,004	0,126	1	0,12
Radovna	0,398	12,545	50	7,01
Padavine***		1,867	75	2,15
<b>skupaj</b>	<b>0,610</b>	<b>21,086</b>	<b>447</b>	<b>25,49</b>
Otoki	Qsr m <sup>3</sup> /s	10 <sup>6</sup> .m <sup>3</sup> /l	fosfor kg P/l	dušik t N/l
Jezernica	0,463	14,607	169	6,78
Natega	0,196	6,174	192	5,58
evaporacija*				
<b>skupaj</b>	<b>0,657</b>	<b>20,781</b>	<b>361</b>	<b>12,36</b>
Letna akumulacija		86 kg P/leto	13,13 tN/leto	
v jezeru v % dotoka		19,24 (%)	51,5 (%)	

Preglednica 3 • Bilanca dotokov in iztokov hranil Blejskega jezera v letu 1997 (Rekar, 1999)

	Enota	Merjeno	V modelu epilimnij	V modelu hipolimnij
Zunanja obremenitev jezera	kg P/l	447,0	449,00	
Obremenitev iz dna jezera	kg P/l			1610
Totalni fosfor	Epilimnij	mgP/m <sup>3</sup> (Jezernica) 11,57	10,93	
	Hipolimnij	mgP/m <sup>3</sup> (natega) 31,10	35,26	35,20
		mg P/m <sup>3</sup>	31,00	
Rp (%)		19,24		19,31
Padec kisika v hipolimniju	mgO <sub>2</sub> /l	(dne 20.10.1997.) 10,31-0,67=9,64*		2 x 5,08 = 10,16

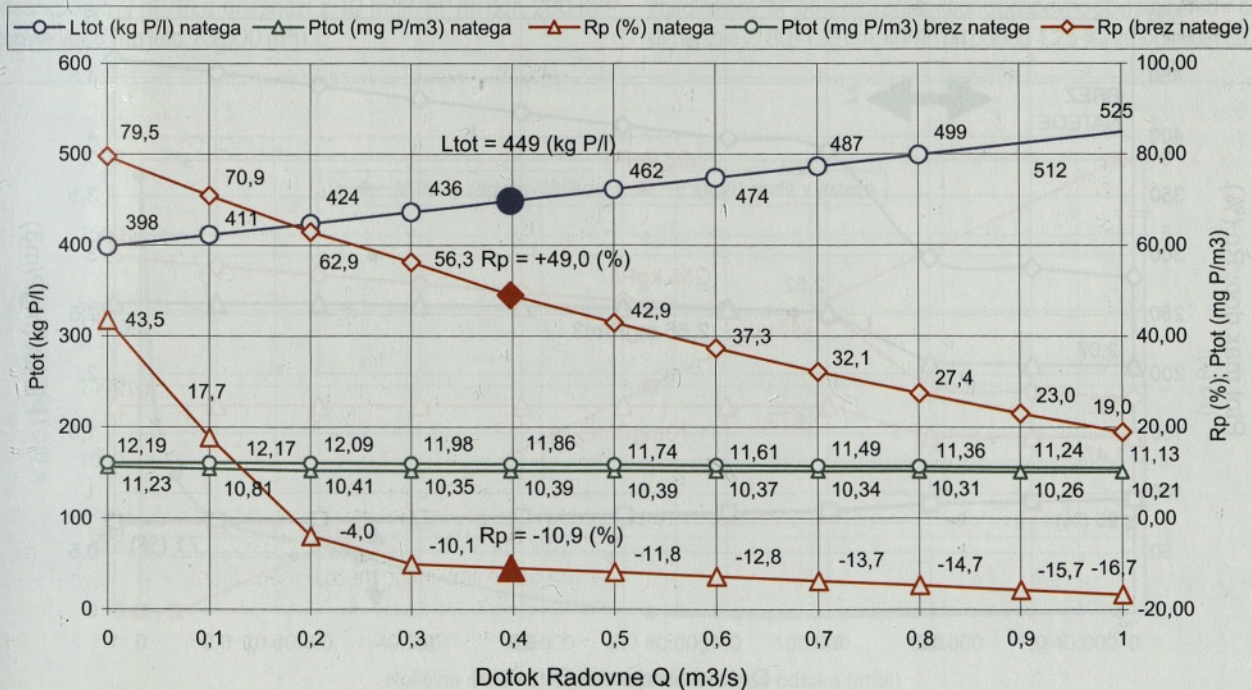
\* Če upoštevamo, da je verjetno koncentracija kisika na mejni plasti vode in sedimenta 0,0 mgO<sub>2</sub>/l je koncentracija po modelu praktično enaka merjeni: 10,31 ≅ 10,16 mgO<sub>2</sub>/l.

#### Preglednica 4 • Rezultati umeritve modela

Rezultati modela so podani v slikah 6 in 7.

Kakovost jezera se je takoj po izgradnji natege vidno izboljšala. Vendar pa se je kasneje zaradi omenjenih napak (slika 3), kot je razvidno iz slike 1, proces zdravljenja jezera ustavil. Zaradi poškodbe in polovičnega delovanja natege se je začelo jezero postopoma slabšati, dokler ni v letih med 1999 in 2000 ponovno zacvetelo. Zahodni krak natege so kljub večletnim opozorilom popravili šele, ko je jezero ponovno zacvetelo. Žal pa zopet pomanjkljivo, oziroma napačno. Kljub le delnemu popravilu natege pa se je prosojnost jezera ponovno naglo in vidno izboljšala (slika 13).

Na podlagi obstoječih analiz jezera in s pomočjo rezultatov modela želimo v tem prispevku argumentirati vzroke in posledice omenjenih napak in obenem nakazati potrebne ukrepe za dokončno sanacijo jezera.



Slika 6 • Rezultati modela: "izpiranje hranil" iz jezera z natego in brez natege po analizah jezera ( ARSO, Rekar, 1999)

Iz analiz je poznana le zunanja ne pa tudi notranja obremenitev jezera, ki je zaradi anaerobnih pogojev na dnu jezera zanesljivo prisotna in je lahko, kot rečeno, mnogo večja od zunanje obremenitve (Imboden, 1974). V modelu smo uporabili podatke meritev o obremenitvi jezera iz preglednice 3 (Rekar, 1999) in kemične analize jezera za obdobje 1997–1999 (ARSO, 1999). Model je umerjen po analizah pritokov in jezerske vode za leto 1997. Rezultati umeritve so podani v preglednici 4. Umeritev modela ni popolna predvsem a) ker zaradi omenjene okvare zahodnega kraka natege ni mogoče vedeti, koliko vode je odtekalo po nategi iz epilimnija (izmerjeni pretok natege  $0,196 \text{ m}^3/\text{s}$  (Rekar, 2000), ki ustreza zmogljivosti enega kraka natege, kaže tudi na možnost, da so zahodni krak natege zaprli) in b) zaradi poenostavitve model ne zajema vseh relevantnih parametrov. Ob pomanjkljivih podatkih pa tudi od obsežnejših modelov ni pričakovati za presojo sanacijskih ukrepov bolj uporabnih rezultatov.

Slika 6 prikazuje prednost globinskega pred površinskim izpiranjem jezera za opazovano leto 1997 v odvisnosti od dotokov iz Radovne (od 0 do  $1,0 \text{ m}^3/\text{s}$  in odtokov preko natege od  $0,0 \text{ m}^3/\text{s}$  do  $0,390 \text{ m}^3/\text{s}$  za tedaj prisotne anaerobne pogoje na dnu jezera. Notranja obremenitev jezera s fosforjem S je bila za ta primer ocenjena na  $S = 3 \text{ mgP}/\text{m}^2\text{d}$  ali na leto ca.  $1600 \text{ kgP}/\text{l}$ .

Negativne vrednosti  $R_p$  na sliki 7 kažejo, da pri izpiranju jezera z natego (zaradi velike generacije fosforja iz dna) več hranil odteče, kot jih v jezero priteče. Pri rezultatih modela v sliki 7 je upoštevano, da je odtok iz jezera preko natege enak dotoku iz Radovne v območju med  $0,00 \text{ m}^3/\text{s}$  do  $0,390 \text{ m}^3/\text{s}$ , kar je maksimalna zmogljivost natege. Pri večjih dotokih iz

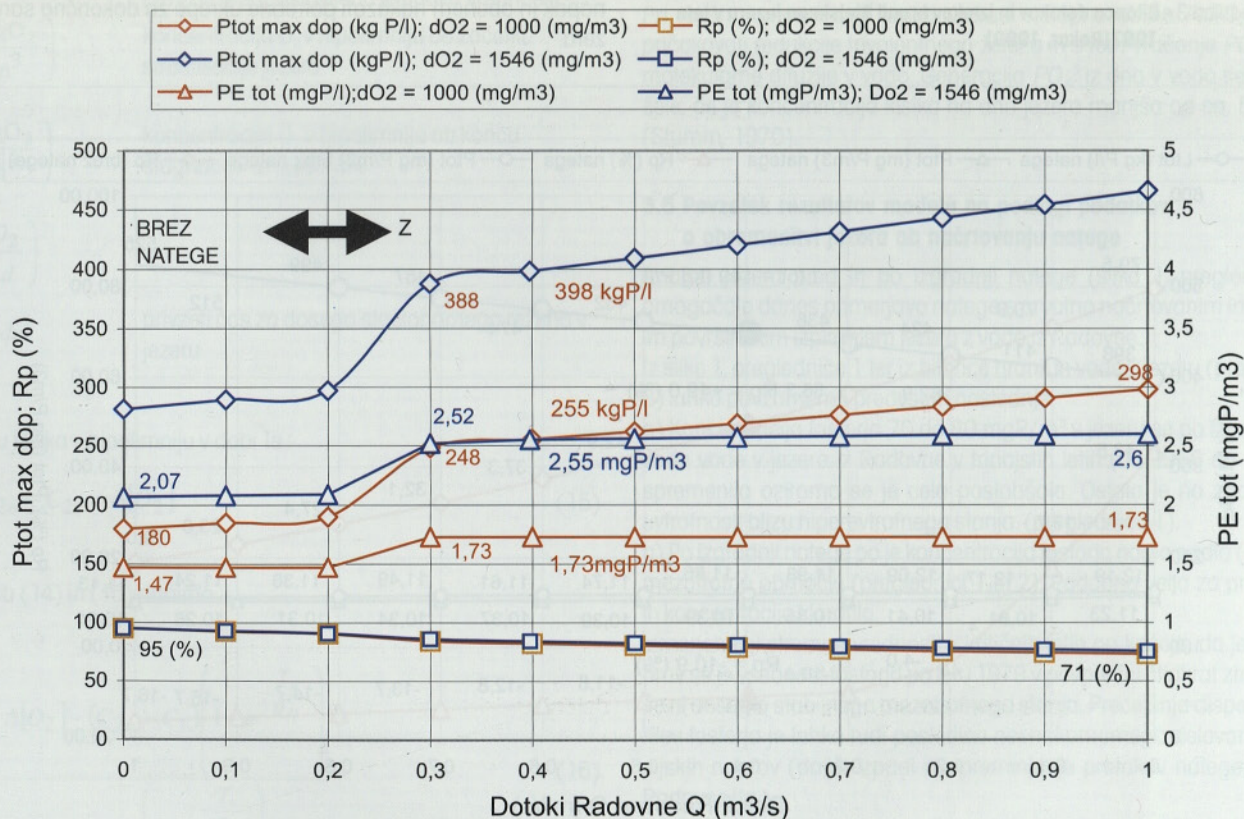
Radovne do  $1,0 \text{ m}^3/\text{s}$  pa se odtok iz natege nad  $0,390 \text{ m}^3/\text{s}$  ne spreminja.

Pozitivne vrednosti  $R_p$  pri površinskem splakovanju jezera brez natege pa povedo, da se fosfor tudi pri največjih dotokih iz Radovne še naprej akumulira na dnu jezera, kar potrjuje preliminarno presojo površinskega splakovanja fosforja v poglavju 3.2.

Zaradi vzdrževanja gladine, odtok iz natege ne sme biti večji od dotoka vode v jezero, je bilo, kot je iz slik 6 in 7 razvidno, smiselno že izgrajen cevovod iz Radovne uporabiti za povečanje sicer možnega odtoka iz natege od ca.  $0,2 \text{ m}^3/\text{s}$  (ca. dotoki Mišce z ostalimi pritoki) na  $0,4 \text{ m}^3/\text{s}$ . Pri tej zmogljivosti zgrajene natege  $0,4 \text{ m}^3/\text{s}$  večji dotoki iz Radovne k zdravljenju jezera ne prispevajo veliko, toplotno bilanco pa s hlajenjem jezera negativno spreminjajo. Iz slike 7 je tudi razvidno, da se z vključitvijo natege dopustna obremenitev jezera s fosforjem poveča.

Slika 7 prikazuje rezultate modela in dopustno obremenitev jezera s fosforjem pri aerobnih razmerah na dnu jezera za dva primera:

a) za primer, ko povprečni padec koncentracije kisika v hipolimniju ni večji od  $\Delta O_2 = 1000 \text{ mg}/\text{m}^3$ , ko je jezero v oligotrofnem stanju (Imbodena 1974). Če pa predvidimo linearni padec kisika po globini hipolimnija (slika 8), bi bila v tem primeru koncentracija kisika na dnu jezera ca.  $8000 \text{ mg}/\text{m}^3$ , kar je dovolj, da ostane fosfor v sedimentu na dnu jezera. Po modelu se za ta primer gibljejo dopustne zunanje obremenitve za oligotrofno kakovost jezera s fosforjem med  $180 \text{ kgP}/\text{tot}/\text{l}$  do  $298 \text{ kgP}/\text{tot}/\text{l}$ , odvisno od pritokov iz Radovne. Pri dotoku iz Radovne  $0,398 \text{ m}^3/\text{s}$  v letu 1997 in obremenitvi jezera (glej slika 6)



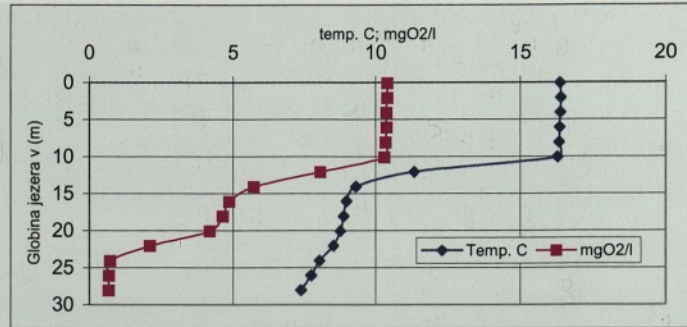
Slika 7 • Dopustne obremenitve jezera s fosforjem za  $\Delta O_2 = 1000 \text{ mg}/\text{m}^3$  in  $1564 \text{ mg}/\text{m}^3$

s fosforjem 449 kg P/l ter pri polni zmogljivosti natege 0,390 m<sup>3</sup>/s (torej pri večjem odtoku iz natege od 0,195 m<sup>3</sup>/s, kot je bil izmerjen leta 1997), znaša dopustna obremenitev jezera 255 kg P/l. Za oligotrofno kakovost jezera 1997. leta bi torej morali pri polni zmogljivosti natege 0,390 m<sup>3</sup>/s znižati zunanjo obremenitev jezera od 499 kg P/l – 255 kg P/l = 194 kg P/l.

b) Račun modela za drug primer (slika 7) pa kaže, da bi bilo pri polni zmogljivosti natege 0,390 m<sup>3</sup>/s mogoče zagotoviti boljše kakovost jezera že 1997. leta pri znižanju zunanje obremenitve od 449 kg P/l – 398 kg P/l le za 51 kg P/l. V tem primeru povprečni padec koncentracije kisika v hipolimniju ne bi bil večji od 1564 mgO<sub>2</sub>/l, kar pomeni koncentracijo kisika na dnu jezera ca. 6800 mgO<sub>2</sub>/m<sup>3</sup>, verjetno dovolj za preprečitev notranje obremenitve jezera.

Kot je iz rezultatov modela razvidno, dopušča natega pri vseh dotokih iz Radovne od 0,0 m<sup>3</sup>/s do 1,0 m<sup>3</sup>/s večje obremenitve jezera kot izpiranje jezera z Radovno brez natege.

Z večjim dovodom Radovne od 0,4 m<sup>3</sup>/s se pri zmogljivosti zgrajene natege 0,390 m<sup>3</sup>/s "dopustna" obremenitev jezera s fosforjem sicer povečuje, vendar pa bi z večjim dotokom iz Radovne jezero še bolj ohladili in občutneje prizadeli naravne lastnosti jezera ter škodili turizmu. Brez pomembnejše koristi za sanacijo pa bi zmanjšali proizvodnjo električne energije na obstoječi elektrarni na Radovni.



Slika 8 • Meritev koncentracije kisika in temperature vode v zahodni kotanji jezera 15. 10. 1997 (ARSO, 1999)

Z izgradnjo majhne elektrarne na cevovodu iz Radovne za 0,4 m<sup>3</sup>/s, pa je mogoče izgubljeno energijo (zaradi pri tem pretoku manjših hidravličnih izgub na cevovodu) nadomestiti.

Za zmanjšanje sedanje obremenitve jezera od 449 kg P/l na ca. 255 kg P/l pa je bila predlagana preusmeritev največjega onesnaževalca Mišce (ta ni naravni, temveč umetno speljani pritok v jezero) po njeni naravni strugi v Savo Dolinko.

Opisane rezultate uporabljenega modela je potrdil tudi leta 1992 izdelan modificiran Griffinov dinamični limnološki model jezera (Cvikl, 1992).

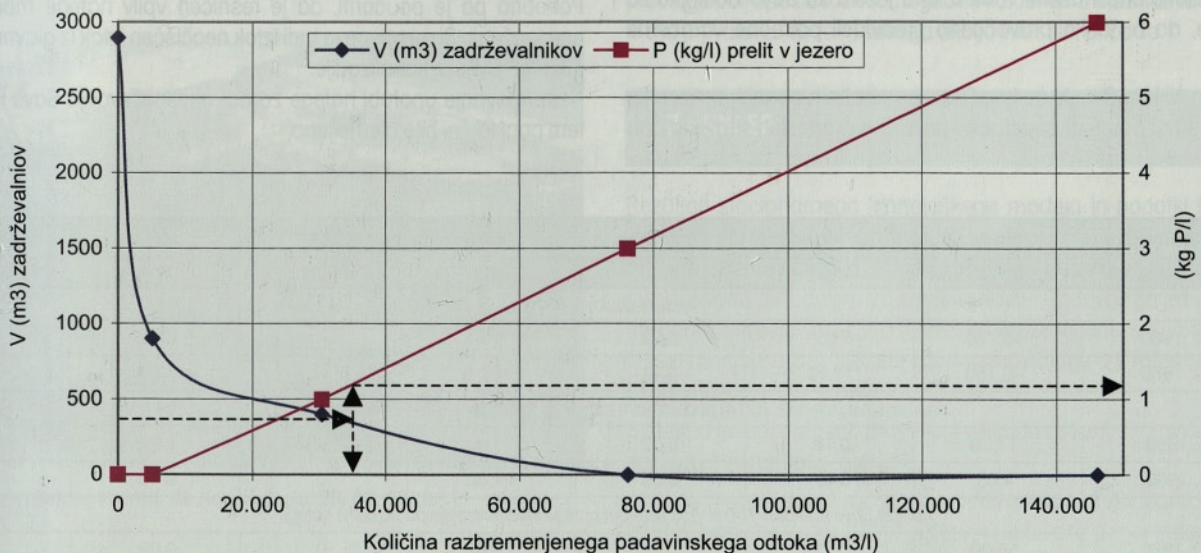
#### 4 • OCENA ONESNAŽEVANJA JEZERA IZ GLAVNEGA KANALSKEGA ZBIRALNIKA "M"

V preglednici 3 ni upoštevano onesnaževanje jezera z razbremenjenim padavinskim odtokom iz glavnega zbiralnika mešane kanalizacije "M", ki poteka ob jezeru.

Odpadne vode sodijo med najbolj nevarne onesnaževalce jezer. Že ena enota onesnaženja 2 gP/PEd onesnaži z 10 mgP/m<sup>3</sup> na dan 200 m<sup>3</sup> čiste jezerske vode (na leto 73.000 m<sup>3</sup>!).

Tudi 90 % očiščena odpadna voda pomeni pri ca. 6.000 populacijskih enotah najmanj 400 kg P/leto, skupaj s pritoki preko 800 kgP/l, bistveno preveliko letno obremenitev za jezero.

Na Bledu so že pred drugo svetovno vojno zgradili kanalizacijo z glavnim zbiralnikom "M" ob jezeru z reducirano prispevno površino Ared = ca. 20 ha, dimenzije Ø 80/120 cm, ki ima pri padcu 1,25 ‰ zmogljivost ca. 700 l/s.



Slika 9 • Obremenitev jezera s fosforjem P(kg/l) v odvisnosti od količine razbremenjenega padavinskega odtoka in prostornine zadrževalnikov na kanalu "M"



Slika 10 • Direktni izpust padavinske (?) kanalizacije iz novega trgovskega centra Bleda

Povzetek iz analize onesnaževanja jezera iz obstoječega kanala "M" (Rismal, 1981) na sliki 9 pove, da se ob deževju skupaj z razbremenjeno deževnico v jezero ne prelije več kot ca. 6 kilogramov fosforja na leto. Z dograditvijo skupne prostornine razbremenilnikov ca. 400 m<sup>3</sup> pa je mogoče onesnaževanje jezera iz tega kanala s fosforjem zmanjšati na manj od 1 kg P na leto oziroma praktično v celoti preprečiti.

Gradnja novega 800 m dolgega kanala "M" premera 180 cm po uredbi ZVSS torej ni bila potrebna in tudi ne izvedena. Namesto gradnje novega kanala "M" je bilo potrebno obstoječi kanal le očistiti in stike cevi, kjer so puščali, ponovno zatesniti.

Vsekakor pa bo potrebno, skladno z rezultati opisane analize kanalizacije, speljati v glavni zbirnik kanalizacije "M" tudi kanal, ki so ga kasneje zgradili za padavinski odtok (slika 10) iz novega trgovskega centra na Bledu.

## 5 • PRESOJA NEGATIVNIH POSLEDIC IZTOKA IZ NATEGE NA KAKOVOST SAVE BOHINJKE IN OKOLJE

Negativne posledice odvoda hipolimnijske vode iz Blejskega jezera lahko pričakujemo zaradi:

- smradu ob iztoku natege zaradi sproščanja v vodi iz dna jezera nabitih plinov
- strupenosti v globinski vodi jezera akumuliranih snovi za življenje v Savi Bohinjki.
- zmanjšana uporabnost dolvodnih voda Save za druge namene.

Pred izgradnjo natege je bilo zato potrebno presoditi možne negativne posledice iztoka onesnažene vode iz dna jezera za Savo Bohinjko za širše okolje, da bi lahko pravočasno predvideli potrebne varnostne ukrepe.

Poleg H<sub>2</sub>S in NH<sub>4</sub> in CH<sub>4</sub>, ki se kopičita v anaerobnih pogojih na dnu jezera, so še drugi produkti anaerobne presnove organskih snovi na dnu

jezera. Ti plini bi lahko ogrozili tudi zdravje ljudi v bližnjem v naselju Mlino. Da bi to preprečili, je bil odtok iz natege speljan po kanalu v Jezernico pred njenim izlivom v Savo Bohinjko.

Presojo možnih negativnih vplivov iztoka iz natege na Savo Bohinjko smo izvršili z uporabo kemičnih analiz vode na dnu jezera in s pomočjo enačb razredčitve in disociacije NH<sub>3</sub> in H<sub>2</sub>S v Savi Bohinjki (Rismal, 1981). Izračunane koncentracije obeh spojin v Savi Bohinjki, ki so jih potrdile po izgradnji natege izvedene analize Save Bohinjke (preglednica 5), so pokazale, da reka z iztokom iz natege ne bo zaznavno prizadeta. Potrebno pa je poudariti, da je resničen vpliv natege manjši, ker k onesnaženju Save prispeva tudi iztok neočiščen iztok iz glavnega zbirnika "M" Blejske kanalizacije.

Nasprotovanje uporabi natege zaradi onesnaževanja Save torej tudi v tem pogledu ni bilo utemeljeno.

Datum odvzema vzorca	Pretok m <sup>3</sup> /s	NH <sub>4</sub> mg/l	NO <sub>2</sub> mg/l	NO <sub>3</sub> mg/l	H <sub>2</sub> S mg/l	PO <sub>4</sub> mg/l	O <sub>2</sub> mg/l
<i>Analize iztoka iz natege</i>							
20. 10. 1980	≈0,150	13,30	0,03	>0,1	–	0,60	0
22. 10. 1980	≈0,150	12,70	0,11	>0,1	3,4	1,00	0
<i>Analize Save Bohinjke 150 m pod iztokom natege in kanalizacije pred vključitvijo natege</i>							
25. 6. 1980	17,50	0,12	0,02	–	0	0,07	10,0
3. 10. 1980	4,03	0,42	0,03	1,80	0	0,16	10,9
<i>Analize Save Bohinjke 150 m pod iztokom natege in kanalizacije po vključitvi natege</i>							
14. 10. 1980	56,00	0,31	0,01	1,60	0	0,09	11,5
22. 10. 1980	27,70	0,28	0,02	1,60	0	0,08	11,7

Preglednica 5 • Analize iztoka iz natege in Save Bohinjke nad in pod iztokom natege in kanala "M"



## 6 • POSLEDICE NAPAČNEGA VODENJA SANACIJE PO IZGRADNJI NATEGE

Žal so upravljavci natege, kot že povedano, po odslovitvi projektanta drugi zahodni krak natege, ki je zaradi večje globine jezerske kotanje za zdravljenje jezera najbolj pomemben, nestrokovno "popravili", da je natega delovala le s polovično zmogljivostjo.

Iz podatkov o delovanju natege za leto 1997 (Rekar, 1999) je namreč mogoče ugotoviti, da so kljub opozorilom zaprli vgrajen oddušnik na hidravlično najnižji točki (na točki najnižjega pritiska) zahodnega kraka natege. Ker je natega z zaprtim oddušnikom prenehala delovati, pa so cev natege v temenu nasilno odprli (slika 3). Zato je po tem kraku natege namesto onesnažene vode iz dna odtekala iz jezera le "čista" voda iz epilimnija.

Po podatkih je iz obeh krakov natege (preglednica 3) odtekalo namesto načrtovanih  $0,40 \text{ m}^3/\text{s}$  le  $0,195 \text{ m}^3/\text{s}$  vode. Koliko od te količine pa je hipolimnijske vode iz vzhodnega kraka, pa ni znano.

Negativne posledice teh posegov niso izostale. Po izgradnji natege radikalno znižana koncentracija fosforja se je začela ponovno dvigovati, dokler ni jezero ponovno zacvetelo (sliki 11 in 12).



Slika 11 • Cvetenje jezera, Delo, 20. 10. 1999



Slika 12 • "Bolnik, ki cveti" M. Kunšič, Delo, 28. 02. 2000

Šele ta ponovni pojav "rdečih" alg je upravljavce natege opozoril, da so odprtine na zahodnem kraku natege okoli leta 2001 zamašili. Kakovost jezera se je ponovno vidno izboljšala (slika 13).



Slika 13 • Blejsko jezero po popravilu natege ne cveti

Za dolgoletne "raziskave" in analize jezera ter za nakup limnološke postaje porabljena sredstva bi bilo vsekakor mogoče za sanacijo bolj koristno uporabiti.

Tako je bila zamujena priložnost, da bi Blejsko jezero že pred dvajsetimi leti postalo izjemen naravni laboratorij za modeliranje kakovosti in sanacijo jezer v merilu 1:1. Blejsko jezero je enkratno, če ne edinstven primer, kjer je mogoče zaradi relativne majhnosti jezera hitreje eksperimentalno (krajši reakcijski časi) razvijati in preverjati metode matematičnega modeliranja limnoloških procesov in preverjati učinkovitost različnih načinov zdravljenja jezer.

Tako sanacijo jezera so že pred leti podprli mednarodni izvedenci Stuffer, prof. Löffler in dr. Sampl ter dr. Imboden. Potrdili pa so ga tudi opisani rezultati dosedanjega zdravljenja.

Za sanacijo Blejskega jezera in za večje upoštevanje znanja na širšem področju varstva voda še vedno ni prepozno. Pričakujemo lahko, da bodo pristojni za varstvo voda in okolja v bodoče opisane izkušnje in predloge bolj upoštevali in omogočili ekološkemu inženirstvu tisto mesto, ki mu pri varstvu voda in širšega okolja v resnici pripada.

## 7 • SKLEP

Rezultati stacionarnega limnološkega modela in podatki triintridesetletnih analiz kakovosti jezera (1966–1999) so pokazali, da je zgrajena natega za zdravljenje jezera bolj učinkovita od površinskega izpiranja jezera z vodo iz Radovne. Že zgrajeni dovod Radovne pa je bilo smiselno uporabiti za večjo zmogljivost natege (kot že rečeno, so naravni dotoki v jezero manjši od zmogljivosti načrtovane natege  $0,4 \text{ m}^3/\text{s}$  in izboljšanje bilance kisika v hipolimniju).

S tem pa je tudi potrjena pravilnost v uvodu citirane Pirkovičeve zahteve za izgradnjo natege.

Analiza blejske kanalizacije pa je tudi pokazala, da izgradnja novega kanalskega zbiralnika "M" ob jezeru, ki je bil prvi pogoj tedanje komisije za zdravljenje jezera in ZVSS, ni bila potrebna. Zato tudi ni bila izvedena. Že samo izboljšanje jezera po izgradnji natege leta 1981, brez novega kanala, to najbolj potrjuje.

Žal pa zgrajena natega zaradi opisanega napačnega "popravlila" 20 let ni mogla delovati po načrtu. Namesto 0,40 m<sup>3</sup>/s onesnažene globinske vode je odvajala le 0,195 m<sup>3</sup>/s, polovico svoje zmogljivosti. Zaradi napačno narejene odprtine v temenu zahodnega kraka natege pa tudi pri tej količini ne vemo, kolikšen je bil resničen delež onesnažene globinske vode.

V opisanem nepopolnem delovanju demolirane natege je tudi mogoče videti poglavitni vzrok, da je bil proces zdravljenja jezera predčasno ustavljen. Zaradi nepopolnega delovanja natege anoksično območje na dnu jezera, ki je generator notranje obremenitve jezera s fosforjem, ni bilo odstranjeno.

Po zamašitvi odprtine na zahodnem kraku natege okoli leta 2002 se je namreč kakovost jezera ponovno vidno popravila. Upravičena pa je bojazen, da ob opisanem vodenju sanacije izboljšanje ne bo trajno.

Rezultati stacionarnega modela kažejo, da bi se ob polnem delovanju natege 0,4 m<sup>3</sup>/s bilanca kisika v spodnjih plasteh jezera izboljšala, notranja obremenitev jezera pa občutno zmanjšala, če ne bi bila povsem odstranjena.

Za oligotrofno kakovost jezera bi bilo potrebno poleg uporabe polne zmogljivosti natege 0,4 m<sup>3</sup>/s zmanjšati tudi zunanjo obremenitev jezera s fosforjem od sedanje 449 kg P/I na ca. 250 kg P/I.

To je mogoče, če se umetni dotok Mišce zmanjša ali po obstoječem cevovodu v celoti nadomesti s čistejšo vodo iz Radovne.

Podobne kot v obravnavanem članku so tudi ugotovitve raziskav Imboden na švicarskih jezerih, kjer je uporabil modifikacijo svojega leta 1974 objavljenega originalnega modela.

Za dokončno in optimalno (naravovarstveno in ekonomsko) ozdravljenje jezera bi kazalo rezultate stacionarnega modela dopolniti s simultano spremljavo analiz in z rezultati dinamičnega modela procesov v jezeru. Ekološko inženirstvo rešuje sanacijo jezer in drugih vodnih teles s pomočjo modeliranja fizikalnih in biokemičnih procesov v vodnih telesih na podlagi temeljnih znanj in razumevanja biologije, kemije, zdravstvene hidrotehnike in ekonomike ekoloških rešitev.

Uporaba omenjenih izjemnih lastnosti Blejskega jezera bi lahko povrnila vsaj del že porabljenih velikih sredstev za sanacijo (drag cevovod iz Radovne, nakup Limnološke postaje na Bledu, stroški dolgoletnih raziskav jezera itd.) in prispevala k ugledu slovenske stroke tudi v mednarodnem merilu.

## 8 • LITERATURA

- ARSO – Agencija RS za varstvo okolja, Analize Blejskega jezera, 1979–1999.
- Bernhardt, H. Phosphate und Wasser in gegewertigen Stand und Perspektiven, Wasser Berlin, str. 375–399, 1982.
- Cvikl, M., Dinamični limnološki model Blejskega jezera, magistrsko delo, arhiv IZH FGG, 1992.
- DNR, Survey of Lake Rehabilitation Techniques and Experiences, Technical Bulletin No. 75, Department of National Resources, Madison Wisconsin, 1974.
- Henderson-Sellers, B., Markland, H. R., Decaying Lakes, John Wiley and Sons, 1987.
- Hobson, H. F. H., WHO Water quality bulletin, Volume 6, Number 4, October, 1981.
- Imboden, D. M., strokovno mnenje, arhiv IZH, 24.10.1981.
- Imboden, D.M., Phosphorous model of lake eutrophication, Limnology and Oceanography, vol. 19., str. 301, March 1974.
- Imhoff, R., Taschenbuch der Stadt-entwässerung, 19. izdaja, R. Oldenbourg Verlag, München, 1999.
- IS SRS, Strokovna komisija, zapisnik, arhiv IZH, 24.1.1963.
- Jones, R.A., Fredtee, G., Recent advances in assessing impact of phosphorus loads on eutrophication related water quality, Water Research, Vol. 16. str. 503–515, 1982.
- Jørgensen, S.E. Lake management, Pergamon Press, str. 110, 1980.
- Kummert, R., Stumm, W., Gewässer als Ökosysteme, Grundlage des Gewässerschutzes, Verlag der Fachvereine, Zürich, str. 126, 1989.
- Liebman, H., Handbuch der Frischwasser und Abwasserbiologie II., str. 723, 727, 728, 1958.
- Loeffler, S., Stellungnahme zu den Restauration - Massnahmen Blejsko jezero (Oesterreichische Akademie der Wissenschaften), arhiv IZH, 1982.
- OECD, Eutrophication Programme, Regional Project Alpine, str. 106, 1980.
- Pirkovič, I., Sanacija Blejskega jezera v najnovejši luči, Dopis Izvršnemu svetu LS SRS, arhiv IZH, 21. 10. 1967.
- Pirkovič, I., Blejsko jezero, dopis IS SRS, arhiv IZH, 7. 8. 1962a.
- Pirkovič, I., Sanacija, dopis IS SRS, arhiv IZH, 5. 11. 1962b.
- Reakhow, K.H., Simpson, I. T., Canadian Journal of Fisheries and Aquatic Science Volume 37, N 9.–1980, str.1441.
- Rekar, Š., Vpliv sanacijskih naprav na kakovost Blejskega jezera, osebno sporočilo, 1999.
- Rismal, M., Presoja posameznih metod za sanacijo Blejskega jezera, Gradbeni vestnik, str. 34–46, 1980.
- Rismal M. Presoja negativnih vplivov iztoka iz natege Blejskega jezera na okolje, Gradbeni vestnik, str. 51–54, 1981.
- Rismal M., Učinek odpadnih voda kanalizacije centra Bleda na zagadjivanje jezera hranljivim materijama, Vodoprivreda, str. 383–393, 1981.
- Rismal, M., Analiza kanalizacije centra Bleda iz vidika onesnaževanja jezera s hranili, arhiv IZH, september 1980.
- Rismal, M., Študija natege za sanacijo Blejskega jezera, arhiv IZH, september 1979.
- Sketelj, J., Krivulje gospodarsko enakovrednih nalivov za meteorološko postajo Brnik, arhiv IZH, 1970–1979.
- Sketelj, J., Rejc, M., Preliminarno poročilo o preiskavi Blejskega jezera, arhiv IZH, brez datuma.
- Stauffer, Summary of Discussions on Lake Bled, arhiv IZH FGG, 1982.
- Stumm, W., James J. M., Aquatic Chemistry, An Introduction Emphasizing Chemical Equilibria in Natural Waters, Wiley - Interscience, New York, London, str. 553., 1970.
- WRC, CD Cooperative Programme for Inland waters (Eutrophication Control) , Shallow lakes and Reservoirs – Final Report, The Water Research Centre, Stevenage Laboratory, str. 53, 1980.
- Uhlmann, D., Hydrology, Gustav Fischer Verlag Stuttgart, 1975.
- ZVSS, Vodnogospodarske smernice za kanalizacijo Bleda, arhiv IZH, 22.12.1976.

# NELINEARNA ANALIZA ARMIRANOBETONSKEGA ČAŠASTEGA TEMELJA

## NONLINEAR ANALYSIS OF REINFORCED CONCRETE POCKET FOUNDATION

**Rok Harej, univ. dipl. inž. grad.,**

Primorje d. d. Ajdovščina

**prof. dr. Janez Duhovnik, univ. dipl. inž. grad.,**

FGG, Jamova 2, Ljubljana

**Znanstveni članek**

UDK 624.042:624.16:531.25

**Povzetek** | V članku so predstavljeni rezultati nelinearne numerične analize čašastega armiranobetonskega temelja, v katerega je vsajen armiranobetonski stebber, obtežen z navpično in vodoravno obtežbo. Upoštevane so bile tri različne vrednosti koeficienta trenja med stebrom in čašo. Analiza je bila opravljena s programom Abaqus. Primerjava z rezultati, dobljenimi po analitičnih metodah, kaže, da se rezultati programa Abaqus najbolj ujemajo z analitično metodo, ki jo je razvil F. Leonhardt.

**Summary** | The results of the nonlinear numerical analysis of a reinforced concrete pocket foundation, in which a reinforced concrete column loaded by vertical and horizontal loading is put into, are presented in the paper. Three different values of the friction coefficient between column and pocket has been taken into account. The analysis was carried out by the program Abaqus. The comparison with the results of the analytical methods shows, that the results of the program Abaqus are most similar to the results of the method, developed by F. Leonhardt.

### 1 • UVOD

Točkovne čašaste armiranobetonske temelje največkrat uporabljamo pri montažnih armiranobetonskih konstrukcijah za temeljenje stebrov. Uporabni so tudi za temeljenje jeklenih stebrov. Čaša temelja je lahko izvedena v temeljni plošči točkovnega temelja ali pa nad njo. V članku je obravnavan drugi primer. Zaradi prostorskega in časovnega zamika med betoniranjem čašastega temelja, stebra in zalivnega betona med stebrom in čašo je monolitnost stika negotova. Z narebrčenjem sten čaše in stebra

lahko povečamo trenje v stiku. Rezultati računskih analiz in preskusov modelov kažejo, da večje trenje ugodno vpliva na prenos sil med stebrom in čašo (Mozetič, 2003), (Harej, 2004).

Zaradi nepoznavanja dejanskega poteka sil v čaši so posamezni avtorji uporabljali različne predpostavke in razvili več analitičnih metod za račun čašastega temelja (Fuchssteiner, 1980), (Polónyi, 1981), (Willert, 1983), (Leonhardt, 1977). Vse metode predpostavijo posamezne statične mehanizme in porazde-

litev sil. Ker je čašasti temelj kot celota večkrat statično nedoločena konstrukcija, je brez upoštevanja deformabilnosti delov temelja neutemeljeno vnaprej predvideti deleže različnih statičnih mehanizmov. Ker je pri nelinearni analizi s programom Abaqus (Hibbit, 2002) mogoče modelirati posamezne mehanizme in jim pripisati njihove mehanske lastnosti, sklepamo, da taka analiza omogoča boljše spoznavanje dejanskega stanja kot že znane analitične metode, ki večinoma temelje na mejnih stanjih.

V članku je obravnavan primer čašastega temelja na sliki 1. Primer temelja je privzet iz dejanske konstrukcije, stebri pa je idealiziran in je pri analizi potreben le za vnos sil v čašo. Ker so nas zanimalo predvsem razmere v čaši, smo v analizi predpostavili nepomične podpore temeljne plošče.

## 2 • MODELIRANJE ČAŠASTEGA TEMELJA S PROGRAMOM ABAQUS

Pri analizi smo upoštevali naslednje lastnosti materialov:

### Beton

Elastični modul	$E = 1481 \text{ kN/cm}^2$
Poissonovo število	$\nu = 0,2$
Tlačna trdnost	$f_{cd} = 2 \text{ kN/cm}^2$
Natezna trdnost	$f_{td} = 0,18 \text{ kN/cm}^2$

### Armatura

Elastični modul	$E = 21000 \text{ kN/cm}^2$
Poissonovo število	$\nu = 0,3$
Meja plastičnosti	$f_{yd} = 34,8 \text{ kN/cm}^2$
Natezna trdnost	$f_{td} = 38,28 \text{ kN/cm}^2$

Pri numerični nelinearni analizi s programom Abaqus je potrebno podati konstitutivne modele za uporabljene materiale. Tu naletimo na vrsto težav že pri opisu obnašanja betona. Obremenjevanje betona povzroča nastajanje in širjenje mikrorazpok. Zaradi majhne natezne trdnosti betona so razpoke izvor materialne nelinearnosti. Zato so delovni diagrami betona nelinearni (Stanek, 1994).

Uporabljen je bil neelastični konstitutivni model za beton, ki predpostavlja enakomerno razporeditev razpok po betonu (ang. concrete smeared cracking). Osnovna predpostavka modela je, da ostane smer razpoke ves čas obremenjevanja nespremenjena. V neki točki telesa lahko nastanejo le tri med seboj pravokotne ravnine razpok. Prvenstveno je ta model namenjen za uporabo pri računu tistih konstrukcij, ki se deformirajo monotono. Model enakomerne razporeditve razpok upošteva nelinearno zvezo med napetostmi in deformacijami, razpoke v betonu zaradi nateznih napetosti, natezno togost betona ter mehčanje betona v nategu, odpiranje in zapiranje razpok, zmanjšanje tlačne trdnosti po nastanku razpok, mehčanje betona v tlaku, porušitev betona v tlaku ter ohranjanje oziroma zmanjšanje strižne togosti razpokanega betona. V modelu ni upoštevan neelastični odziv betona pri visoki tlačni obremenitvi in vpliv neelastičnega deformiranja betona oziroma mehčanja betona pri razbremenitvi oziroma obremenitvi na elastične deformacije betona.

Armatura se v programu Abaqus lahko modelira kot vstavljeni element (ang. embedded element), ki leži znotraj gostujočega elementa (ang. host element). Na ta način skupino elementov (pri nas armaturo), vstavimo v gostujoči element (betonski stebri, čaša, temeljna

plošča, slika 1). Osnovna predpostavka je, da so pomiki armature in betona enaki. Zaradi tega zdrsa med armaturo in betonom ne moremo upoštevati.

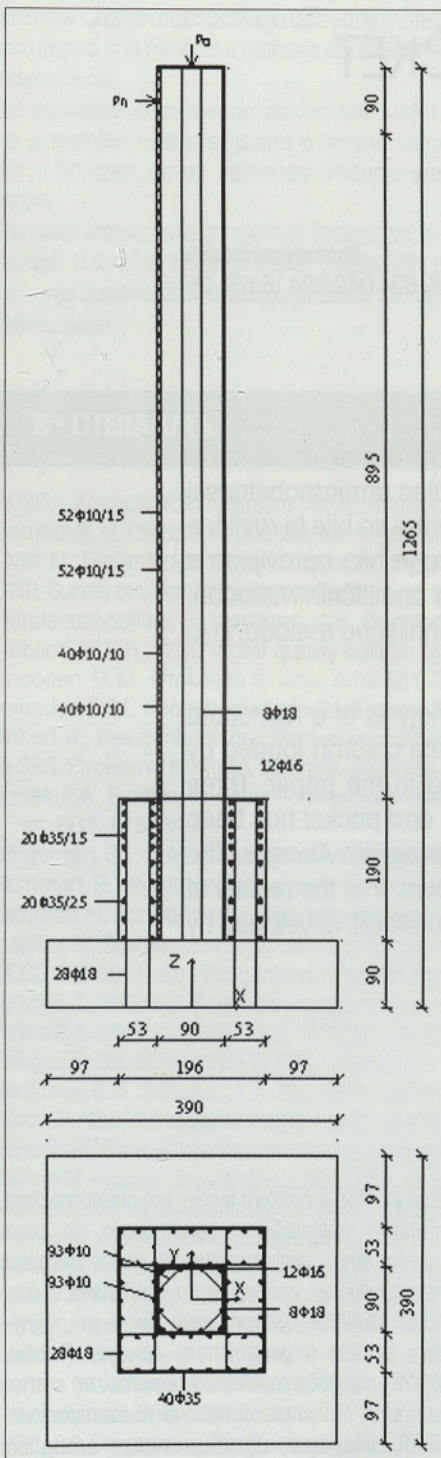
Določiti je potrebno način prenosa obtežbe preko stičnih ploskev med stebrom in čašo ter stebrom in temeljno ploščo. Pri tem je potrebno določiti t.i. stični par, ki ga tvorita vodilna in podrejena ploskev. Glede na velikost premikov dveh ploskev, ki tvorita stični par, določimo odnos med vodilno in podrejeno ploskvijo oziroma njenimi vozlišči. Nadalje moramo predpisati obnašanje stičnega para v normalni (način prenosa normalnih napetosti iz podrejene na vodilno ploskev) in tangencialni smeri (način prenosa strižnih napetosti iz podrejene na vodilno ploskev, koeficient trenja, največja strižna nosilnost stične ploskve).

Obtežbo lahko podajamo točkovno ali porazdeljeno po robu ali ploskvi. Za porazdeljeno obtežbo velja, da obtežba sledi spremembi položaja ploskve, tj., da se premika skupaj z njo. To pomeni, da program upošteva začetni položaj te obtežbe glede na ploskev ali elemente, na katerih leži. V primeru točkovne obtežbe pa lahko izbiramo med fiksno smerjo sil glede na osi glavnega koordinatnega sistema ali pa prej omenjeno možnostjo. Pri slednji lahko naletimo na problem vnosa koncentrirane sile.

Odlučiti se je treba tudi glede načina integracije (polna integracija, skrajšana integracija), tipa končnega elementa (linearni ali kvadratni) in njegove oblike (šestploskovni, štiriploskovni, zagozdasti). Natančnost analize je v veliki meri odvisna prav od karakteristik uporabljenih elementov. Določiti je potrebno primerno gostoto mreže. Pri čašastem temelju moramo uporabiti sorazmerno veliko število končnih elementov. Uporabimo lahko različne končne elemente tako po velikosti kot po obliki. Vendar je zaradi načina prenosa obtežbe iz stebra v čašo oziroma temeljno ploščo (iz podrejene na vodilno ploskev) na stičnih ploskvah priporočena uporaba enako velikih končnih elementov.

Problem predstavlja tudi število korakov oziroma stopenj povečevanja obtežbe. Navpično obtežbo smo nanosili naenkrat v enem koraku. Prečno obtežbo pa smo povečevali postopoma do porušitve.

Vrednosti obeh obtežb so enake mejnim vrednostim, določenim v računu konstrukcije, iz katere so privzeti tudi drugi podatki.



Slika 1 • Dimenzije in armatura obravnavanega čašastega armiranobetonskega temelja

### 3 • REZULTATI ANALIZE S PROGRAMOM ABAQUS

Program Abaqus omogoča numeričen in grafičen prikaz številnih rezultatov. V nadaljevanju navajamo le nekaj najbolj značilnih.

#### 3.1 Vpliv vrednosti koeficienta trenja

Slika 2 prikazuje potek kontaktnih normalnih napetosti na sredini stene čaše, slika 3 pa potek navpičnih strižnih napetosti v primeru navpične obtežbe in različnih vrednostih koeficienta trenja med stebrom in čašo. Modra črta kaže napetosti za vrednost koeficienta trenja 0 oz. 0,1 (v primeru vertikalnih strižnih napetosti), rdeča črta za vrednost koeficienta trenja 0,5 in zelena črta za vrednost koeficienta trenja 1,0.

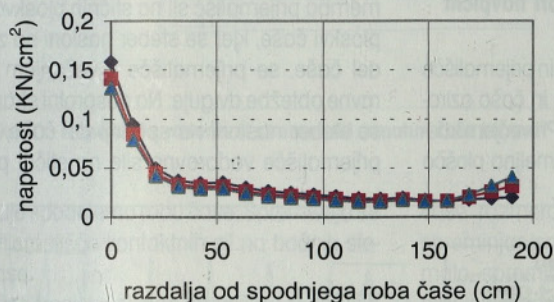
Iz slike 2 sledi, da je pri manjšem koeficientu trenja navpični zdrs večji in so zato normalne napetosti med stebrom in čašo v spodnjem delu čaše večje, v zgornjem pa manjše. To pomeni,

da se pri večjem koeficientu trenja več navpične obtežbe prenaša iz stebra na čašo na zgornjem delu čaše, pri manjšem pa več v spodnjem delu čaše. Ker smo ugotovili, da ima vrednost koeficienta trenja pomemben vpliv, smo v nadaljevanju vse račune pri obeh vrstah obtežbe izvedli za tri vrednosti koeficienta trenja.

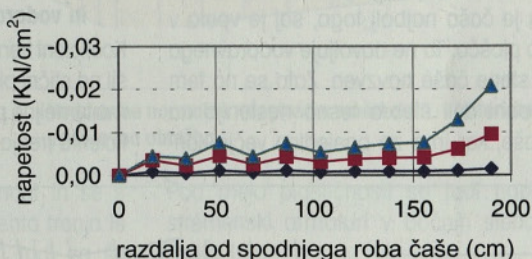
#### 3.2 Prenos sile iz stebra v temelj pri navpični obtežbi

Navpična sila se z vrha stebra prenaša preko betona in armature v spodnji del stebra. Ker je stebber tlaččen, se v smeri osi skrči, v prečni pa razširi. Na prostem delu širjenje stebra v prečni smeri ni ovirano, spodaj pa ga omejuje čaša. Stene stebra se naslonijo na steno čaše, ki se zaradi prečnega pritiska tudi deformirajo v prečni smeri. Ta deformacija je največja na

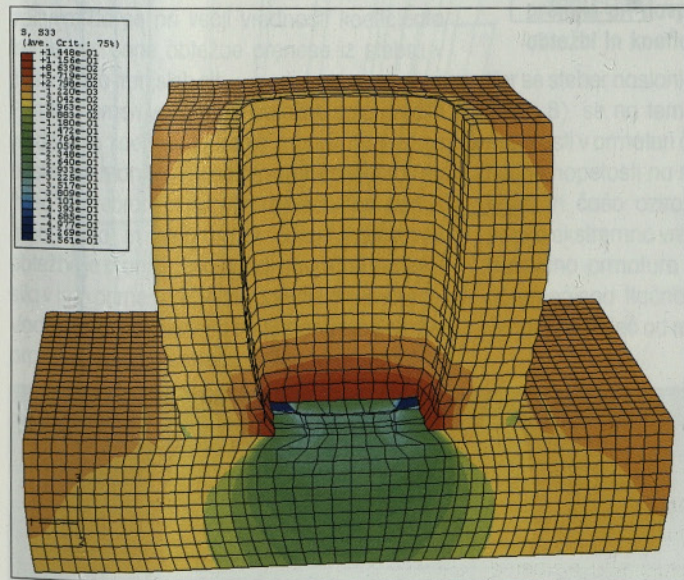
sredini stene na zgornjem robu čaše (slika 4). Ta mehanizem prenaša precejšen del navpične obtežbe iz stebra v čašo. Pri tem se na zunanji strani čaše v zgornjem delu pojavijo nategi, na notranji pa tlaki v navpični in vodoravni smeri. Drugi del navpične obtežbe se preko spodnje ploskve stebra prenese neposredno v temeljno ploščo. Večji del tega dela obtežbe se prenaša preko vogalov stebra. Spodnja ploskev stebra se zato rahlo izboči, stična ploskev na temeljni plošči pa rahlo vboči. V spodnjem delu čaše, kjer se ta stika s temeljno ploščo, se pojavi moment kot posledica različnih deformacij temeljne plošče oz. čaše. Temeljna ploščica se namreč pod stebrom bolj poda kot pod čašo, kar povzroči navpične natezne napetosti na spodnjem notranjem robu čaše in navpične tlačne napetosti na spodnjem zunanjem robu čaše. Te so največje v vogalih čaše. Razporeditev teh napetosti po prerezu ni linearna. Natezne napetosti na spodnji ploskvi čaše so skoraj na tretjini površine te



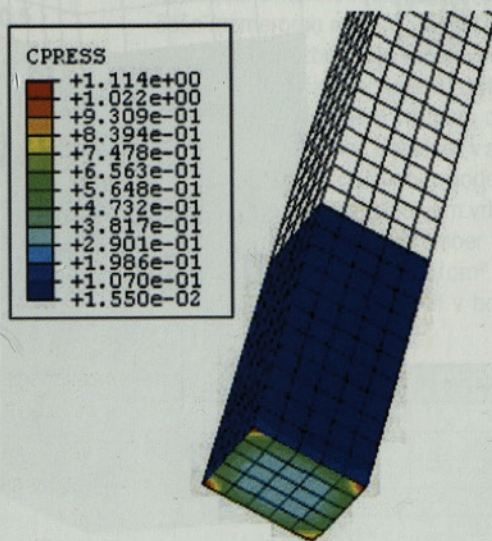
Slika 2 • Kontaktna normalna napetosti na sredini stene čaše pri navpični obtežbi



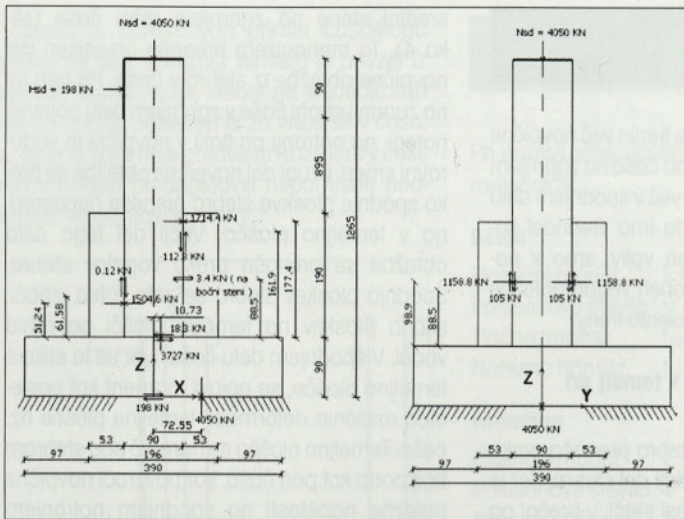
Slika 3 • Navpične strižne napetosti na sredini stene čaše pri navpični obtežbi



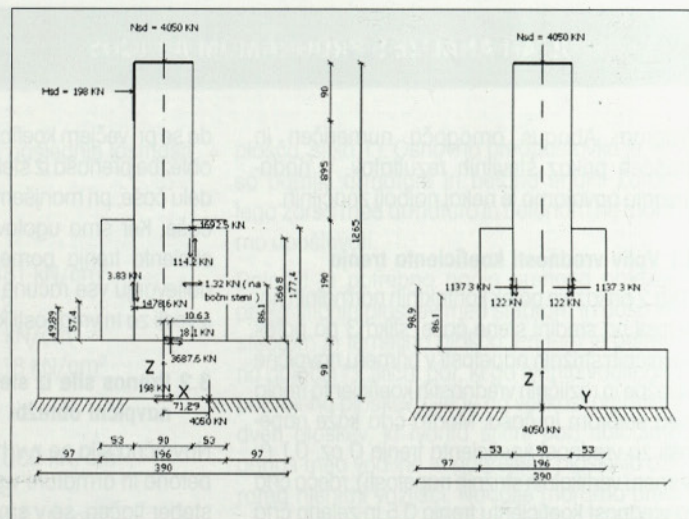
Slika 4 • Navpične normalne napetosti v temelju pri navpični obtežbi pri vrednosti koeficienta trenja 0,5, prikazane na deformiranem temelju



Slika 5 • Normalne kontaktne napetosti med stebrom in čašo pri koeficientu trenja 0,5, prikazane na nedeformiranem steboru



Slika 6 • Rezultante sil in njihova prijemališča pri koeficientu trenja 0,5



Slika 7 • Rezultante sil in njihova prijemališča pri koeficientu trenja 1,0

ploskve ter so trikrat večje kot tlačne napetosti. Zanimiv je razpored normalnih kontaktnih napetosti na stiku med stebrom in čašo (slika 5). Te so po višini večinoma skoraj približno konstantne, zelo pa se povečajo v spodnjem delu stika. Tu je čaša najbolj toga, saj je vpeta v temeljno ploščo. To ne dovoljuje vodoravnega pomika stene čaše navzven. Zato se na tem mestu robni deli stebra tesno naslonijo na stene čaše, kar ima za posledico večje kon-

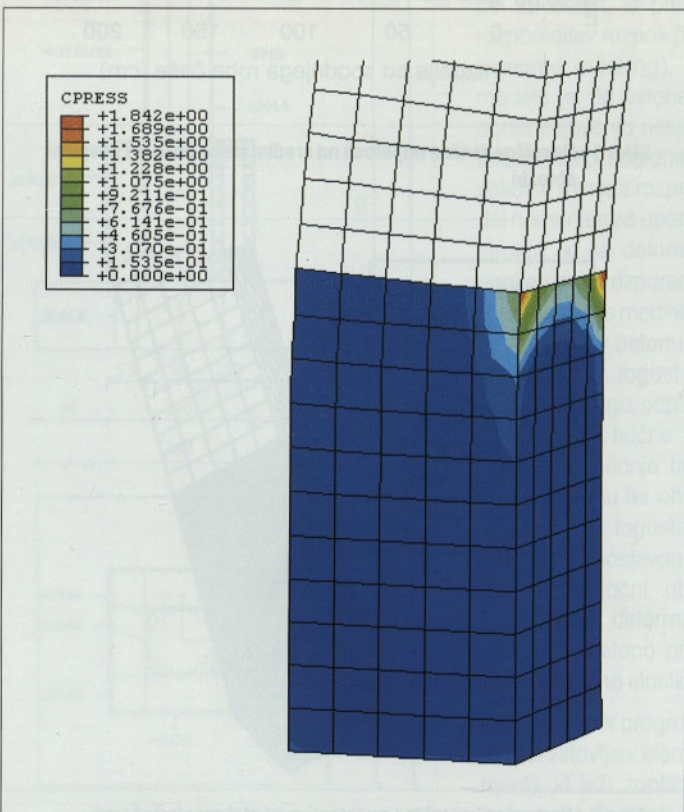
taktne napetosti. Te so približno desetkrat večje kot v zgornjem delu

### 3.3 Vpliv vrednosti koeficienta trenja na sile med stebrom in čašo pri navpični in vodoravni obtežbi

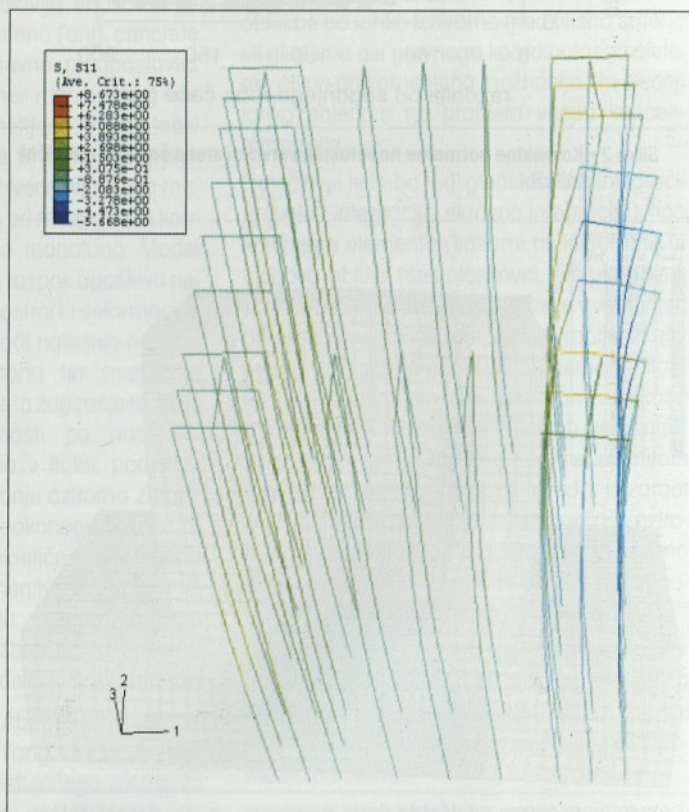
Koeficient trenja vpliva na velikost in prijemališče sil na stični ploskvi med stebrom in čašo oziroma temeljno ploščo (sliki 6 in 7). Pri večjem koeficientu trenja se preko čaše v temeljno ploščo

prenaša več navpične obtežbe. Zaradi tega se navpična sila med stebrom in temeljno ploščo z večanjem koeficienta trenja zmanjšuje.

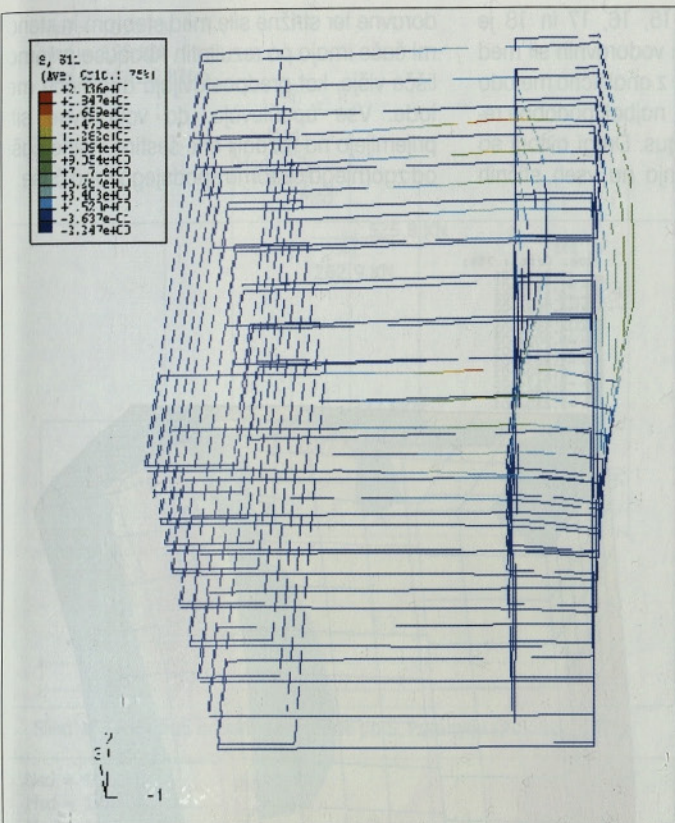
Naraščanje vodoravne obtežbe povzroči spremembo prijemališč sil na stičnih ploskvah. Na ploskvi čaše, kjer se stebel nasloni na zgornji del čaše, se prijemališče z večanjem vodoravne obtežbe dviguje. Na nasprotni strani, kjer se stebel nasloni na spodnji del čaše, pa se prijemališče vodoravne sile na stični ploskvi



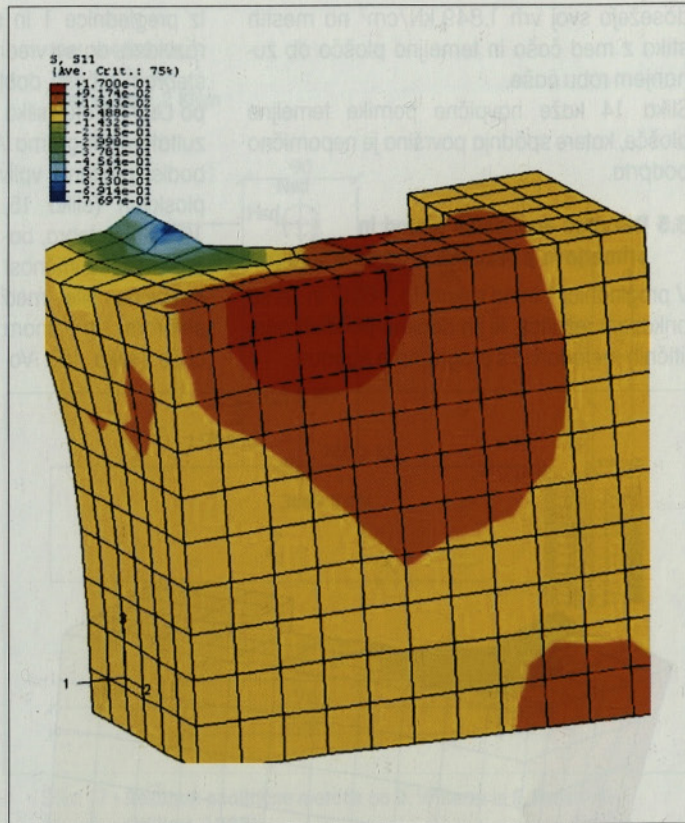
Slika 8 • Kontaktne napetosti med stebrom in čašo pri vrednosti koeficienta trenja 0,5 kN/cm<sup>2</sup>



Slika 9 • Napetosti v navpični armaturi čaše kN/cm<sup>2</sup>



Slika 10 • Napetosti v vodoravni stremenski armaturi čaše kN/cm<sup>2</sup>



Slika 11 • Vodoravne normalne napetosti v smeri osi 1, v kateri deluje vodoravna obtežba

približuje spodnjemu robu čaše. Spremenijo se tudi prijemališča kontaktnih sil na bočnih stenah čaše.

Navpične trenjske sile so pri večjih vrednostih koeficienta trenja večje in imajo v primeru osne in vodoravne obtežbe prijemališče višje oziroma bližje zgornjemu robu čaše. To se sklada s trditvijo, da se pri večji vrednosti koeficienta trenja več osne obtežbe prenese iz stebra v čašo preko trenjskih sil.

Pomiki v smeri vodoravne obtežbe so pri večjih vrednostih koeficienta trenja manjši. To ima za posledico manjše normalne sile med stebrom in čašo ter stebrom in temeljno ploščo. Tudi odkmik med čašo in stebrom v smeri vodoravne obtežbe je manjši. Zato je tudi navpična trenjska sila v tem primeru večja in ima višje prijemališče. Vodoravna trenjska sila na spodnji ploskvi stebra ima zaradi tesnega prileganja stebra in

čaše razmeroma majhno vrednost in se s spreminjanjem vrednosti koeficienta trenja le malo spreminja. Podobno velja tudi za še manjše vrednosti vodoravnih trenjskih sil, ki prijemljata na bočnih stenah čaše.

### 3.4 Napetosti v armaturi in betonu ter premiki pri navpični in vodoravni obtežbi in koeficientu trenja 0,5

Ker se stebor nasloni na zgornji rob stene čaše (slika 8), se na tem mestu pojavijo največje napetosti v armaturi čaše. Kontaktna normalna tlačna napetosti na stičnih ploskvah med stebrom in čašo oziroma temeljno ploščo dosežejo ekstremno vrednost 1,84 kN/cm<sup>2</sup>.

Navpična armatura čaše (slika 9) je najbolj obremenjena tlačno na zunanji strani čaše, vendar še daleč od meje plastičnosti.

Pod mejo plastičnosti so tudi napetosti v stremenski armaturi v bočnih stenah čaše (slika 10).

Normalne napetosti se v betonu čaše pojavijo na pričakovanih mestih (slike 11, 12 in 13). Kritične vrednosti dosežejo natezne napetosti v obeh vodoravnih in navpični smeri, medtem ko so tlačne napetosti zaradi velikosti prereza čaše razmeroma majhne. V smeri delovanja vodoravne obtežbe imajo vodoravne normalne napetosti največjo vrednost 1,7 kN/cm<sup>2</sup>, ki jo dosežejo na zunanjem vrhnjem delu bočne stene čaše. Normalne napetosti v smeri osi 2, prečno na smer delovanja vodoravne obtežbe so največje na zunanjem vrhnjem delu stene čaše, na katero se stebor nasloni, in dosežejo vrednost 1,81 kN/cm<sup>2</sup>. Navpične normalne natezne napetosti v betonu čaše

	W. Fuchssteiner	S. Polónyi	O. Willert, E. Kessler	F. Leonhardt	Abaqus
Sila stebra na čelno steno čaše zgoraj F1	1345,5 kN	525,8 kN	1278,2 kN	1716,8 kN	1714,4 kN
Sila stebra na čelno steno čaše spodaj F2	1147,5 kN	-	319,8 kN	1518,8 kN	1504,6 kN
Sila trenja med stebrom in čelno steno čaše zgoraj F3	573,7 kN	262,9 kN	540 kN	-	112,8 kN
Sila trenja med stebrom in čelno steno čaše spodaj F4	573,7 kN	-	159,9 kN	-	0,12 kN
Sila stebra na dno čaše F5	4050 kN	3787 kN	3669,8 kN	4050 kN	3727 kN
Ekscentričnost sile stebra na dno čaše e	-	26,5 cm	-	-	10,7 cm
Sila trenja med stebrom in dnom čaše F6	-	327,8 kN	760,2 kN	-	18,3 kN

Preglednica 1 • Rezultati štirih analitičnih metod in programa Abaqus pri koeficientu trenja 0,5

dosežejo svoj vrh 1.849 kN/cm<sup>2</sup> na mestih stika z med čašo in temeljno ploščo ob zunanjem robu čaše.

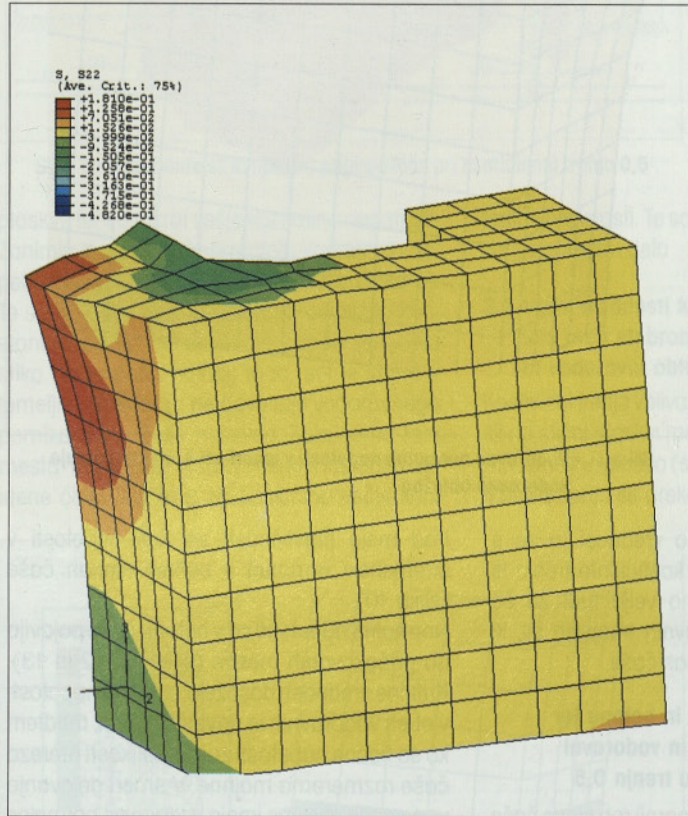
Slika 14 kaže navpične pomike temeljne plošče, katere spodnja površina je nepomično podprta.

### 3.5 Rezultati analitičnih metod in primerjava z rezultati programa Abaqus

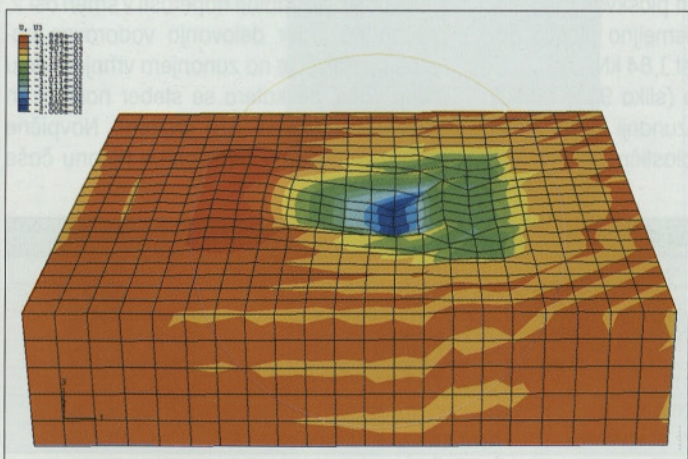
V preglednici 1 in na slikah 15, 16, 17 in 18 so prikazani rezultati, ki jih dobimo po štirih analitičnih metodah in s programom Abaqus.

Iz preglednice 1 in slik 15, 16, 17 in 18 je razvidno, da so vrednosti vodoravnih sil med stebrom in čašo, dobljene z analitično metodo po Leonhardt (slika 18), najbolj podobne rezultatom programa Abaqus. Drugi avtorji so bodisi precenili vpliv trenja na vseh stičnih ploskvah (slika 15, 16 in 17) stebra, bodisi ekscentričnost navpične sile med stebrom in dnom čaše (slika 15). Vo-

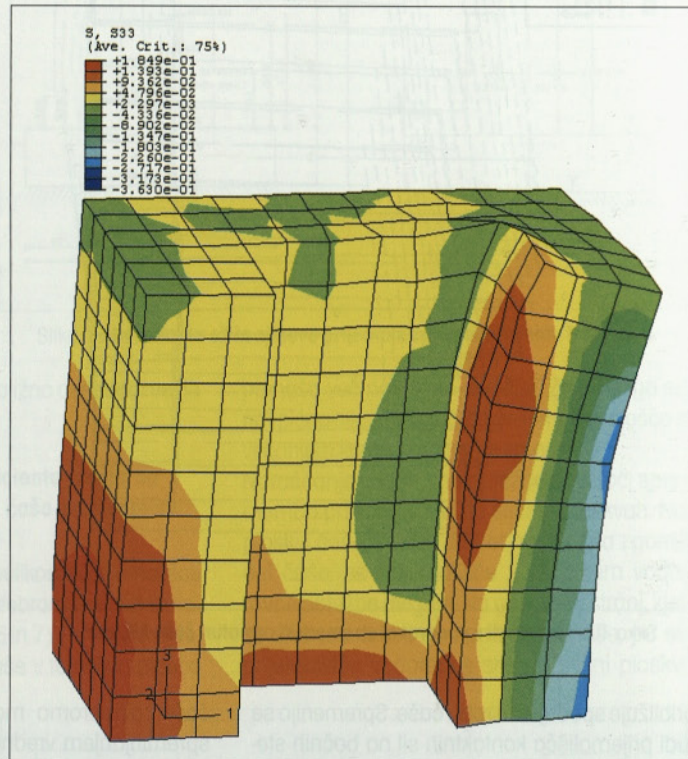
doravne ter strižne sile med stebrom in stenami čaše imajo po rezultatih Abaqusa prijemališče višje, kot predpostavljajo analitične metode. Vse upoštevajo, da vodoravne sile prijemljejo na razdalji ene šestine višine čaše od zgornjega oziroma spodnjega roba čaše.



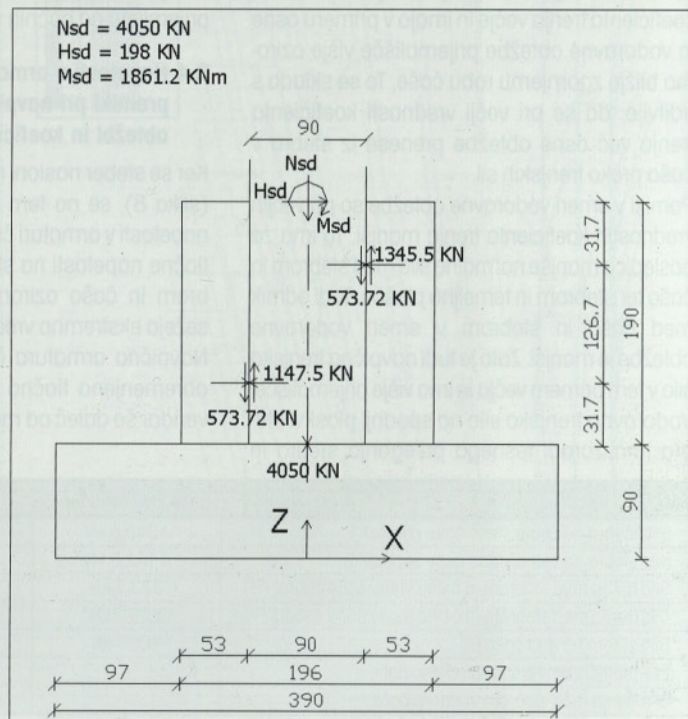
Slika 12 • Vodoravne normalne napetosti v smeri osi 2, prečno na smer delovanja vodoravne obtežbe



Slika 14 • Navpični pomiki temeljne plošče



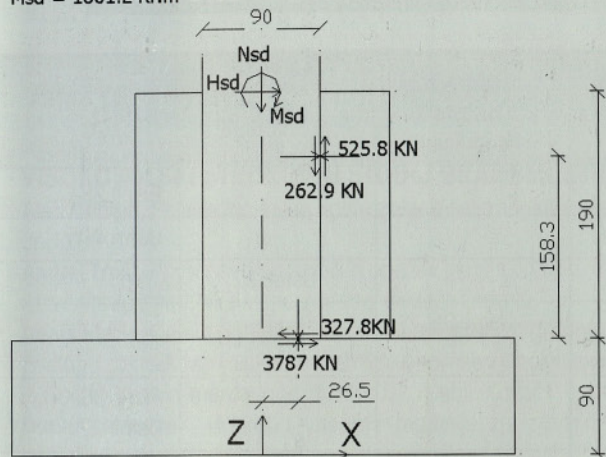
Slika 13 • Navpične normalne napetosti



Slika 15 • Rezultati analitične metode po W. Fuchssteinerju (Fuchssteiner, 1980)

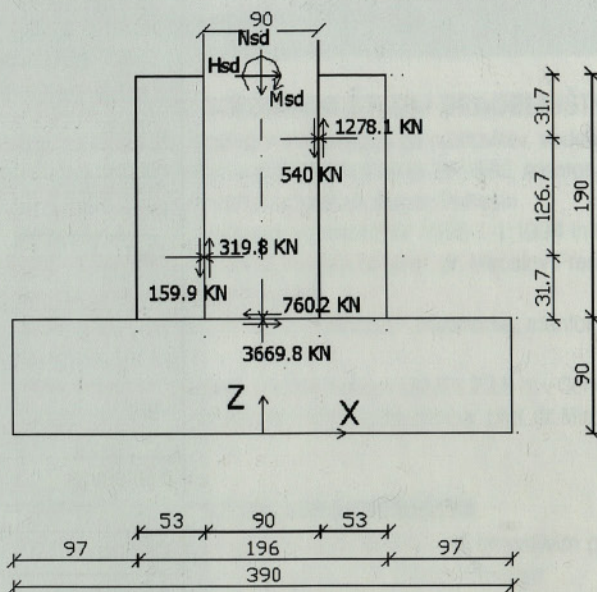


$N_{sd} = 4050 \text{ KN}$   
 $H_{sd} = 198 \text{ KN}$   
 $M_{sd} = 1861.2 \text{ KNm}$



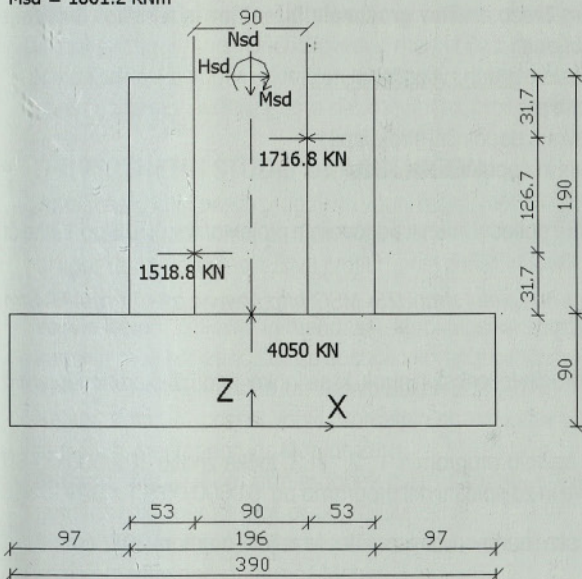
Slika 16 • Rezultati analitične metode po S. Polónyiju (Polónyi, 1981)

$N_{sd} = 4050 \text{ KN}$   
 $H_{sd} = 198 \text{ KN}$   
 $M_{sd} = 1861.2 \text{ KNm}$



Slika 17 • Rezultati analitične metode po O. Willertu in E. Kesslerju (Willert, 1983)

$N_{sd} = 4050 \text{ KN}$   
 $H_{sd} = 198 \text{ KN}$   
 $M_{sd} = 1861.2 \text{ KNm}$



Slika 18 • Rezultati analitične metode po F. Leonhardt (Leonhardt, 1977)

#### 4 • SKLEP

Nelinearna analiza omogoča podrobnejše spoznavanje pojavov v čašastem armiranobetonskem temelju. Pri modeliranju lahko upoštevamo nelinearno obnašanje materialov in stikov med elementi. Pri tem se moramo zavedati, da so za tako analizo potrebni vsi podatki o konstrukciji in obtežbi. Začetne podatke o konstrukciji moramo torej predpostaviti, pri čemer lahko uporabimo že znane analitične metode. Rezultati nelinearne analize omogočajo postopno spreminjanje lastnosti materialov in posledično optimizacijo konstrukcije.

Razpoložljivi programi na osebnih računalnikih ta čas omogočajo analizo posameznih detajlov konstrukcije. Največ dela je s pripravo računskih modelov konstrukcije in obtežbe. Ko bo mogoče računске modele generirati na podlagi glavnih podatkov o konstrukciji, bodo take analize primerne tudi za vsakdanjo prakso.

#### 5 • LITERATURA

- Leonhardt, F., Vorlesungen ueber Massivbau, Dritter Teil, Grundlagen zum Bewehren im Stahlbetonbau, Dritte Auflage, Springer Verlag, 1977.  
 Fuchssteiner, W., Koecherfundamente, Baumaschinen und Bautechnik, 1980.  
 Harej, R., Analiza čašastega armiranobetonskega temelja, diplomska naloga na FGG, Ljubljana, 2004.  
 Hibbitt, D., Karlsson, B., Sorensen, P., Abaqus/Standard, Abaqus/Cae, U.S.A., 2002.  
 Mozetič, I., Analiza armiranobetonskega temelja, diplomska naloga na FGG, Ljubljana, 2003.  
 Polónyi, S., Koecherfundamente, Modellbildung, Berechnung, Bewehrungsvorschlag, Die Bautechnik, 1981.  
 Stanek, M., Nelinearna analiza armiranobetonskih konstrukcij, Gradbeni vestnik, Ljubljana, februar 1994.  
 Willert, O., Kessler, E., Fundamente fuer fusseingespannte Fertigteilstuetzen, Betonwerk und Fertigteilttechnik, 1983.

## PRIPRAVLJALNI SEMINARJI IN IZPITNI ROKI ZA STROKOVNE IZPITE ZA GRADBENO STROKO V LETU 2005

SEMINAR		IZPIT		
Časovni termin		Osnovni in dopolnilni	Revidiranje	ZGO - C
Januar				Pisni: 28.
Februar				Ustni: 10.
Marec	07. – 10.		Ustni: 22.	
April	11. – 12. (ZGO-C)	Ustni: 05.		
Maj				Pisni: 06. Ustni: 17.
Junij	06. – 07. (ZGO-C)			
September				Pisni: 16. Ustni: 27.
Oktober	03. – 06.		Ustni: 25.	
November		Ustni: 08.		

**A. PRIPRAVLJALNI SEMINARJI:**

Pripravljalne seminarje organizira **Zveza društev gradbenih inženirjev in tehnikov Slovenije (ZDGITS), Karlovska 3, 1000 Ljubljana;**

Telefon/fax: (01) 422-46-22; e-naslov: [gradb.zveza@siol.net](mailto:gradb.zveza@siol.net).

Seminar vključuje **izpitne programe** za:

1. odgovorno projektiranje (osnovni in dopolnilni strok. izpit)
2. odgovorno vodenje del (osnovni in dopolnilni strok. izpit)
3. odgovorno vodenje posameznih del
4. tehnike in inženirje, ki so vpisani v posebni imenik odgovornih projektantov pri IZS po 100.e čl. ZGO – **(ZGO-C)**.

(Vsi posamezni programi so dostopni na spletni strani IZS - MSG: <http://www.izs.si>, v rubriki »Strokovni izpiti«, pod naslovom »Gradiva«!)

K seminarju vabimo tudi kandidate drugih inženirskih strok, ki se lahko pridružijo predavanjem iz splošnega dela programa.

**Cena** za udeležence **seminarja** po izpitnih programih 1., 2. in 3. točke znaša 102.000,00 SIT z DDV, po izpitnem programu 4. točke in za splošni del programa pa 51.600,00 SIT z DDV.

Seminar ni obvezen, zato je izvedba seminarja odvisna od števila prijav (najmanj 20).

Udeleženca prijavi k seminarju plačnik (podjetje, družba, ustanova, sam udeleženeec...). Prijavo v obliki dopisa je potrebno poslati organizatorju (ZDGITS) najkasneje 15 dni pred pričetkom določenega seminarja in zraven poslati kopijo dokazila o plačilu kotizacije.

Prijava mora vsebovati: priimek, ime, poklic (zadnja pridobljena izobrazba), izpitni program (1./2./3./4./ – Glej zgoraj!), naslov udeleženca ter natančni naslov in ID DDV številko plačnika. Poslovni račun ZDGITS je 02017-0015398955; ID DDV številka 79748767.

**B. STROKOVNI IZPITI**

potekajo pri **Inženirski zbornici Slovenije (IZS), Jarška 10-B, 1000 Ljubljana**. Informacije je mogoče dobiti na spletni strani IZS <http://www.izs.si> (kjer se nahajajo vse informacije o strokovnih izpiti, izpitni programi in prijavnimi obrazci!) in po telefonu (01) 547-33-15 vsak delavnik od 09.00 do 12.00 ure.

# NOVI DIPLOMANTI GRADBENIŠTVA

## UNIVERZA V LJUBLJANI, FAKULTETA ZA GRADBENIŠTVO IN GEODEZIJO

### VISOKOŠOLSKI STROKOVNI ŠTUDIJ GRADBENIŠTVA

**Aleš Čampa**, Sistem točkovno vpete zasteklitve, mentor izr. prof. dr. Jože Korelc

**Andrej Trošt**, Primerjava sistemskih opažev in njihova optimalna razvrstitev po gradbiščih, mentor doc. dr. Jože Lopatič

**Denis Klarič**, Ocena potreb razpoložljivih zemljišč za gradnjo kot podlaga za oblikovanje ukrepov zemljiške politike v Občini Kočevje in Občini Ribnica, mentor doc. dr. Maruška Šubic-Kovač

**Darko Lamovšek**, Uporaba linearne regresije za modeliranje generacije potovanj, mentor prof. dr. Marijan Žura

**Jure Trtnik**, Uporaba elektrofilterskega pepela kot mineralnega dodatka vibriranim in samozgoščevalnim betonom, mentor doc. dr. Violeta Bokan – Bosiljkov, somentor David Duh

**Mitja Udovč**, Postopek pridobitve gradbenega dovoljenja za zbirni center ločeno zbranih odpadkov v Občini Sevnica, mentor izr. prof. dr. Albin Rakar

**Boštjan Mišmaš**, Analiza lesenih nosilcev izpostavljenih požaru, mentor izr. prof. dr. Goran Turk, somentor izr. prof. dr. Stanislav Srpčič

**Viljan Jerman**, Tehnično – tehnološka in cenovna primerjava malih čistilnih naprav na tržišču Slovenije, mentor doc. dr. Jože Panjan

**Mitja Kodrič**, Postopek oddaje javnih naročil – primer: Komunalno opremljanje stanovanjske soseke, mentor izr. prof. dr. Albin Rakar

### UNIVERZITETNI ŠTUDIJ GRADBENIŠTVA

**Jure Kokalj**, Vpliv nizkih pragov na vodni režim, mentor izr. prof. dr. Matjaž Mikoš, somentor prof. dr. Mitja Brilly

**Gregor Lipar**, Sodobne rešitve protihrupnih zaščit, mentor doc. dr. Tomaž Maher

**Vesela Baroš**, Fizikalne in mehanske karakteristike zgodovinskih apnenih malt kot izhodišče za zasnovno kompatibilnih malt za njihovo obnovo, mentor doc. dr. Violeta Bokan-Bosiljkov

**Helena Rotar**, Napovedovanje prometnih obremenitev v urbanih območjih, mentor doc. dr. Marijan Žura

**Barbara Rifl**, Izbira armiranobetonske stropne konstrukcije garažne hiše, mentor prof. dr. Janez Duhovnik

**Simon Vidmar**, Prometno odvisno krmiljenje več semaforiziranih križišč, mentor doc. dr. Tomaž Maher

**Luka Stanič**, Spletna objava EN 1990 s komentarji, mentor prof. dr. Janez Duhovnik

**Janja Švarc**, Izbor elementov in proces projektiranja železniških peronov, mentor prof. dr. Bogdan Zgonc, somentor mag. Blagoimir Černe

**Simona Viršek**, Defosfatizacija na KČN in uporaba fosfatov, mentor doc. dr. Jože Panjan, somentor dr. Darko Drev

## UNIVERZA V MARIBORU, FAKULTETA ZA GRADBENIŠTVO

### VISOKOŠOLSKI STROKOVNI ŠTUDIJ GRADBENIŠTVA

**Brigita Korošec**, Predlog metodologije za nastavitve, vodenje in vzdrževanje evidence vodnih in priobalnih zemljišč, mentor doc. dr. Renata Jecl, somentor izr. prof. dr. Eugen Petrešin

**Aleš Kovač**, EC 5 – primerjava med ENV 1995-1-1:1994 in Final draft prEN 1995-1-1:2002, mentor izr. prof. dr. Miroslav Premrov, somentor pred. Benedikt Boršič

**Suzana Pergovnik**, Proizvodnja betona – betonarne, mentor doc. dr. Andrej Štrukelj

**Maja Sakač Rožmanec**, Letalski hangar 39,6 x 22,8 m v Cerkljah, mentor izr. prof. dr. Stojan Kravanja, somentor izr. prof. dr. Miroslav Premrov

### UNIVERZITETNI ŠTUDIJ GRADBENIŠTVA

**Leonida Bračič**, Analiza jeklenega mostu s spremenljivim prezom in materialom, mentor izr. prof. dr. Stojan Kravanja

### DOKTORSKI ŠTUDIJ GRADBENIŠTVA

**Simon Šilih**, Sinteza paličnih konstrukcij z mešanim celoštevilskim nelinearnim programiranjem, mentor izr. prof. dr. Stojan Kravanja

## UNIVERZA V MARIBORU, FAKULTETA ZA GRADBENIŠTVO – EKONOMSKO POSLOVNA FAKULTETA

### UNIVERZITETNI ŠTUDIJ GOSPODARSKEGA INŽENIRSTVA

**Gregor Osrajnik**, Tehnični in ekonomski vidik lesenega mostu, mentorja, izr. prof. dr. Miroslav Premrov in red. prof. dr. Franc Koletnik, somentor viš. pred. dr. Peter Dobrila

Rubriko ureja • Jan Kristijan Juteršek, univ. dipl. inž. grad.

# KOLEDAR PRIREDITEV

**15.3 - 17.3.2005**

**Hydrotop 2005 Symposium**

Marseille, Francija  
www.hydrotop.com  
hydrotop@hydrotop.com

**16.3 - 18.3.2005**

**The Water Africa 2005 Sub-Sahara Exhibition and Seminars**

Dar es Salaam, Tanzanija  
www.ace-events.com  
info@ace-events.com

**30.3 - 2.4.2005**

**The Third International Conference on Irrigation and Drainage**

San Diego, California, ZDA  
www.ucid.org  
stephens@uscid.org

**19.4 - 21.4.2005**

**Traffex, NEC**

Birmingham, Anglija  
www.traffex.com  
traffex@hgluk.com

**20.4 - 22.4.2005**

**Prago Traffic**

Praga, Češka  
www.pragotraffic.cz  
wontrobova@abf.cz

**2.5 - 5.5.2005**

**ITS America 15th Annual Meeting & Exposition**

Phoenix, Arizona, ZDA  
www.itsa.org/annualmeeting.html  
editor@itsa.org

**21.5 - 24.5.2005**

**International Parking Conference & Exposition 2005**

Fort Lauderdale, Florida, ZDA  
www.parking.org  
ipi@parking.org

**22.5 - 27.5.2005**

**WREC - World Renewable Energy Congress**

Aberdeen, Škotska  
www.aecc.co.uk

**1.6 - 3.6.2005**

**5th European Congress and Exposition on ITS**

Hannover, Nemčija  
www.hgluk.com  
b.butler@hgluk.com

**6.6 - 10.6.2005**

**Technologies to Enhance Dam Safety and the Environment**

Salt Lake City, Utah, ZDA  
www.usdams.org  
stephens@ussdams.org

**8.6 - 13.6.2005**

**Conference EUROSTEEL 2005**

**Research, Eurocodes, Design and Construction of Steel Structures**  
Maastricht, Nizozemska

**13.6 - 16.6.2005**

**11th Joint CIB International Advantages for Real Estate and Construction Sector**

Helsinki, Finska  
www.ril.fi/cib2005  
kaisa.venalainen@ril.fi

**27.6 - 29.6.2005**

**2005 RETC**

**16th Rapid Excavation & Tunneling Conference & Exhibit**  
Seattle, Washington, ZDA  
www.retc.org/retc\_CallForPapers.cfm  
davis@smentet.org

**27.6 - 30.6.2005**

**ESREL 2005**

**European Safety and Reliability Conference**

Gdynia-Sopot-Gdansk, Poljska  
www.esrel2005.am.gdynia.pl  
esrel2005@am.gdynia.pl

**5.7 - 7.7.2005**

**6th International Congress Global**

**Construction: Ultimate Concrete Opportunities**

Dundee, Škotska, VB  
www.ctucongress.co.uk

**19.7 - 21.7.2005**

**Conference AESE 2005**

**Advances in Experimental Structural**

**Engineering**

Nagoya, Japonska

**7.8 - 10.8.2005**

**2005 ITE Annual Meeting and Exhibit**

Melbourne, Victoria, Avstralija  
www.ite.org/meetcon/index.html  
ite\_staff@ite.org

**22.8 - 24.8.2005**

**Construction Materials (ConMat'05):**

**Performance, Innovations and**

**Structural Implications**

Vancouver, Kanada  
www.civil.ubc.ca/conmat05

**14.9 - 16.9.2005**

**IABSE Annual Meetings and**

**IABSE Symposium Structures and Extreme Events**

Lisboa, Portugalska  
www.iabse.ethz.ch/index.php  
iabs.lisbon2005@lnec.pt

**19.9 - 26.9.2005**

**The International Symposium of High CFRDs**

Yichang, Kitajska  
yssdchen@tom.com  
yssdchen@msn.com

**27.10 - 28.10.2005**

**The 2004 Forum on Hydropower;**

**Supply, Security and Sustainability**

Gatineau, Kanada  
collug@videofron.ca

**22.11 - 25.11.2005**

**12th World Water Congress**

New Delhi, Indija  
www.cbip.org  
cbip@cbip.prg

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