





Izdajatelj:

Zveza društev gradbenih inženirjev in tehnikov Slovenije (ZDGITS), Karlovška 3, 1000 Ljubljana, telefon 01 422 46 20; faks 01 422 46 22 v sodelovanju z **Matično sekcijo gradbenih inženirjev Inženirske zbornice Slovenije (MSG IZS)**, ob podpori **Javne agencije za raziskovalno dejavnost Republike Slovenije, 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 Tomažević**

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 upokojence 2200 SIT; za družbe, ustanove in samostojne podjetnike 40.687,50 SIT za en izvod revije; za naročnike iz tujine 80 EUR. 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 INŽENIRSKO ZBORNICE SLOVENIJE

UDK-UDC 05 : 625; ISSN 0017-2774

Ljubljana, oktober 2006, letnik 55, str. 245-268

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. 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

VIADUKT LEŠNICA NA GORENJSKI AVTOCESTI

Vsebina • Contents

Jubilej

stran **246**

Prof. Svetko Lapajne, univ. dipl. inž. grad. – 95 let

Gorazd Humar, univ. dipl. inž. grad.

Članki • Papers

stran **247**

Viktor Markelj, univ. dipl. inž. grad.,
Dušan Rožič, univ. dipl. inž. grad.,
Leon Gradnik, univ. dipl. inž. grad.,
Radovan Kotnik, univ. dipl. inž. grad.,
Drago Kristan, univ. dipl. inž. str.

VIADUKT LEŠNICA NA GORENJSKI AVTOCESTI
VIADUCT LEŠNICA ON KRANJ-JESENICE MOTORWAY

stran **254**

prof. dr.-inž. Norbert Vogt,
dr.-inž. Bernd Schuppener,
univ.-prof. dr.-inž. habil. dr.-inž. E. h. Anton Weissenbach,
doc. dr. Janko Logar, univ. dipl. inž. grad.

PROJEKTNI PRISTOPI V EVROKODU 7-1 ZA GEOTEHNIČNO
PROJEKTIRANJE V NEMČIJI

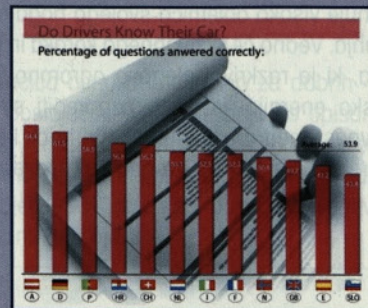
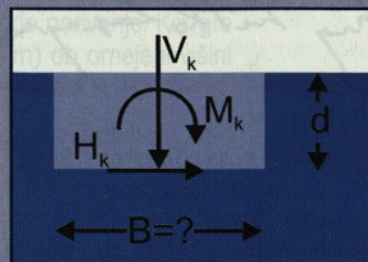
DESIGN APPROACHES OF EC 7-1 FOR GEOTECHNICAL
VERIFICATIONS USED IN GERMANY

stran **262**

izr. prof. dr. Drago Sever, univ. dipl. inž. grad.,
Robert Lutar, univ. dipl. inž. prom.,
Bojan Pavlinič, univ. dipl. inž. grad.

VPLIV OBNAŠANJA VOZNIKOV NA UČINKOVITOST
SEMAFORIZIRANIH KRIŽIŠČ

INFLUENCE OF DRIVER BEHAVIOUR ON SIGNALIZED
INTERSECTIONS EFFICIENCY



Novi diplomanti

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

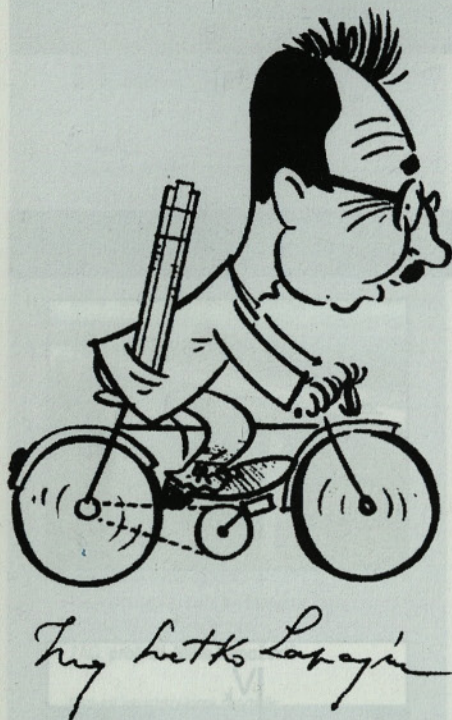
Koledar prireditev

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

Slika na naslovnici: Armiranobetonska montažna konstrukcija objekta Planet Tuš Maribor,
foto Borut Vrčon

JUBILEJ

Prof. Svetko LAPAJNE, 95-letnik



Tisti, ki so malo bolj poznali prof. Svetka Lapajneto, univerzitetnega diplomiranega inženirja gradbeništva in danes upokojenega profesorja gradbene statike na Fakulteti za arhitekturo v Ljubljani, se ne smejo preveč čuditi, da naš znani slovenski gradbenik praznuje visoko obletnico svojega bogatega življenja. Vedno čil in živahnega koraka in pogleda, ki je razkrival njegovo ogromno življenjsko energijo, je znal razporediti svojo dejavnost med družino, stroko in hribi, ki jih je izredno ljubil. Kot izreden hribolazec je

prehodil skoraj vse slovenske in tudi švicarske gore, po mestu pa ga je največkrat spremljalo kolo, ki ga žal danes ne more več voziti.

Kot profesor gradbene statike je pustil močan pečat številnim generacijam slovenskih arhitektov in tudi gradbenikov. Ni bil samo univerzitetni profesor. Bil je tudi izreden praktik in projektant številnih mostov in viaduktov tako v Sloveniji in tudi v Švici, kjer je živel nekaj let.

Svetko Lapajne se je rodil 31. oktobra 1911. leta v pravniški družini. Sam se je sicer odločil za študij gradbeništva in leta 1935 diplomiral v Ljubljani. Kot mlad inženir je sodeloval s Stankom Bloudkom pri gradnji skakalnic v Planici, srečeval se je tudi z Jožetom Plečnikom. Druga svetovna vojna ga je že leta 1941 pripeljala v ujetništvo najprej nemške vojske, kasneje še v ujetništvo bele garde in italijanske vojske. V partizane je šel takoj po kapitulaciji Italije, konec vojne pa je pričakal v Beogradu, kjer je delal na vojnem ministrstvu.

Povojni gradbeniki so kmalu spoznali vrednost Lapajnetove knjige o uporabi Crossove metode v statiki, ki je izšla leta 1949. Knjiga je doživela velik uspeh. Njegove najbolj priljubljene gradbene konstrukcije so bili mostovi, saj jih je zgradil preko 80 v Sloveniji in vsaj 14 v Švici v Valaisu. V Sloveniji je bila njegova najbolj znana konstrukcija 180 m dolgi Šiški viadukt na stari avtocesti Ljubljana-Zagreb, ki je našel svoje mesto tudi na

poštni znamki. Projekte njegovih mostov je odlikovala izredna čistost konstrukcije, eleganca in poudarjen smisel za proporce in skladnost posameznih elementov.

Prof. Svetka Lapajneto odlikuje izreden naravni občutek za potek notranjih sil v konstrukcijah, vnaprej je videl njihov potek, preden jih je sploh z uporabo številnih formul in izračunov točno določil. Tako prefinjen občutek za zasnovano mostnih konstrukcij odlikuje le malo konstrukterjev, med nje zagotovo spada prof. Svetko Lapajne. Potrdil je pravilo, da je dober most tisti most, ki je čist in enostaven že v konceptu ali v idejni rešitvi, vloga vseh ostalih računskih postopkov z uporabo znanj statike in dinamike pa je, da potrdijo legitimnost izbrane zasnove. Drugače povedano – dober most se vedno rodi v glavi, računalnik je le pripomoček, da to dokaže ali potrdi.

Predavanja prof. Svetka Lapajneto so bila pravi užitek, saj je z izredno enostavnostjo znal opozoriti na najpomembnejše statične probleme in izločiti njihovo bistvo. Znal je tudi kritično opozoriti na napake pri projektiranju in gradnji konstrukcij. To lahko naredi le človek z velikim znanjem in izkušnjami.

Slovenski gradbeniki in tudi arhitekti se z veseljem in ponosom spominjamo našega cenjenega kolega prof. Svetka Lapajneto in se pridružujemo najboljšim željam ob visokem življenjskem jubileju, ki jih te dneve prejema naš slavljeneč.

Gorazd Humar, univ. dipl. inž. grad

VIADUKT LEŠNICA NA GORENJSKI AVTOCESTI

VIADUCT LEŠNICA ON KRANJ – JESENICE MOTORWAY

Viktor Markelj, univ. dipl. inž. gr.

PONTING inženirski biro d. o. o., Maribor

Dušan Rožič, univ. dipl. inž. gr.

PONTING inženirski biro d. o. o., Maribor

Leon Gradnik, univ. dipl. inž. gr.

PNZ projekt nizke zgradbe d. o. o., Ljubljana

Radovan Kotnik, univ. dipl. inž. gr.

SCT d. d., Ljubljana

Drago Kristan, univ. dipl. inž. str.

SCT d. d., Ljubljana

Strokovni članek

UDK 624.21: 625.745.1

Povzetek | V prispevku je prikazana zasnova, tehnična rešitev in gradnja viadukta Lešnica na gorenjski avtocesti. Izvajalec objekta SCT d. d. se je zaradi časovne stiske odločil spremeniti tehnologijo iz proste konzolne gradnje v postopno narivanje. Ker gre za tehnologijo narivanja za zelo velike razpone (57 + 72,5 + 57 m) ob omejeni višini prekladne konstrukcije, smo uporabili popolnoma nove tehnološke rešitve.

Summary | The paper presents the conceptual design, technical solutions and construction of the viaduct Lešnica on the northwest Slovenian motorway. Due to a shortage of time, SCT d.d. as a contractor decided to change the technique of cantilevered construction to incremental launching technology. Because of very long spans (57 + 72,5 + 57 m) and limited depth of superstructure, a completely new solution of incremental launching was used.

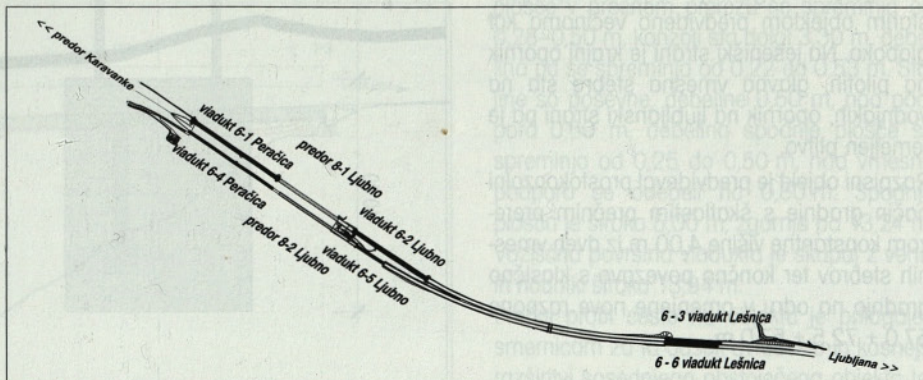
1 • UVOD

Na gorenjskem kraku slovenskega avtocestnega križa je zagotovo najzahtevnejši odsek med Podtaborom in Brezjami. Tu je na razdalji komaj dveh kilometrov za preureditev obstoječe magistralne ceste v popolno avtocesto treba zgraditi tri viadukte in en predor. V smeri iz Ljubljane proti Jesenicam si sledijo: viadukt Lešnica, viadukt Ljubno, predor Ljubno in viadukt Peračica. Obstoječi mostovi so bili zgrajeni leta 1966 ter so izvedeni kot sovprežni (Lešnica, Ljubno in del viadukta Peračica) oziroma jekleni (glavni razponi Peračice). Vsi mostovi so široki 10,6 m, kar zadošča za dva vozna pasova in hodnike.

Nova trasa je vodena tako, da poteka na območju viadukta Lešnica še skupaj, tik ob stari

trasi, v nadaljevanju pa se zaradi predora odmakne, tako da sta nova viadukta Ljubno in

Peračica osno odmaknjena za dobrih 40 m od obstoječih. V nadaljevanju bo opisan viadukt Lešnica, ki premošča 60 m globoko dolino potoka Lešnica in ga gradi gradbeno podjetje SCT d. d. po posebej inventivnem načinu gradnje.



Slika 1 • Pregledna shema zahtevnega avtocestnega odseka Podtabor–Brezje

Investicijska vrednost objekta je 1.100 mio SIT (EUR), čas gradnje viadukta je 13 mesecev, od jeseni 2005 do jeseni 2006. Investitor je

DARS d.d., projektant PNZ d.o.o. Ljubljana in Ponting d.o.o. Maribor, revident in nadzornik pa DDC d.o.o. Ljubljana. Dolžina objekta je

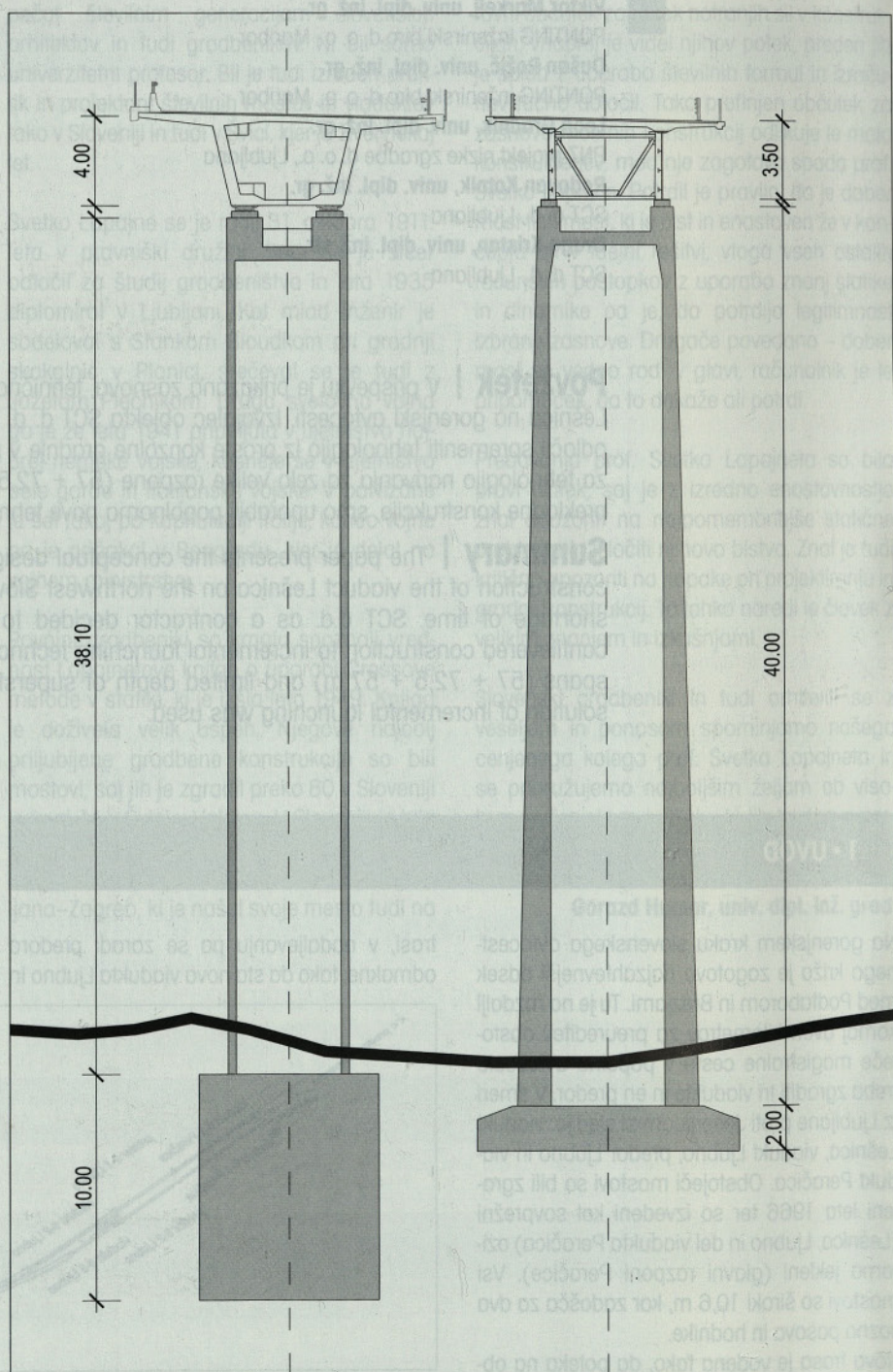
190,9 m, širina pa 13,94 m. Objekt je od dna temeljev do vrha prekladne konstrukcije visok 53 m.

2 • RAZPISNI PROJEKT

Viadukt na novi polovici avtoceste leži tik ob starem objektu, ki je s svojo geometrijo, razponi, temeljem in oporniki vplival tudi na zasnovo novega bližnjega objekta, upošteva je čas med nastankom obeh sosednjih objektov. Obstoječi objekt iz leta 1966 ima kontinuirno sovprežno prekladno konstrukcijo s tremi razponi 50,0 + 72,0 + 50,0 m ter en dodatni prostoležeči sovprežni nosilec dolžine 15,0 m v smeri proti Jesenicam (slike 2, 3 in 4). Skupna dolžina objekta je 187 m, širina pa 10,60 m. Prekladna konstrukcija konstantne višine 3,20 m ima dva glavna jeklena nosilca na osnem razmaku 5,0 m in voziščno betonsko ploščo debeline 18 do 25 cm z vuto visoko 65 cm pri jeklenih nosilcih. Stebra škatlastega prereza, višine 32 in 40 m, se proti vrhu linearno ožita. Temeljena sta plitvo v trdo sivo glino (sivico), enako kot 16 m visoka polna stena med kontinuirnim in prostoležečim nosilcem.

Novi objekt po razpisni dokumentaciji pa ima tri razpone (57,0 + 72,5 + 57,0 m) oziroma skupno dolžino 190,90 m. Objekt je zasnovan kot kontinuirni nosilec brez manjšega četrtega razpona. Opornika sta glede na stara vzdolžno nekoliko zamaknjena zaradi poševnega križanja doline potoka Lešnica in avtoceste. Širina novega objekta znaša 13,94 m, medsebojni razmik do starega objekta pa 1,90 m, kar omogoča razširitev starega objekta v polno končno širino. Temeljenje novega objekta je v nasprotju s starim objektom predvideno večinoma kot globoko. Na jeseniški strani je krajni opornik na pilotih, glavna vmesna stebra sta na vodnjakih, opornik na ljubljanski strani pa je temeljen plitvo.

Razpisni objekt je predvideval prostokonzolni način gradnje s škatlastim prečnim prerezom konstantne višine 4,00 m iz dveh vmesnih stebrov ter končno povezavo s klasično gradnjo na odru v omenjene nove razpone 57,0 + 72,5 + 57,0 m.



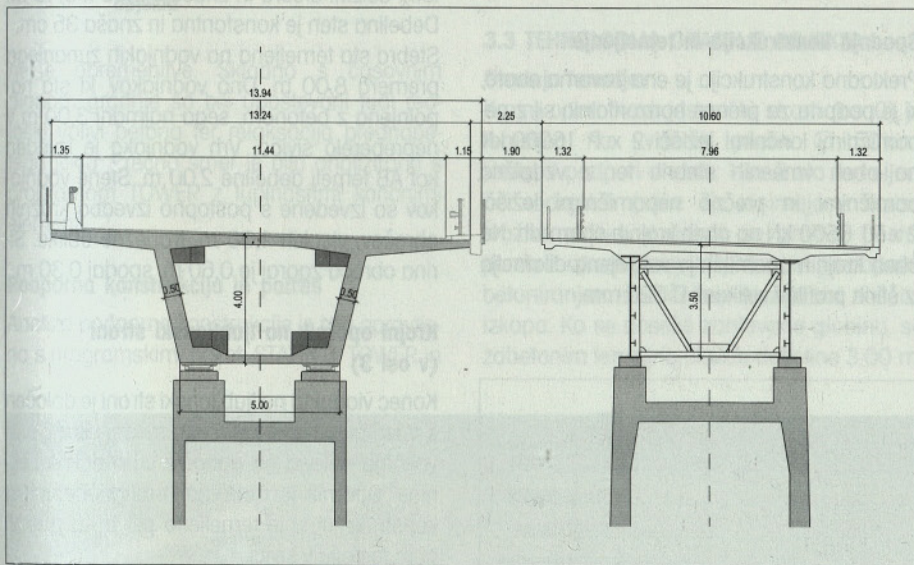
Slika 2 • Prerez podpore novega in starega viadukta Lešnica

3 • IZVEDBENI PROJEKT

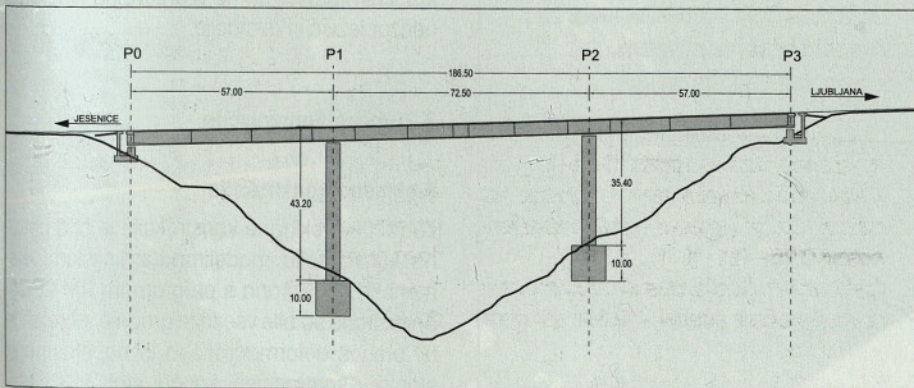
Izvajalec SCT d. d. v času razpisa ni razpolagal s potrebno opremo za konzolno gradnjo. Analize so pokazale, da so pri tem načinu gradnje stroški sorazmerno visoki, še posebej pa je dolg čas gradnje. Pri običajni konzolni gradnji je treba po končani gradnji stebrov na njegovem vrhu najprej izdelati bazni segment (1 mesec), nato na izdelani segment montirati vozičke za konzolno gradnjo (3 tedne), izdelati prvi konzolni segment (1 teden), povezano jekleno opremo razstaviti v dve ločeni opremi (2 tedna) ter nato začeti gradnjo v običajnem tedenskem taktu. Zaradi zapletenega in dolgotrajnega začetka konzolne gradnje na vrhu stebrov so za ta način gradnje primerni čim daljši razponi.

Pri gradnji s postopnim narivanjem je gradnja mnogo hitrejša, zato pa so velikosti

razponov omejeni. Razpon 72,5 m je za tehnologijo narivanja in konstrukcijsko višino 4,00 m prevelik, postavitve začasne podpore višine prek 50 m pa smo ocenili kot preveč tvegano in predrago. Zato smo uporabili narivanje z obeh koncev, kjer smo dve polovici objekta povezali v sredini velikega razpona. Časovna prednost se je pokazala predvsem v hkratni gradnji visokih stebrov in prekladne konstrukcije. Gradnja stebrov je posebej zahtevna in dolgotrajna tudi zaradi zahtevnega in počasnega temeljenja s kopanimi vodnjaki v strmi in slabo nosilni hribini. Ko je bil steber končan in bi se priprave na konzolno gradnjo komaj pričele, je prek njega že lahko zdrsela skoraj končana preklada, izdelana v delavnici z metodo postopnega narivanja.



Slika 3 • Prečni prerez preklade novega in starega viadukta Lešnica



Slika 4 • Vzdolžni prerez novega viadukta Lešnica

izvajalec in projektant sta spremenila tehnologijo gradnje iz konzolne gradnje v naravno, pri čemer sta popolnoma ohranila razpisno geometrijo objekta (razpone in debeline konstrukcije), kot rezultat pa dobila tako cenovne, predvsem pa časovne prihranke pri gradnji. V prikazani tehnični rešitvi so bile uporabljene inventivne tehnične rešitve, predvsem v obliki olajšane betonske konstrukcije na začetnem delu narivanja (namesto običajnega jeklenega kljuna). Prav tako je bilo posebno prednapenjanje, ki ni bilo običajno s centričnimi kablji, ampak s konzolno položenimi kablji, ki so se napenjali fazno, v odvisnosti od dolžine konzole. Na koncu je treba obe polovici povezati še s prednapetimi kablji, podobno kot pri običajni konzolni gradnji. Vsa dela pri napenjanju so se izvajala zunaj časovno kritične poti izdelave.

3.1 OPIS KONSTRUKCIJE

Konstrukcija dolžine 190,90 m ter širine 13,94 m je sestavljena iz zgornje – prekladne in spodnje – podporne konstrukcije. Tlorisno je os objekta v premi, niveleta pa je v konkavnem vertikalnem radiju $R = 11.200$ m s priključnimi tangentami v naklonu 0,46 odstotka na jeseniški ter 3,80 odstotka na ljubljanski strani. Trije kontinuirani statični razponi $57,0 + 72,5 + 57,0$ m so podprti z dvema opornikoma (osi 0 in 3) ter z dvema vmesnima stebroma (osi 1 in 2). Preklada je zgrajena iz dveh polovic, ki sta se potisnili od obeh opornikov proti sredini glavnega razpona, kjer sta se povezali z vezno lamelo v monolitno celoto.

Zgornja konstrukcija

Nosilec prekladne konstrukcije je zasnovan kot trapezna škatla s obojestranskimi konzolami iz prednapetega betona konstantne višine 4,00 m (slika 3). Debelina zgornje plošče v prečnem prerezu se spreminja od 0,28–0,50 m, konzoli sta dolgi 3,30 m, debelina pa se spreminja od 0,22 do 0,53 m. Stojine so poševne, debeline 0,50 m, nad podporo 0,60 m, debelina spodnje plošče se spreminja od 0,25 do 0,50 m, nad vmesno podporo se odebeli na 0,80 m. Spodnja plošča je široka 5,00 m, zgornja pa 13,24 m. Voziščna površina viadukta je skupaj z venci in hodniki široka 13,94 m.

Prečni profil ceste na objektu je prilagojen smernicam za ta odsek avtoceste in kasnejši razširitvi sosednjega obstoječega objekta ter je sestavljen iz naslednjih elementov:

hodnik levo	0,85 m
betonska varnostna ograja	0,50
varnostna širina	0,59
odstavni pas	2,50
vozni pas	3,75
prehitevalni pas	3,75
robni pas + varnostna širina	1,00
jeklena varnostna ograja H2	0,40
hodnik levo	0,60
Skupna širina objekta	13,94 m

Med osema 0 in 3 si sledijo trije razponi dimenzij 57,00 + 72,50 + 57,00 m. Zasnova škatlasto oblikovanega glavnega razpona dolžine 72,50 m je rezultat statičnih in konstrukcijskih zahtev. Osrednja vofla škatla prevzame poleg upogibnih momentov tudi strižne napetosti zaradi prečnih sil in torzije. Škatlasta konstrukcija ima na obeh koncih in nad obema stebroma prečnike debeline 2,0 m, ki zagotavljajo ustrezen vnos sil iz konstrukcije v ležišča ter torzijsko stabilizirajo škatlasti prerez. V območju vmesnih stebrov je spodnja pasnica škatle odebeljena na 80 cm, kar zagotavlja primerne tlačne napetosti v betonu. Preklada je izdelana iz betona trdnostnega razreda C35/45, armirana pa z visoko duktilnim rebrastim jeklom BSt 500S (B).

Prekladna konstrukcija je simetrično konzolno narinjena izza obeh krajnih opornikov v glavni 72,5 m dolgi razpon, kjer se obe konzoli povežeta z vezno lamelo v kontinuirano celoto

(sliki 5 in 6). Temu principu v celoti sledi tudi način vzdolžnega prednapenjanja, ki zagotavlja ustrezne napetosti ter deformacije tako med gradnjo kot pri uporabi.

Vsi kabli so kakovosti 1570/1770 MPa ter velikosti 15 x 0,62" (napeti na 2785 kN), ki jih lahko razvrstimo v tri skupine:

1. Centrični kabli, ki so potrebni med gradnjo za prevzem nategov spodaj in zgoraj – teh kablov je 12, od tega 4 v spodnji plošči ter 8 v zgornji plošči ter potekajo prek celotne narinjene konstrukcije. Sidrani so z nepomičnimi sklopkami.
2. Dodatni kabli v zgornji plošči, ki se dodajajo postopoma, ko se konstrukcija podaljšuje – teh kablov je 18 in so dolgi od 10 do 34 m.
3. Kabli v spodnji plošči, ki pokrivajo preporazporeditev obremenitev v končnem statičnem sistemu (iz nosilca s konzolo v neprekinjeni nosilec) ter pozitivno momentno ovojnico koristne obtežbe (krov, temperatura, promet).

Spodnja konstrukcija in temeljenje

Prekladna konstrukcija je ena zavorna enota, ki je podprta za prenos horizontalnih sil z nepomičnimi lončnimi ležišči 2 x P 16000 kN na obeh vmesnih stebrih ter z vzdolžno pomičnimi in prečno nepomičnimi ležišči 2 x P1 6500 kN na obeh krajnih opornikih. Na obeh krajnih opornikih je vstavljena dilatacija iz štirih profilov velikosti D 320 mm.

Krajni opornik na jeseniški strani (v osi 0)

Zaključek viadukta na jeseniški strani je na robu strmega pobočja doline Lešnice. Krajni opornik je zato temeljen globoko, na uvrtnih pilotih F 150 cm. Piloti segajo skozi prodnate plasti in so uvrtni za 4,5 m v sivico. V oporniku je 2,00 m široka kineta, ki omogoča neovirano vzdrževanje ležišč in dilatacije, obenem pa omogoča prehod komunalnih vodov v območju dilatiranja prehodne konstrukcije. Oba opornika sta tako imenovana aktivna opornika, saj poteka narivanje z obeh strani. Zato sta oblikovana tako, da je omogočena postavitvev hidravličnih potisnih naprav, začasnih bočnih vodil ter sidrišč za sidrne in zaviralne kable.

Stebra v oseh 1 in 2

Stebra v oseh 1 in 2 prek lončnih ležišč podpirata prekladno konstrukcijo. Prečni prerez stebrov ima obliko pravokotne škatle, njegove zunanje dimenzije pa so konstantne po celotni dolžini stebra in znašajo 3,50 x 5,40 m. Debelina sten je konstantna in znaša 35 cm. Stebra sta temeljena na vodnjakih zunanjega premera 8,00 m. Dno vodnjakov, ki sta napolnjena z betonom, sega najmanj 3,00 m v nepreperelo sivico. Vrh vodnjaka je izveden kot AB temelj debeline 2,00 m. Stene vodnjakov so izvedene s postopno izvedbo krožnih obročev, visokih 1,00 m, trapezne oblike. Širina obroča zgoraj je 0,60 m, spodaj 0,30 m.

Krajni opornik na ljubljanski strani (v osi 3)

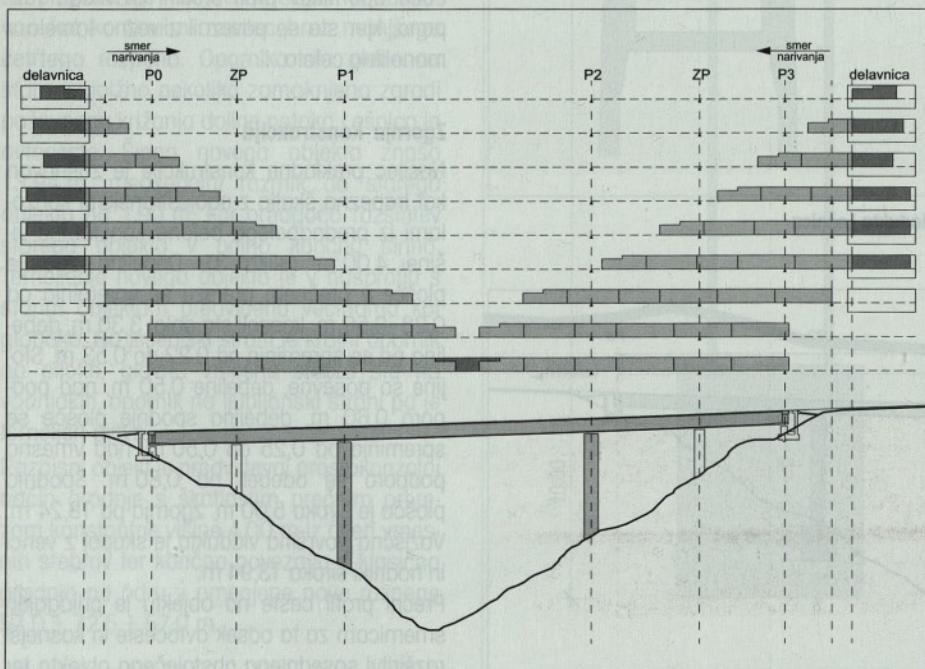
Konec viadukta na ljubljanski strani je določen s traso avtoceste, ki na tem mestu skoraj pravokotno nalega na pobočje vrha doline Lešnice. Opornik je masivna armiranobetonska konstrukcija, ki je temeljena plitvo na pasovnem temelju v sivici.

Opornik je zasnovan z enakimi konstrukcijskimi principi kot na jeseniški strani, za ležiščnim prostorom je vzdrževalna kineta za nadzor ležišč in dilatacije.

3.2 Račun konstrukcije

Prekladna konstrukcija

Za račun prekladne konstrukcije je bila celotna konstrukcija modelirana z linijskimi elementi in analizirana s programom RM 2004. Analizirane so bile vse faze gradnje, narejen je bil prenos deformacijskega in napetostnega stanja v spremenjeni končni statični sistem, na katerem so bile upoštevane tudi vse kas-



Slika 5 • Shema narivanja z obeh strani



Slika 6 • Stari objekt in dve polovici novega objekta

FAGUS-3. STATIK-3 je bil uporabljen za modeliranje in analizo podpornega sistema kot celote. Konstrukcija je bila modelirana z linijskimi končnimi elementi, pri računu potresnih sil je bila uporabljena modalna analiza s spektrom odziva. Analize posamičnih konstrukcijskih elementov, še posebej za kontrole in analize v fazi narivanja, so bile opravljene s programom TOWER. Za modeliranje so bili uporabljeni lupinski in linijski končni elementi. Analize in kontrole na nivoju prečnega prereza so bile opravljene s programom FAGUS-3, ki deluje kot poprocesor programa STATIK-3. Izračun napetosti pod vodnjaki in ploskovnimi temelji z izključitvijo natezne cone je bil prav tako opravljen s programom FAGUS-3.

Geotehnične analize

Pri natančnejših analizah učinkov vplivov v temeljnih tleh in stabilnostnih analizah podpor med narivanjem prekladne konstrukcije je bil uporabljen program PLAXIS.

3.3 TEHNOLOGIJA GRADNJE OBJEKTA

Gradnja temeljev

Krajni opornik na jeseniški strani (os 0) je temeljen na uvrstanih pilotih $\varnothing 150$ cm. Vmesni podpori v oseh 1 in 2 sta temeljeni na vodnjakih (slika 7), ki imajo v florisu krožno obliko. Vodnjaki se gradijo postopoma z izkopi globine 1,00 m in postopnim betoniranjem obročev, ki služijo kot zaščita izkopa. Ko se doseže zahtevana globina, se zabetonira temeljno ploščo debeline 3,00 m.

Krajni opornik na ljubljanski strani (os 3) pa je temeljen plitvo na temeljih pravokotne oblike.

Gradnja stebrov

Za gradnjo stebrov je bil uporabljen premični opaž, visok 4 m.

Gradnja prekladne konstrukcije

Prekladna konstrukcija je bila izvedena po predlogu SCT kot simetrično konzolno narivana izza obeh opornikov preko vmesnih stebrov v glavni 72,5 m dolgi razpon, kjer se obe konzoli povežeta z vezno lamelo v kontinuirno celoto. Vsaka narinjena polovica je sestavljena iz šestih monolitnih segmentov, ki so povezani med seboj z armaturo in kabli. Konstrukcija se izdeluje v opažni delavnici dolžine 18,5 m, ki se postavi 20 m za obema krajnjima opornikoma. V krajnih razponih dolžine 57 m je bila zgrajena začasna podpora, ki zmanjša razpone za narivanje na 25,25 oziroma 31,75 m in zagotovi ustrezno varnost pred prevrnitvijo okoli krajnih opornikov.

Ker je odločilna dolžina najdaljše konzole (34,25 m) še vedno v glavnem razponu, uporaba posebnega kljuna za zmanjšanje obremenitev ni smiselna. Zato smo prekladno konstrukcijo na dolžini 6 m zgradili najprej brez zgornje plošče. Ta olajšana prekladna konstrukcija deluje kot nekakšen betonski kljun, ki pa je kar del končne konstrukcije. Torzijsko odprto korito smo za fazo narivanja začasno varovali z jeklenim zavetrovanjem.

Obe konzoli povežemo z veznim betonskim segmentom (vezno lamelo) v dolžini 4 m, ki jo nato s kabli povežemo v kontinuirno konstrukcijo. Manjkajočo voziščno ploščo na delu »kljuna« dogradimo skupaj z vezno lamelo. Nadvišanje konstrukcije v glavnem razponu se doseže z ustrezno prilagojeno niveleto narivanja ter dvigom konstrukcije pred vgradnjo končnih ležišč.

Posebnosti pri potiskanju in spuščanju preklade

Viadukt Lešnica smo gradili v dveh fazah, ki sta zahtevali poseben tehnološki pristop. Medtem ko smo gorenjsko polovico na običajen način brez posebnosti narinili po 2,5-odstotnem vzponu, smo ljubljansko polovico potiskali navzdol. Začetni padec (strmina prečne proge v opažu) je počasi prehajal v manjši nagib, ki pa je glede na dinamiko potiskanja še vedno zahteval posebno tehnološko obdelavo.

nejše obremenitve. Skladno s časovnim planom gradnje so bili upoštevani tudi reološki vplivi betona ter relaksacija prednapetega jekla. Prečna smer je bila analizirana s programom TOWER z lupinastimi končnimi elementi.

Podporna konstrukcija in potres

Analiza podporne konstrukcije je bila opravljena s programskimi paketi STATIK-3, TOWER in



Slika 7 • Gradnja vodnjaka za temeljenje stebra



Slika 8 • Pred izdelavo vezne lamele med oba narinjena dela objekta

Posebnost pri narivanju objekta je bila glede na dosedanje primere med drugim tudi izredno pomembna tehnološka faza zadrževanja betonske konstrukcije pred nekontroliranim pomikom, ki smo jo tukaj prvič uporabili. Ljubljansko polovico konstrukcije smo potiskali navzdol ob začetnem 4,1- in poznejšem povprečnem 3,25-odstotnem nagibu. Dinamična komponenta mase konstrukcije, ki jo potiska navzdol, je premo odvisna od celotne mase, prav tako tudi zadrževalna sila trenja. Velikosti sta neposredno odvisni od faktorja nagiba in faktorja trenja. Ker smo z meritvami pri prvi polovici ugotovili, da na drsni progi dosegamo trenje 2,7 odstotka, je bilo zaradi navedenega očitno, da bo sila dinamične komponente teže večja od zavorne sile na drsni progi, zato je bilo treba konstrukcijo dodatno varovati proti zdrsu. Za ta namen smo uporabili dve navojni palici Dywidag $\varnothing 36$ mm, simetrično (glede na vzdolžno os) vgrajeni v zadnji del vsakokratnega takta prekladne konstrukcije.

Na koncu segmenta je bil namensko zabetoniran betonski prag z luknjami, skozi katere sta bili položeni navojni palici. Na drugem koncu sta bili palici vstavljeni v sidrne bloke iz ustrezno dimenzioniranih jeklenih nosilcev in betonskega sidrišča. Na obeh koncih palic sta bili priviti matici. Matici na ljubljanski strani betonskega praga sta bili priviti toliko, da je bila med njima in betonom 3 cm široka reža. Pri pomikanju segmenta naprej, kar smo izvajali po standardnem postopku z narivno hidravliko, sta dva delavca ročno odvijala matici in

skrbela, da ta zračnost ni bila presežena; dinamični udar pri zaustavitvi mase betona bi lahko pri večji reži presegel sile, na katere so bili dimenzionirani elementi sistema za zadrževanje. Navojni palici sta bili dimenzionirani na računsko silo dinamične komponente teže, povečano za dinamični faktor 3. Pri potiskanju sta nastopila dva tipična primera preprečitve pobega konstrukcije: pri vleku prvega segmenta in potiskanju tik pred



Slika 9 • Končana konstrukcija viadukta

nasedom konstrukcije na prvi steber. V prvem primeru, ko smo prvi segment vlekli s pomočjo navojnih palic dywidag, ni bilo druge možnosti za zadrževanje. Po drugem potegu, ko je bil odpravljen zaviralni faktor lepenja, je dinamična sila postala večja od zaviralne sile na drsni progi in je segment dejansko začel samodejno drseti. Pripomniti je treba, da je bila v prvem taktu drsna proga namazana.

V naslednjih taktih proge nismo več mazali, zato se je sila zadrževanja povečala. Sproti smo za vsak takt izračunavali obe sili in ju kontrolirali z meritvami na narivni hidravliki. Druga skrajnost pri narivanju je nastala, tik preden je prekladna konstrukcija nasedla na steber. Takrat je bila vertikalna sila na zavorno sedlo tako majhna, da nismo (kljub vstavitvi narebrenih jeklenih plošč namesto gladkih) računsko dosegli zadostne varnosti proti zdrsu. V tem primeru je bilo zopet nujno dodatno varovanje (ki smo ga izvajali ves čas potiskanja).

Varianto je bila obravnavana možnost varovanja s povečevanjem trenjske sile na stebru, vendar bi v tem primeru morali vrh stebra togo pridrževati, kar pa je praktično fizično nemogoče izvesti. Zato smo začasna drsna ležišča na stebru normalno mazali, da bi zmanjšali horizontalno silo na glavi stebra in konstrukcijo zadrževali z opisanim sistemom.

Pri potiskanju navzdol se je prvič tudi zgodilo, da narivna hidravlika konstrukcije ni potiskala, ampak je konstrukcija zaradi

dinamične komponente teže stiskala potisne bate v cilindre, ki so tako delovali kot zadrževalni element. Tehnološko tako delovanje hidravlike ni priporočljivo, ker je ustavi-

tev možna le, ko tlak po zaprtju ventila zaradi nadaljevanja potovanja konstrukcije doseže zadostno vrednost za protisilo. Treba je bilo aktivirati dodatno dušenje tlaka olja v po-

vratnih vodih, ker je bil le tako možen kontrolirani pomik konstrukcije in takojšnja ustavitev v vsakem primeru (v sistemu je bila tako ustvarjena stalna protisila pomiku).

4 • SKLEP

Z dobrim sodelovanjem tehnologa, izvajalca, kalkulanta, projektanta in recenzenta se je izoblikovala rešitev, ki je relativno enostavna, vendar daje pričakovan učinek tako glede cene, roka in videza mostu. Zasnova je v ideji enostavna, v dejanski izvedbi pa je zahtevala precej novih prijemov in rešitev ter izredno natančno delo pri izvedbi konzolnega potiskanja in sprotnega napenjanja

konzolnih kablov. Tehnologija, ki smo jo zaradi navedenih razlogov razvili, je v izvedenih detajlih inventivna tudi v mednarodnem merilu, predvsem v smislu izvedbe neke vrste betonskega namesto običajnega jeklenega kljuna.

S spremembo tehnologije smo znižali lastne stroške gradnje, kot tudi skrajšali rok izvedbe, ohranili pa tehnično vsaj enakovreden objekt z

mного manj prečnih delovnih stikov. Pri tem objektu je SCT nabavil tudi del stalne opreme za tehnologijo postopnega narivanja objektov (hidravlična potisna oprema, nosilno jekleno ogrodje za delavnico betonskih segmentov). Del te opreme je trenutno že uspešno v uporabi na sosednjem 320 m dolgem viaduktu Ljubno, del pa na 548 m dolgem viaduktu Bonifika.

PROJEKTNI PRISTOPI V EVROKODU 7-1 ZA GEOTEHNIČNO PROJEKTIRANJE V NEMČIJI

DESIGN APPROACHES OF EC 7-1 FOR GEOTECHNICAL VERIFICATIONS USED IN GERMANY

prof. dr.-inž. Norbert Vogt

Technical University of Munich,
Centre for Geotechnical Engineering, Nemčija

dr.-inž. Bernd Schuppener

Federal Waterways Engineering and Research Institute,
Karlsruhe, Nemčija

univ.-prof. dr.-inž. habil. dr.-inž. E. h. Anton Weissenbach

Norderstedt pri Hamburgu, Nemčija

doc. dr. Janko Logar, univ. dipl. inž. grad.

Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Ljubljana

Strokovni članek

UDK 624.131.52 : 006 (430) EC 7

Povzetek | Uvajanje 1. dela Evrokoda 7 (Geotehnično projektiranje – Splošna pravila) zahteva od vsake evropske države članice, da sprejme dve pomembni odločitvi: 1) katerega od treh projektnih pristopov, navedenih v izvornem dokumentu, bo predpisala za uporabo na svojem ozemlju ter 2) kakšne delne faktorje se bo pri tem uporabljalo. Članek prikazuje postopek in argumente za izbiro projektne pristopa in delnih faktorjev v Nemčiji ter ga primerja z izbiro v Sloveniji.

Summary | The implementation of Eurocode 7 – Part 1 (Geotechnical design – General rules) requires from each European Member State to take two important decisions: 1) the design approach to be used in each Member State shall be selected from the three design approaches described in the code and 2) the values of partial factors have to be established. The paper presents the procedure and the arguments for both choices in Germany. The comparison with the situation in Slovenia is made.

1 • UVOD

V Sloveniji je s Pravilnikom o mehanski odpornosti in stabilnosti objektov sistem standardov Evrokod od 1. januarja 2006 naveden kot tisti, ob uporabi katerega se domneva skladnost z zahtevami Pravilnika o mehanski odpornosti in stabilnosti objektov (Uradni list RS 101/2005 z dne 11. 11. 2005). Zato je bilo treba pripraviti Nacionalni dodatek k Evrokodu 7, 1. del že v letu 2005. Objavljen je bil 1. novembra 2005 z

oznako SIST EN 1997-1:2005/oA101:2005. Že ob pripravi tega nacionalnega dodatka smo se zavedali, da pri uvajanju Evrokodov v geotehnično projektiranje prehitavamo ostale evropske države in bo zato morda potrebno kasnejše usklajevanje z drugimi državami članicami Evropske unije. V slovenskem nacionalnem dodatku k 1. delu Evrokoda 7 smo kot bistveni odločitvi navedli:

- da se v Sloveniji uporablja za geotehnično projektiranje projektni pristop 2 (DA 2), razen za preverjanje globalne stabilnosti, kjer se uporablja projektni pristop 3 (DA 3) in
 - da se pri tem uporablja nespremenjen nabor delnih faktorjev, kot je zapisan v izvorni verziji Evrokoda 7, 1. del.
- Članek v nadaljevanju prikazuje in argumentira nemški pogled na uporabo Evrokoda 7-1. Ker se je v preteklih letih velik del naših projektantov pri svojem delu naslanjal na nemško tehnično regulativo s področja projektiranja, je ta informacija za nas nedvomno zanimiva.

Poleg tega pa članek kaže, da bo v Nemčiji uporaba Evrokoda 7, 1. del glede bistvenih določil, ki so prepuščena nacionalni izbiri, enaka kot smo jo zapisali v našem Nacionalnem dodatku k Evrokodu 7-1.

Vsaka država članica Evropske unije bo morala ob uvedbi Evrokoda 7: Geotehnično projektiranje, 1. del – Splošna pravila (EC 7-1) sprejeti dve pomembni odločitvi glede projektiranja geotehničnih objektov. Standard navaja tri projektne pristope in vsaka država lahko izbere tistega, ki najbolj ustreza njeni tradiciji projektiranja in ga določi za uporabo pri geotehničnem projektiranju. Poleg tega bodo morale države članice določiti vrednosti delnih faktorjev v skladu z nacionalnimi zahtevami glede var-

nosti. Oboje skupaj – izbiro projektnega pristopa in določitev delnih faktorjev – je treba razumeti kot celoto, saj sta obe odločitvi medsebojno odvisni.

Kot je podrobneje pokazano v 3. poglavju, je izbira projektnega pristopa in določitev vrednosti delnih faktorjev v Nemčiji temeljila na izhodišču, da se kolikor je to le mogoče ohrani raven varnosti, ki je bila desetletja uspešno v uporabi v okviru koncepta globalne varnosti. To pomeni, da mora dimenzioniranje geotehničnih konstrukcije po Evrokodu 7-1 privedi do bolj ali manj enakih dimenzij kot prejšnji koncept globalne varnosti. Za ilustracijo nemškega izbora projektnega pristopa je izdelan primerjalni račun pasovnega temelja po vseh treh projektnih pristopih iz Evrokoda 7-1.

Primerjava pokaže, da je projektni pristop DA2*, pri katerem se delni faktorji uporabijo šele na koncu računa pri enačbi za preverjanje mejnega stanja, ne le najbolj skladen s predhodnim konceptom globalne varnosti, temveč vodi tudi do najbolj ekonomičnih projektov.

Uvedba Evrokoda 7-1 je trenutno vroča tema v vseh državah članicah Evropske unije. Avtorji menimo, da ta razprava ne sme biti omejena na kroge znotraj posameznih držav, temveč mora potekati preko meja po celotni Evropi. Zato je tudi nastal pričujoči članek in je objavljen v najbolj branih strokovnih revijah tudi v drugih evropskih državah v domačem jeziku in s komentarji, ki opisujejo razmere v tej državi.

2 • PREVERJANJE MEJNIH STANJ NOSILNOSTI V GEOTEHNIKI

2.1 Splošno

Zahvaljujoč Evrokodom se bo v prihodnje v gradbenem sektorju v celotni Evropi uporabljala enaka matematična formulacija preverjanja mejnega stanja nosilnosti. Skladno s to formulacijo bo treba za vsak prerez konstrukcije, za stik med zemljino in konstrukcijo ali za zemljino, preveriti, da projektne vrednosti učinkov vplivov E_d nikoli ne presežejo projektne nosilnosti oziroma projektne vrednosti odpornosti R_d . Veljati mora:

$$E_d \leq R_d \quad (1)$$

Da bi lahko uporabili enačbo (1) za preverjanje poljubnega mejnega stanja, mora obstajati povsem jasna razmejitev med učinki vplivov in eni in odpornostmi na drugi strani. Ta razmejitev je povsem jasna in preprosta za konstrukcije, medtem ko v geotehniko najdemo veliko primerov, za katere ni mogoče povsem nedvoumno ločiti učinkov vplivov od nosilnosti. Na primer: zemeljski pritisk kot vpliv je odvisen tudi od strižne odpornosti oziroma strižne trdnosti vzdolž drsine, ki tvori aktivni zdrsni blok. V drugih primerih je odpornost zemljine odvisna od velikosti vpliva. Na primer: odpornost proti zdrsu je odvisna od velikosti navpične komponente rezultante kontaktnih tlakov med temeljem in tlemi.

Dodatni problemi pri uporabi enačbe (1) izvirajo iz dejstva, da v geotehniko obstajata dva povsem različna načina uvedbe delnih faktorjev varnosti, in sicer:

- Na en način lahko projektne vrednosti geotehničnih učinkov vplivov E_d in odpornosti R_d določimo po tako imenovani *metodi reduciranih strižnih parametrov*. Pri tej metodi uporabimo delne faktorje na karakterističnih vrednostih strižnih parametrov ϕ'_k in c'_k . Tako določimo projektne vrednosti koeficienta trenja $\tan \phi'_d$ tako, da njegovo karakteristično vrednost $\tan \phi'_k$ delimo z delnim faktorjem za trenje γ_ϕ . Podobno dobimo projektno vrednost kohezije c'_d tako, da njeno karakteristično vrednost c'_k delimo z delnim faktorjem za kohezijo γ_c . Ali zapisano z enačbama:

$$\tan \phi'_d = \tan \phi'_k / \gamma_\phi \quad (2)$$

$$c'_d = c'_k / \gamma_c \quad (3)$$

Nato določimo vrednosti geotehničnih vplivov in odpornosti E_d in R_d za preverjanje mejnega stanja nosilnosti po enačbi (1) iz tako določenih projektne vrednosti strižnih parametrov ϕ'_d in c'_d .

- Drugi način predstavlja *metoda faktoriranih vplivov in odpornosti*. Pri tej metodi izračunamo karakteristične vrednosti vplivov F_k , učinkov vplivov E_k in odpornosti R_k

zemljin iz karakterističnih vrednosti strižnih parametrov ϕ'_k in c'_k . Projektne vrednosti geotehničnih učinkov vplivov E_d (napetosti, notranje sile in momenti) ter projektne vrednosti odpornosti nato določimo iz karakterističnih vrednosti z uporabo delnih faktorjev za geotehnične učinke vplivov γ_E in odpornosti γ_R po enačbah:

$$E_d = E_k \times \gamma_E \quad (4)$$

$$R_d = R_k / \gamma_R \quad (5)$$

Prav zaradi različnih možnosti uporabe delnih faktorjev Evrokod 7-1 omogoča tri različne metode za preverjanje geotehničnih mejnih stanj.

Izbira projektnega pristopa je prepuščena posameznim državam članicam. Pri tem je možno za preverjanje različnih mejnih stanj uporabljati različne projektne pristope. Vrednosti delnih faktorjev za uporabo v konkretnih postopkih projektiranja je prav tako treba določiti na nivoju posamezne države in jih navesti v nacionalnem dodatku k Evrokodu 7-1.

Trije projektne pristopi v Evrokodu 7-1 se razlikujejo po tem, kako porazdelijo delne faktorje med geotehnične vplive in odpornosti (glej preglednico 1). Koncept delnih faktorjev razlikuje med delnimi faktorji za vplive ali učinke vplivov in delnimi faktorji za odpornosti. Nadalje se pri vplivih in učinkih vplivov različno obravnavajo vplivi, ki izvirajo iz konstrukcij, in vplivi, ki izvirajo iz tal.

Projektni pristop		Vplivi ali učinki vplivov		Odpornost tal
		iz konstrukcije	iz tal	
DA 1	Komb. 1	$\gamma_G = 1,35; \gamma_{G,inf} = 1,00; \gamma_Q = 1,50$		$\gamma_R = \gamma_\phi = \gamma_c = \gamma_{cu} = 1,00$
	Komb. 2	$\gamma_G = 1,00; \gamma_Q = 1,30$	$\gamma_\phi = \gamma_c = 1,25; g_{cu} = 1,40; \gamma_R = 1,00$	
DA 2, DA 2*		$\gamma_G = 1,35; \gamma_{G,inf} = 1,00; \gamma_Q = 1,50$		$\gamma_{R,c} = \gamma_{R,cv} = 1,40; \gamma_{R,h} = 1,10$ $\gamma_\phi = \gamma_c = \gamma_{cu} = 1,00$
DA 3		$\gamma_G = 1,35; \gamma_{G,inf} = 1,00; \gamma_Q = 1,50$	$\gamma_\phi = \gamma_c = 1,25; \gamma_{cu} = 1,40; \gamma_R = 1,00$	

$\gamma_{R,c}$: delni faktor za pasivni zemeljski pritisk (odpornost zemljine)
 $\gamma_{R,cv}$: delni faktor za nosilnost tal
 $\gamma_{R,h}$: delni faktor za odpornost proti zdrsu

Preglednica 1 • Priporočene vrednosti delnih faktorjev za projektiranje plitvega temeljenja in brežin skladno z dodatkom A k Evrokodu 7-1

2.2 Projektni pristop DA 1

Pri uporabi projektnega pristopa DA 1 je treba preveriti dve kombinaciji delnih faktorjev. Kombinacijo 1 je predstandard k Evrokodu 7-1 imenoval »primer B«. Ta zagotavlja varno projektiranje glede na neugodna odstopanja vplivov od njihovih karakterističnih vrednosti. Tako so pri kombinaciji 1 delni faktorji, večji od 1,00, uporabljeni za stalne in spremenljive vplive, ki izvirajo iz konstrukcije in iz tal. Priporočene vrednosti delnih faktorjev so: $\gamma_G = 1,35$ za neugodne stalne vplive, $\gamma_{G,inf} = 1,00$ za ugodne stalne vplive in $\gamma_Q = 1,50$ za spremenljive vplive. Delni faktorji so isti, kot se uporabljajo tudi na drugih področjih projektiranja konstrukcij in so skladni z določili Evrokoda 1: *Vplivi na konstrukcije*. Nasprotno pa se odpornost tal izračuna s karakterističnimi vrednostmi strižnih karakteristik, torej so delni faktorji γ_ϕ , γ_c in γ_{cu} vsi enaki 1,00, prav tako pa je tudi delni faktor γ_R za odpornost tal enak 1,00. Kombinacija 2 projektnega pristopa DA 1 je bila v predstandardu k Evrokodu 7-1 označena kot »primer C«. Ta zagotavlja varnost projekta glede na neugodna odstopanja trdnostnih lastnosti tal od njihovih karakterističnih vrednosti ter glede na nezanesljivosti

uporabljenega računskega modela. Pri tem je predpostavljeno, da stalni vplivi ne bodo odstopali od pričakovanih vrednosti, spremenljivi vplivi pa bodo od karakterističnih vrednosti odstopali le malo. Tako uporabimo delne faktorje γ_ϕ , γ_c z vrednostma 1,25 in γ_{cu} z vrednostjo 1,40 za karakteristične vrednosti strižnih parametrov zemljin, hkrati pa pri tem preverjanju uporabimo karakteristične vrednosti stalnih vplivov, ki izvirajo iz konstrukcije ($\gamma_G = 1,00$), medtem ko za neugodne spremenljive vplive uporabimo vrednost delnega faktorja $\gamma_Q = 1,30$. Delne faktorje uporabimo za reprezentativne vrednosti vplivov in za karakteristične vrednosti trdnostnih lastnosti tal že na samem začetku računa. Tako je celoten račun izveden s projektnimi vrednostmi vplivov in projektno strižno trdnostjo tal. Samo po sebi je razumljivo, da bo po projektnem pristopu DA 1 za projekt odločilna tista od obeh kombinacij delnih faktorjev, ki bo dala večjo dimenzijo temelja.

2.3 Projektna pristopa DA 2 in DA 2*

Projektni pristop DA 2 zahteva samo eno preverjanje, razen v posebnih primerih, ko je treba ločeno obravnavati različne kombinacije

delnih faktorjev za ugodne in neugodne vplive. Pri projektnem pristopu DA 2 se uporabijo enaki delni faktorji za geotehnične vplive in učinke vplivov kot tudi za vplive na konstrukcijo oziroma tiste, ki izvirajo iz konstrukcije: $\gamma_G = 1,35$, $\gamma_{G,inf} = 1,00$ in $\gamma_Q = 1,50$. Delni faktorji iz preglednice 1 predstavljajo priporočene vrednosti za odpornosti tal. Obstajata dva možna načina preverjanja, ki sta skladna s projektnim pristopom DA 2. Pri projektnem pristopu, ki ga (Frank et al., 2004) označujejo kot »DA 2«, uporabimo delne faktorje za karakteristične vplive takoj na začetku računa, ki nato v celoti poteka s projektnimi vrednostmi. Nasprotno pa lahko uporabimo projektni pristop, ki ga (Frank et al., 2004) označujejo z »DA 2*«, pri katerem se celoten račun izvede s karakterističnimi vrednostmi, delne faktorje pa uporabimo šele povsem na koncu pri preverjanju mejnega stanja. Ker dobimo pri računu karakteristične vrednosti notranjih sil in momentov, lahko s splošnem rezultate uporabimo tudi kot osnovo za preverjanje mejnega stanja uporabnosti.

2.4 Projektni pristop DA 3

Podobno kot pri projektnem pristopu DA 2 ali DA 2* je tudi pri projektnem pristopu DA 3 potrebno eno samo preverjanje. Delni faktorji za vplive na konstrukcijo in za vplive, ki izvirajo iz konstrukcije, so identični kot pri projektnem pristopu DA 2. Pri vplivih in odpornostih tal pa delnih faktorjev ne uporabimo neposredno za vplive in odpornosti, temveč za strižne parametre tal ϕ' , c' ali c_u . Priporočeni vrednosti za γ_ϕ in γ_c sta 1,25 in za γ_{cu} 1,40. Delne faktorje uporabimo za reprezentativne vrednosti vplivov in za karakteristične vrednosti trdnostnih parametrov tal na začetku računa. Tako se pri projektnem pristopu DA 3 celoten račun izvede s projektnimi vrednostmi vplivov in projektno strižno trdnostjo tal.

3 • NAČELA ZA IZBIRO PROJEKTNEGA PRISTOPA IN DELNIH FAKTORJEV

Nemčija ima preko 70-letno tradicijo na področju standardov za geotehniko. Prva izdaja standarda DIN 1054 z naslovom *Smernice za dopustne obtežbe tal pri gradnji objektov* je bila objavljena leta 1934. Od tedaj so bili geotehnični standardi neprestano izpopolnjevani in so dosegli vrhunsko kakovost.

Raven varnosti, ki jo je zagotavljal prejšnji koncept globalne varnosti, se je izkazal za ustreznega, predpisani faktorji varnosti pa so omogočali varne in ekonomične geotehnične projekte.

Svetovalni odbor komiteja za standarde s področja gradbeništva pri nemškem inštitutu

za standardizacijo, DIN, je zato leta 1998 sprejel sklep, da je treba upravičiti morebitne podražitve, ki bi nastale kot posledica uporabe novih standardov. Ker so bili obstoječi standardi dodobra preizkušeni, je sledila odločitev, da se pri prilagajanju standardov za geotehnično projektiranje konceptu delnih faktorjev iz Evrokodov ohrani raven varnosti, ki jo je zagotavljal prejšnji koncept globalne varnosti. To je pomenilo, da je treba izbrati projektni pristop in pripadajoče delne faktorje

na tak način, da bodo imeli temelji, projektirani po Evrokodu 7-1, približno enake dimenzije, kot bi jih imeli po prejšnjih standardih. Cilj je torej bil, da se pri prehodu na uporabo Evrokodov ohrani raven varnosti iz predhodnega koncepta globalne varnosti. Ta zahteva je bila ključna, saj bi sicer nastali resni problemi pri sprejemanju Evrokodov. Za primer si predstavljajmo obnovo konstrukcije, ki bi skladno z novimi standardi potrebovala ojačitev ali celo dodatno podpiranje, čeprav to po predhodnih standardih ne bi bilo potrebno. Ohranitev ravni varnosti iz predhodnega koncepta globalne varnosti pa ni bila le zahteva, ki je pogojevala sprejemljivost Evrokodov pri nemških gradbenih inženirjih, temveč je predstavljala tudi osnovno predpostavko pri določanju delnih faktorjev za geotehnične vplive in odpornosti. Da bi ohranili raven var-

nosti iz predhodnega koncepta globalne varnosti pri projektnem pristopu DA 2 in DA 2*, mora biti izpolnjena enačba:

$$\gamma_R \times \gamma_{G/Q} \approx \eta_{\text{global}} \quad (6)$$

kjer je γ_R delni faktor za odpornost tal, $\gamma_{G/Q}$ povprečni delni faktor za učinke stalnih in spremenljivih vplivov in η_{global} doslej veljavni globalni varnostni faktor. V Nemčiji je bilo odločeno, da se pri geotehničnem projektiranju uporabijo enaki delni faktorji za stalne in spremenljive učinke vplivov kot pri konstrukcijah ($\gamma_G = 1,35$, $\gamma_Q = 1,50$). Vrednosti delnih faktorjev so določili gradbeni konstruktorji in vsekakor je vprašljivo, ali realistično opisujejo tudi nezanesljivosti v geotehniko. Ne glede na to je standardizacijski odbor za geotehniko menil, da je bolj pomembno uporabljati enake

delne faktorje na celotnem področju gradbeništva kot pa določiti posebne delne faktorje za geotehniko, še posebej zato, ker bi določanje teh faktorjev privedlo do brezkončnih razprav. Ker so stalni vplivi v geotehniko praviloma večji od spremenljivih, je bila pri določanju delnega faktorja za odpornost tal γ_R za različna preverjanja uporabljena utežena povprečna vrednost $\gamma_{G/Q} = 1,40$. Iz enačbe (6) nato izračunamo delni faktor za odpornost tal γ_R :

$$\gamma_R \approx \eta_{\text{global}} / \gamma_{G/Q} \quad (7)$$

Tako dobimo za delni faktor za nosilnost tal, za kar se je v Nemčiji dosedaj uporabljal globalni varnostni faktor $\eta_{\text{global}} = 2,00$: $\gamma_{R,v} \approx 2,00 / 1,40 \approx 1,40$. Tudi delni faktorji odpornosti tal za preostala mejna stanja nosilnosti so bili določeni na ta način.

4 • PRIMERJAVA DIMENZIONIRANJA Z UPORABO TREH PROJEKTHNIH PRISTOPOV PO EC 7-1

4.1 Računski primer

Za primerjavo treh projektnih pristopov iz Evrokoda 7-1 je bil izbran preprost pasovni temelj (slika 1). V tem primeru bo dimenzioniranje temeljilo na preverjanju mejnega stanja nosilnosti tal. Pri konstantni karakteristični navpični stalni obtežbi V_k povečujemo spremenljivo vodoravno obtežbo H_k in pri tem določamo potrebno širino temelja B . Privzamemo še, da deluje vodoravna obtežba na ročici 4,0 m, kar povzroči v dnu temelja moment $M_k = 4,0 \times H_k$.

Globina temeljenja:	$d = 1,0 \text{ m}$
Stalna navpična obtežba:	$V_k = 400 \text{ kN/m}$
Prostorninska teža tal:	$\gamma_1 = \gamma_2 = 19,0 \text{ kN/m}^3$
Strižni kot:	$\varphi'_k = 32,5^\circ$
Kot trenja med temeljem in tlemi:	$\delta_s = 2/3 \varphi'_k$

4.2 Projektni pristop DA 1

Za 1. kombinacijo delnih faktorjev projektnega pristopa DA 1 v splošnem že na samem začetku ni jasno, ali je navpična obtežba V_k pri dimenzioniranju ugodna ali neugodna. Zato je treba preveriti dva primera: enega z delnim faktorjem za stalno obtežbo $\gamma_{G,inf} = 1,00$ in drugega, pri katerem uporabimo $\gamma_G = 1,35$. Rezultati računa (preverjanje nosilnosti tal) so prikazani na sliki 2. Preverjanje odpornosti na zdrs temelja postane odločujoče za dimenzioniranje temelja, ko razmerje H_k/V_k prekorači vrednost 0,24. Ta vrednost je izračunana iz mejnega stanja zdrsa temelja po enačbi 6.2 iz Evrokoda 7-1 brez upoštevanja pasivnega odpora ob navpični stranici temelja in ob upoštevanju dejstva, da predstavlja navpična komponenta rezultante V_d sil na dno temelja ugoden vpliv pri preverjanju varnosti na zdrs temelja in jo je zato treba upoštevati z delnim faktorjem $\gamma_{G,inf} = 1,00$.

$$H_d = H_k \times \gamma_Q \leq R_d = V_d \times \tan \delta_s / \gamma_{R,h} = V_k \times \gamma_{G,inf} \times \tan \delta_s / \gamma_{R,h}$$

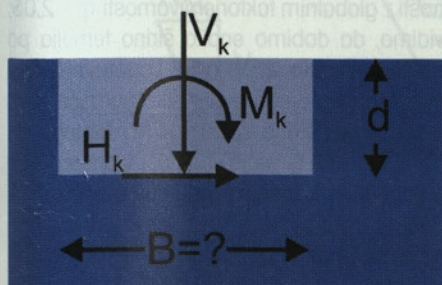
$$H_k/V_k \leq \gamma_{G,inf} \times \tan \delta_s / (\gamma_{R,h} \times \gamma_Q) = 0,24$$

Pri kombinaciji 2 projektnega pristopa DA 1 uporabimo delne faktorje $\gamma_1 = \gamma_2 = 1,25$ na strižne parametre tal in delni faktor $\gamma_Q = 1,30$ na spremenljive vplive (v našem primeru je to vodoravna sila). Iz rezultatov lahko vidimo, da privede v tem primeru kombinacija 2 do bistveno širšega pasovnega temelja kot kombinacija 1 in je zato odločujoča za dimenzioniranje.

Če rezultate projektnega pristopa DA 1 primerjamo z računi po predhodnem konceptu globalne varnosti z globalnim faktorjem varnosti $\eta = 2,00$ skladno z nemškim standardom DIN 1054, vidimo, da dobimo enako širino temelja po obeh konceptih le pri nični vodoravni sili. Z naraščanjem vodoravne sile bo širina pasovnega temelja do 30 % večja v primerjavi s predhodnim konceptom globalne varnosti. Z uporabo projektnega pristopa DA 1 torej ne moremo ohraniti obstoječe ravni varnosti oziroma je to mogoče le pri določenih kombinacijah obtežb.

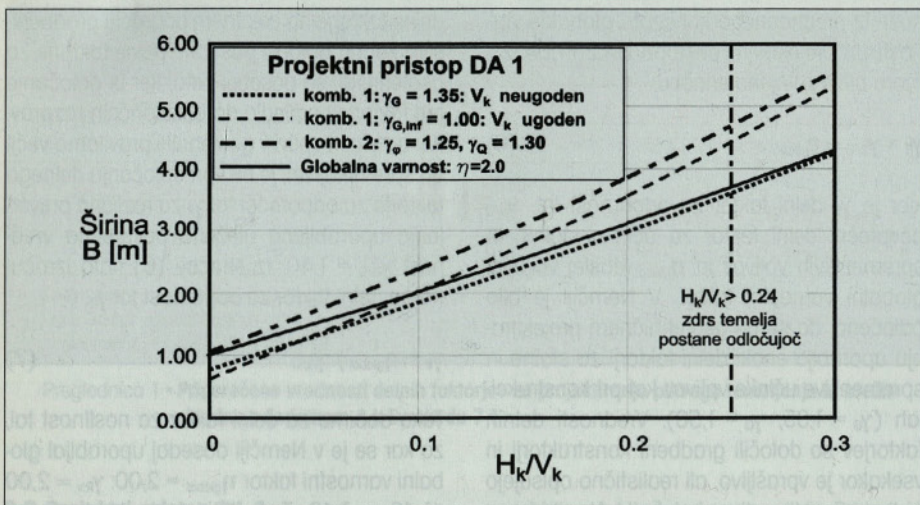
4.3 Projektni pristop DA 2

Slika 3 prikazuje rezultate projektnega pristopa DA 2, pri katerem delne faktorje na vplive uporabimo na začetku računa. Pri tem projektnem pristopu postane ugodna navpična sila odločujoča za dimenzioniranje temelja pri količniku H_k/V_k , večjem od 0,06. V primerjavi s predhodnim konceptom globalne var-

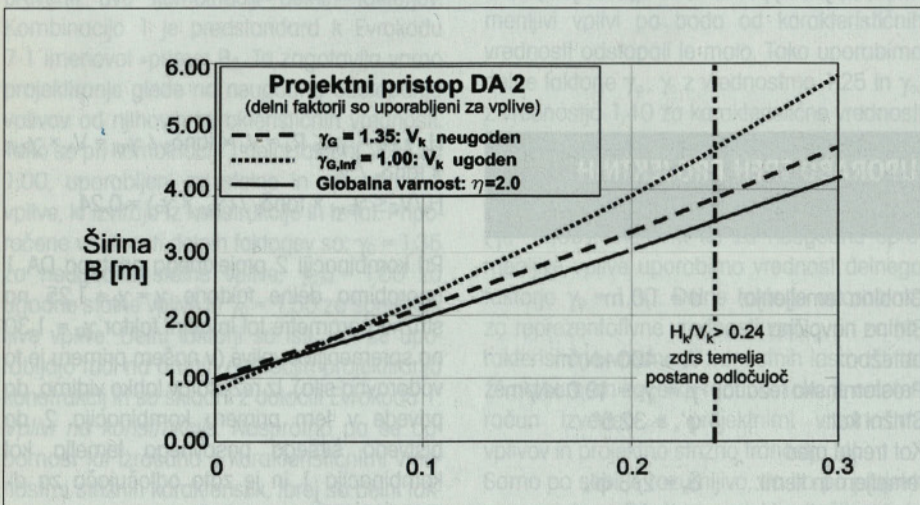


Slika 1 • Računski primer – dimenzioniranje pasovnega temelja

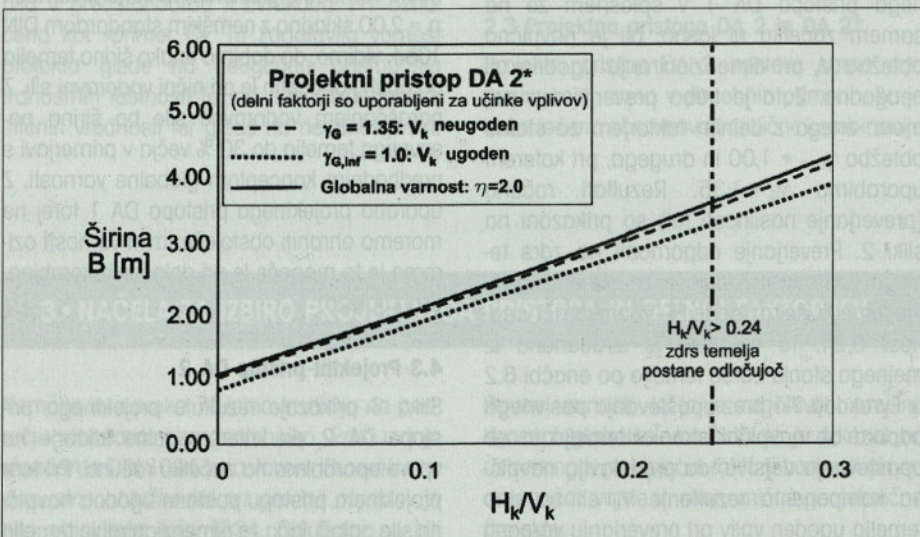
V računih so bile uporabljene naslednje vrednosti:



Slika 2 • Širina B pasovnega temelja, izračunana po projektnem pristopu DA 1



Slika 3 • Širina B pasovnega temelja, izračunana po projektnem pristopu DA 2, pri čemer so delni faktorji na vplive uporabljeni na začetku računa



Slika 4 • Širina B pasovnega temelja, izračunana po projektnem pristopu DA 2*, pri katerem so delni faktorji uporabljeni za učinke vplivov na koncu računa

nosti ob uporabi globalnega faktorja varnosti $\eta = 2,00$ vidimo, da daje ta primer enako širino temelja B le tedaj, ko je spremenljiva vodoravna sila enaka 0. S povečevanjem spremenljive vodoravne sile se potrebna širina temelja poveča do 30 %.

4.4 Projektni pristop DA 2*

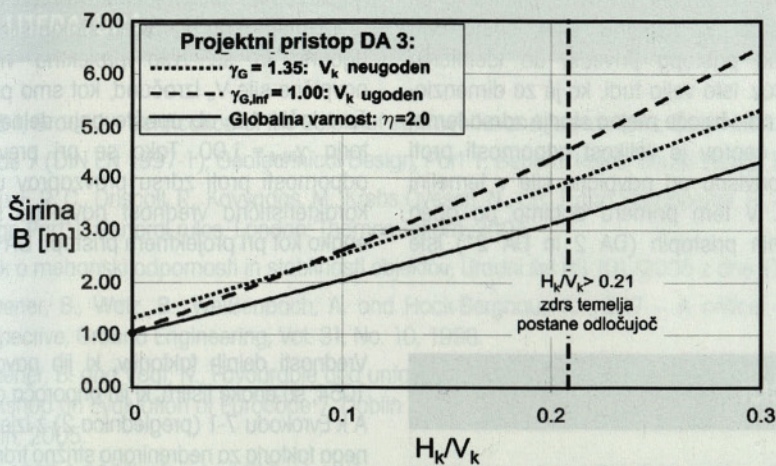
Rezultati projektnega pristopa DA 2, pri katerem uporabimo delne faktorje za karakteristične vrednosti učinkov vplivov ter za odporosti zemljine na koncu računa pri preverjanju enačbe mejnega stanja, so prikazani na sliki 4. Vidimo lahko, da je za dimenzioniranje na celotnem območju odločujoča neugodna stalna navpična sila V_k ob uporabi delnega faktorja $\gamma_G = 1,35$ in da se potrebna širina temelja B zelo dobro ujema s predhodnim dodobra preizkušenim in preverjenim konceptom globalne varnosti, pri katerem je bil uporabljen globalni varnostni faktor $\eta = 2,00$. Raven varnosti iz predhodnega koncepta globalne varnosti lahko torej zelo dobro ohranimo z uporabo projektnega pristopa DA 2*.

4.5 Projektni pristop DA 3

Pri projektnem pristopu DA 3 uporabimo delne faktorje za strižne karakteristike tal in nato izračunamo učinke vplivov ter odporosti tal s projektnimi vrednostmi strižnih karakteristik. Običajne delne faktorje uporabimo za vplive, ki izvirajo iz konstrukcij. Tudi pri tem projektnem pristopu projektant običajno ne ve vnaprej, ali bodo za dimenzioniranje odločujoči ugodni ali neugodni stalni učinki vplivov. Zato je tudi pri projektnem pristopu DA 3 treba preučiti obe možnosti (slika 5). V našem primeru postane za dimenzioniranje odločujoča ugodna navpična sila pri količniku H_k/V_k , večjem od 0,08. Če rezultate projektnega pristopa DA 3 primerjamo z računi po predhodnem konceptu globalne varnosti z globalnim faktorjem varnosti $\eta = 2,00$, vidimo, da dobimo enako širino temelja po obeh konceptih le pri nični vodoravni sili. Z naraščanjem vodoravne sile narašča tudi izračunana širina pasovnega temelja in doseže do 40 % večjo vrednost v primerjavi s predhodnim konceptom globalne varnosti. Z uporabo projektnega pristopa DA 3 torej ne moremo ohraniti obstoječe ravni varnosti pri dimenzioniranju plitvih pasovnih temeljev.

4.6 Primerjava projektnih pristopov DA 2 in DA 2*

Razlog za velike razlike v izračunani širini temelja B po projektnih pristopih DA 2 in DA 2* je v različnih načinih računa karakteristične



Slika 5 • Širina B pasovnega temelja, izračunana po projektnem pristopu DA 3

$$e_k = M_k / (V_{G,k} + V_{Q,k})$$

$$\tan \delta_k = H_{Q,k} / (V_{G,k} + V_{Q,k})$$

za projektni pristop DA 2 pa:

$$e_d = M_k \times \gamma_a / (V_{G,k} \times \gamma_G + V_{Q,k} \times \gamma_a)$$

$$e_d = M_k / (V_{G,k} \times \gamma_G / \gamma_a + V_{Q,k}) \geq e_k$$

$$\tan \delta_d = H_{Q,k} \times \gamma_a / (V_{G,k} \times \gamma_G + V_{Q,k} \times \gamma_a)$$

$$\tan \delta_d = H_{Q,k} / (V_{G,k} \times \gamma_G / \gamma_a + V_{Q,k}) \geq \tan \delta_k$$

Tudi v tem primeru sta ekscentričnost in naklon rezultante kontaktnih tlakov v temeljni ploskvi po projektnem pristopu DA 2 večja kot po projektnem pristopu DA 2*, zaradi česar je po projektnem pristopu DA 2 potrebna večja širina temelja kot po pristopu DA 2*. Ta razlika je še posebej pomembna, če privzamemo, da je stalna navpična sila ugodna in je treba uporabiti delni faktor $\gamma_{G,inf} = 1,00$ namesto delnega faktorja $\gamma_G = 1,35$.

Podobne rezultate dobimo tudi za primer, ko poleg stalnih navpičnih in vodoravnih sil deluje še ena spremenljiva navpična sila in upoštevamo stalno navpično silo za ugodno pri projektnem pristopu DA 2. Za projektni pristop DA 2* dobimo enako kot prej:

$$e_k = M_k / (V_{G,k} + V_{Q,k})$$

$$\tan \delta_k = H_{Q,k} / (V_{G,k} + V_{Q,k})$$

za projektni pristop DA 2 pa naslednje:

$$e_d = M_k \times \gamma_G / (V_{G,k} \times \gamma_{G,inf} + V_{Q,k} \times \gamma_a)$$

$$\tan \delta_d = H_{Q,k} \times \gamma_G / (V_{G,k} \times \gamma_{G,inf} + V_{Q,k} \times \gamma_a)$$

Ekscentričnost e_d je večja ali enaka karakteristični ekscentričnosti e_k , ko velja:

$$(V_{G,k} / \gamma_G + V_{Q,k} \times \gamma_a / \gamma_G) \leq (V_{G,k} + V_{Q,k})$$

$$V_{Q,k} \times \gamma_a / \gamma_G - V_{Q,k} \leq V_{G,k} - V_{G,k} / \gamma_G$$

$$0,11 \times V_{Q,k} \leq 0,26 \times V_{G,k}$$

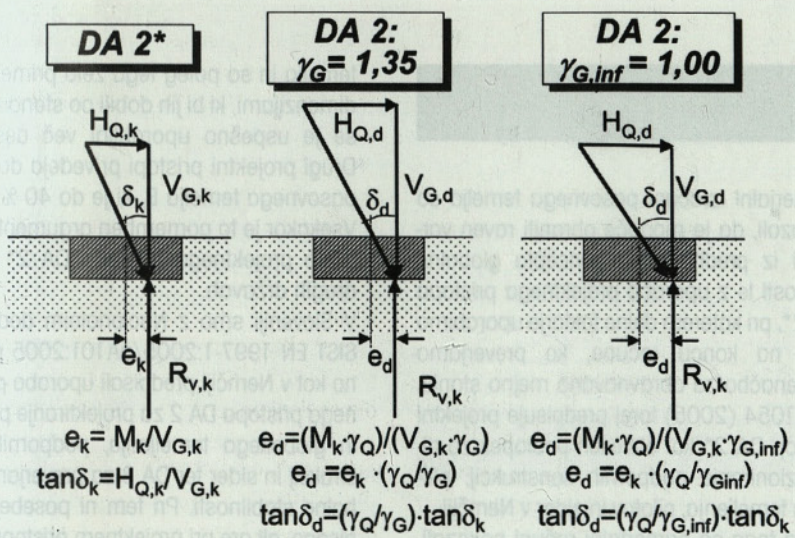
$$V_{Q,k} \leq 2,33 \times V_{G,k}$$

Povedano z besedami: vse dokler spremenljiva navpična sila $V_{Q,k}$ ne preseže stalne navpične sile $V_{G,k}$ za faktor 2,33, bo projektna ekscentričnost e_d enaka ali večja od karakteristične ekscentričnosti e_k , in podobno $\tan \delta_d$ večji ali enak $\tan \delta_k$. Ker so taka razmerja stalnih in spremenljivih navpičnih sil v praksi redka, bo v splošnem tudi za take kombinacije stalnih in spremenljivih sil potrebna večja širina temelja, če ga dimenzioniramo po projektnem pristopu DA 2 v primerjavi z računom DA 2*.

Če povzamemo: dimenzioniranje pasovnega temelja na podlagi preverjanja nosilnosti tal bo po projektnem pristopu DA 2 vedno prived-

nosilnosti tal. Pri postopku DA 2*, kjer delne faktorje uporabimo šele na koncu računa, se karakteristična vrednost nosilnosti tal določi na podlagi karakterističnih vrednosti učinkov vplivov v temeljni ploskvi (slika 6), torej ob upoštevanju karakterističnega naklona sile δ_k in karakteristične ekscentričnosti e_k . Pri postopku DA 2, pri katerem delne faktorje uporabimo za vplive na začetku računa, pa določimo karakteristično nosilnost tal na podlagi projektnih vrednosti učinkov vplivov v temeljni ploskvi, torej ob upoštevanju projektnih vrednosti naklona sile δ_d in projektnih vrednosti ekscentričnosti e_d . To ni skladno z logično strukturiranimi načeli varnosti. Nadalje moramo ugotoviti, da bosta zaradi raz-

lične velikosti delnih faktorjev za spremenljive vplive γ_a in za stalne vplive γ_G ekscentričnost in tangens naklona rezultante učinkov vplivov v temeljni ploskvi pri projektnem pristopu DA 2 v primerjavi z DA 2* vselej večja za faktor $\gamma_a / \gamma_G = 1,50 / 1,35 = 1,11$. Ta učinek je še večji, če navpična sila deluje ugodno in je treba projektno vrednost V_d določiti z delnim faktorjem $\gamma_{G,inf} = 1,00$. V tem primeru sta ekscentričnost in tangens rezultante učinkov vplivov v primerjavi s projektnim pristopom DA 2* večja kar za faktor $\gamma_a / \gamma_G = 1,50 / 1,00 = 1,50$. Do enakega rezultata pridemo, če na pasovni temelj delujeta spremenljivi sili v navpični in vodoravni smeri. Za projektni pristop DA 2* dobimo:



Slika 6 • Določitev nosilnosti tal za spremenljivo vodoravno silo pri projektnih pristopih DA 2 in DA 2*

lo do večje potrebne širine B kot po projektnem pristopu DA 2*.

Vendarle je treba na tem mestu povedati, da projektna pristopa DA 2 in DA 2* vodita do različnih dimenzij pri geotehničnem projektiranju le v primerih, ko je za projekt odločujoče mejno stanje nosilnost tal. Kot smo pokazali, tiči razlog za to v dejstvu, da je nosilnost tal odvisna od obtežb tal. Ko ni

tako, kot na primer pri dimenzioniranju pilotov, sider in zagatnih sten, bosta oba projektna pristopa privedla do identičnih rezultatov. Isto velja tudi, ko je za dimenzioniranje odločujoče mejno stanje zdrsa temelja, pa čeprav je velikost odpornosti proti zdrsu odvisna od navpične sile v temeljni ploskvi. V tem primeru dobimo po obeh projektnih pristopih (DA 2 in DA 2*) iste

rezultate, ker pri projektnem pristopu DA 2 privzamemo, da navpična stalna sila deluje ugodno in se zato projektna vrednost navpične sile V_a izračuna, kot smo pokazali že v točki 4.2, ob upoštevanju delnega faktorja $\gamma_{e,inf} = 1,00$. Tako se pri preverjanju odpornosti proti zdrsu pravzaprav uporabi karakteristična vrednost navpične sile V_k , enako kot pri projektnem pristopu DA 2*.

5 • IZBIRA PROJEKTNEGA PRISTOPA V NEMČIJI

Kot smo nazorno pokazali s primerjalnimi izračuni za preprost pasovni temelj, ohranja izmed vseh projektnih pristopov edino projektni pristop DA 2* za plitvo temeljenje raven varnosti iz preverjenega predhodnega koncepta globalne varnosti. Skupaj z drugimi temeljnimi teoretičnimi zadržki glede drugih projektnih pristopov ((Weissenbach, 1991) in (Weissenbach, 1998), (Schuppener et al., 1998), (Weissenbach et al., 1999) ter (Schuppener & Vogt, 2005)) je bilo to odločilno za sklep pri-

stojnega standardizacijskega odbora v Nemčiji, da se projektni pristop DA 2* uporablja za projektiranje podpornih konstrukcij, temeljev, pilotov in sider v standardu (DIN 1054, 2005). Pri uporabi tega pristopa ni potrebno razlikovati med ugodnimi in neugodnimi stalnimi vplivi, saj v vseh primerih privzamemo, da so vsi stalni vplivi in učinki vplivov pri preverjanju neugodni. Izjema so piloti, na katere delujejo sile, ki so posledica stalnih tlačnih in spremljivih nateznih obremenitev.

Vrednosti delnih faktorjev, ki jih navaja DIN 1054, so enake tistim, ki jih priporoča dodatek A k Evrokodu 7-1 (preglednica 2) z izjemo delnega faktorja za nedrenirano strižno trdnost γ_{cu} , ki je po DIN 1054 izenačen z delnima faktorjema γ_ϕ in γ_c in je torej enak 1,25. Morebitno večjo nezanesljivost nedrenirane strižne trdnosti je treba upoštevati pri določitvi karakteristične vrednosti. Geotehnična mejna stanja nemški nacionalni dodatek poimenuje »GEO-2«, ker izhaja iz projektnega pristopa DA 2. Projektni pristop DA 3 je v (DIN 1054, 2005) privzet za preverjanje stabilnosti brežin, saj je bil tudi prej v okviru koncepta globalne varnosti uporabljen zelo podoben pristop. Geotehnična mejna stanja, ki se preverjajo s projektnim pristopom DA 3, so z nacionalnim dodatkom poimenovana »GEO-3«. V tem primeru nemški nacionalni dodatek ni prevzel priporočenih vrednosti delnih faktorjev iz dodatka A k Evrokodu 7-1. Za stalne vplive je predpisan delni faktor $\gamma_e = 1,00$, za spremenljive vplive pa delni faktor $\gamma_a = 1,30$. Delni faktorji za strižne karakteristike pa so v Nemčiji enaki priporočenim vrednostim iz dodatka A k Evrokodu 7-1 (preglednica 2).

Projektni pristop		Vplivi ali učinki vplivov		Odpornost tal
EC 7-1	DIN 1054	iz konstrukcije	iz tal	
GEO DA 2*	GEO-2: preverjanje plitvih temeljev, podpornih konstrukcij, pilotov in sider	$\gamma_e = 1,35; \gamma_a = 1,50$		$\gamma_{Rb} = \gamma_{Rv} = 1,40;$ $\gamma_{Rth} = 1,10$
GEO DA 3	GEO-3: preverjanje globalne stabilnosti	$\gamma_e = 1,00; \gamma_a = 1,30$	$\gamma_\phi = \gamma_c = \gamma_{cu} = 1,25$	

Preglednica 2 • Mejna stanja in delni faktorji v DIN 1054 (2005)

6 • SKLEP

- Izbira delnih faktorjev in projektnega pristopa je v Nemčiji temeljila na načelu, naj se pri uvajanju koncepta delnih faktorjev, ki ga prinašajo Evrokodi, kolikor je to mogoče ohrani raven varnosti iz predhodno uveljavljenega koncepta globalne varnosti. Projektiranje po Evrokodu 7-1 naj torej privede do približno enakih dimenzij temeljev in podpornih konstrukcij, kot bi jih dobili po standardih, ki so se uporabljali v prefeklosti.
- Projektni pristop DA 3 je z DIN 1054 (2005) predpisan za preverjanje stabilnosti brežin, saj je bil podoben pristop v rabi tudi znotraj koncepta globalne varnosti.

- Primerjalni izračuni pasovnega temelja so pokazali, da je mogoče ohraniti raven varnosti iz predhodnega koncepta globalne varnosti le z uporabo projektnega pristopa DA 2*, pri katerem delne faktorje uporabimo šele na koncu računa, ko preverjamo (ne)enačbo za obravnavano mejno stanje. DIN 1054 (2005) torej predpisuje projektni pristop DA 2* kot obvezen postopek za dimenzioniranje podpornih konstrukcij, plitvega temeljenja, pilotov in sider v Nemčiji.
- Poleg tega so primerjalni računi pokazali, da projektni pristop DA 2* zagotavlja najbolj ekonomične dimenzije pasovnega

temelja in so poleg tega zelo primerljive z dimenzijami, ki bi jih dobili po standardu, ki se je uspešno uporabljalo več desetletij. Drugi projektni pristopi privedejo do širine pasovnega temelja B, ki je do 40 % večja. Vsekakor je to pomemben argument v prid izbire projektnega pristopa DA 2* tudi v drugih državah.

- V Sloveniji smo z Nacionalnim dodatkom SIST EN 1997-1:2005/0A101:2005 podobno kot v Nemčiji predpisali uporabo projektnega pristopa DA 2 za projektiranje plitvega in globokega temeljenja, podpornih konstrukcij in sider ter DA 3 za preverjanje globalne stabilnosti. Pri tem ni posebej predpisano, ali gre pri projektnem pristopu DA 2 za DA 2 ali DA 2*. Ta izbira je prepuščena presoji posameznega projektanta.

7 • LITERATURA

- DIN 1054, Ground – Verification of the safety of earthworks and foundations, Beuth Verlag, Berlin, 2005.
- Eurocode 7 (DIN EN 1997-1), Geotechnical Design, Part 1: General Rules, Beuth-Verlag, Berlin, 2005.
- Bauduin, F. R. C., Driscoll, R., Kavvas, M., Krebs Ovesen, N., Orr, T., and Schuppener, B., Designers' Guide to EN 1997-1, Eurocode 7: Geotechnical design Part 1: General rules, London: Thomas Telford, 2004.
- Pravilnik o mehanski odpornosti in stabilnosti objektov, Uradni list RS 101/2005 z dne 11. 11. 2005.
- Schuppener, B., Walz, B., Weißenbach, A. and Hock-Berghaus K., EC7 – A critical review and a proposal for an improvement: a German perspective, Ground Engineering, Vol. 31, No. 10, 1998.
- Schuppener, B. and Vogt, N., Favourable and unfavourable actions in the verification of bearing capacity of footings, Proceedings of International Workshop on Evaluation of Eurocode 7, Dublin March-April 2005, Department of Civil, Structural and Environmental Engineering, Trinity College Dublin, 2005.
- SIST EN 1997-1:2005 – Evrokod 7: Geotehnično projektiranje – 1. del: Splošna pravila – Eurocode 7: Geotechnical design – Part 1: General rules.
- SIST EN 1997-1:2005/oA101:2005 – Evrokod 7: Geotehnično projektiranje – 1. del: Splošna pravila – Nacionalni dodatek.
- Weißenbach, A., Diskussionsbeitrag zur Einführung des probabilistischen Sicherheitskonzeptes im Erd- und Grundbau. Bautechnik 68, Heft 3, S. 73–83, Berlin: Ernst & Sohn, 1991.
- Weißenbach, A., Umsetzung des Teilsicherheitskonzepts im Erd- und Grundbau, Bautechnik 75, Heft 9, S. 637–651, Berlin: Ernst & Sohn, 1998.
- Weißenbach, A., Gudehus, G. und Schuppener, B., Vorschläge zur Anwendung des Teilsicherheitskonzepts in der Geotechnik; Geotechnik-Sonderheft 1999, Essen: Verlag Glückauf VGE, 1999.

VPLIV OBNAŠANJA VOZNIKOV NA UČINKOVITOST SEMAFORIZIRANIH KRIŽIŠČ

INFLUENCE OF DRIVER BEHAVIOUR ON SIGNALIZED INTERSECTIONS EFFICIENCY

izr. prof. dr. Drago Sever, univ. dipl. inž. grad.

Univerza v Mariboru Fakulteta za gradbeništvo,
Smetanova ulica 17, SI-2000 Maribor
Drago.Sever@uni-mb.si

Robert Lutar, univ. dipl. inž. prom.

Univerza v Mariboru Fakulteta za gradbeništvo,
Smetanova ulica 17, SI-2000 Maribor
Robert.L@email.si

Bojan Pavlinič, univ. dipl. inž. grad.

CPI - Cestno prometni inštitut d.o.o, Mlinska 1, SI-2000 Maribor
Bojan.Pavlinic@triera.net

Znanstveni članek

UDK 656.13.021

Povzetek | Predmet raziskave je vpliv obnašanja voznikov na učinkovitost in pretočnost semaforiziranih križišč v realnem slovenskem prometnem okolju. Na podlagi izvedenih terenskih meritev je bilo ugotovljeno, da lahko vozniki s svojim obnašanjem in načinom vožnje v veliki meri prispevajo k boljši pretočnosti semaforiziranih križišč, saj so bile dejanske izmerjene skupne izgube časa na konkretnem križišču bistveno večje od standardno definiranih vrednosti. Rezultati raziskave predstavljajo delček v mozaiku novih znanj s področja prometne tehnike in nakazujejo na možnosti in potrebe po natančnejšem umerjanju posameznih parametrov prometnega toka v procesih dimenzioniranja mestnih prometnic.

Summary | The subject of the presented research is the influence of drivers' behaviour on efficiency and capacity of semaforised intersections in real Slovene traffic environment. On the basis of field-measurements it was found out that drivers might contribute in large extent to better efficiency of semaforised intersections with its own behaviour and driving manner, because of the fact that the real measured common waste of time on the defined intersections was essentially larger from the standard defined value. The results of the research represent only a small part in the mosaic of new knowledge in the field of traffic technique and they are hinting on the possibility and the need for more precise calibration of individual parameters of traffic flows in the processes of dimensioning the town traffic infrastructures.

1 • UVOD

Prometne obremenitve slovenskih mest nenehno naraščajo. Vozniki motornih vozil se, ne samo v pričakovanih koničnih obre-

nitvah, srečujemo z nevšečnostmi, ki jih povzroča sodoben promet – nepregledne kolone motornih vozil in posledično izguba časa in

denarja. V slovenskih mestih nastajajo najpogosteje daljše kolone motornih vozil pred semaforiziranimi križišči. Vozniki, ujeti v takšni koloni, pogosto »krivdo« za zastoje pripisujejo slabi semaforški nastavitvi ali nemogoči koordinaciji semaforjev. Postavlja se torej vprašanje, ali je za nastale nevšečnosti resnično

kriva samo prometna infrastruktura ali pa k temu nekaj prispevamo tudi vozniki?

Za krmilom se obnaša vsak voznik drugače. Njegovo obnašanje je odvisno od osebnega značaja, statusa, spola, starosti, kontinenta, države bivanja, uveljavljenih načinov regulacije prometa, prometne kulture ožjega in širšega območja, lokalne šole vožnje idr. Omenjenih lastnosti ni moč poenotiti v nekaj specifičnih tipov (Drew, 1968).

Razumevanje obnašanja voznikov je pomemben dejavnik v razvoju modeliranja prometa. Faktorji, ki vplivajo na voznika med vožnjo, so nezbranost voznika, kajenje, pogovori s sopotnikom, uporaba mobilnih telefonov idr.

V (Wang et al., 2004) so avtorji v svoji raziskavi zmožnosti normalnega pospeševa-

nja vozil iz mirovanja dokazali, da so normalni pospeški vozil le malokdaj enaki največjim možnim, ki se praviloma uporabljajo le v nujnih primerih. V praksi je normalen pospešek odvisen predvsem od voznikovih sposobnosti in znaša za osebno vozilo, ki vozi naravnost, $1,25 \text{ m/s}^2$, za zavijalce pa $1,16 \text{ m/s}^2$.

Na reakcijski čas voznika vpliva tudi pogovarjanje po mobilnem telefonu. V (Tokunaga et al., 2000) so avtorji raziskovali vpliv pogovarjanja po v vozilu vgrajenem mobilnem telefonu na reakcijsko zmožnost voznika. Opravljene raziskave so pokazale, da se v povprečju reakcijski čas voznika (od 0,61 s do 0,77 s) pri enostavnem dvominutnem pogovoru podaljša na 0,85 s, pri kompleksnejšem dvominutnem pogovoru pa na 0,99 s.

Kje smo v tem sistemu slovenski vozniki? Na to vprašanje daje dober odgovor (EuroTest) anketa o znanju in obnašanju voznikov, povzetek rezultatov pa je prikazan na sliki 1.

1.1 Problem raziskovanja

Opravljenе raziskave iz različnih tematskih področji posredno ali neposredno vezane na promet vedno znova dokazujejo odstopanja pri obnašanju slovenskih voznikov od povprečnega vzorca. Posledice so znane in se odražajo v slabem stanju prometne varnosti in drugo. Tudi v uvodu predstavljena Eurotestova anketa dokazuje, da je znanje slovenskih voznikov relativno slabo – slabše od primerljivih voznikov v drugih državah članicah Evropske unije. »Slovenska prometna kultura« je verjetno ob tem še največji problem. Predpostavlja se, da obnašanje voznikov v slovenskih mestih pomembno vpliva tudi na učinkovitost in pretočnost semaforiziranih križišč.

Predmet raziskave je obnašanje slovenskih voznikov v tipičnem semaforiziranem križišču, v katerem potekajo vse vrste prometa (notranji, ciljno-izvorni in tranzitni promet) in ga uporabljajo vse vrste voznikov ter ocena tega vpliva.

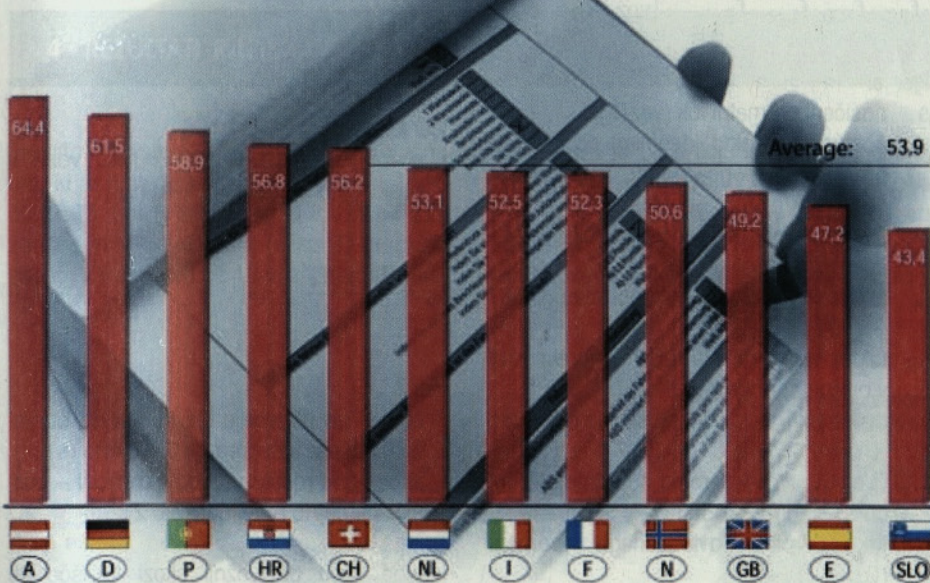
Namen je bil temeljito raziskati in spoznati vlogo ter pomen obnašanja voznikov v semaforiziranih križiščih ter njihov vpliv na izkoristek časa, ki ga imajo pri vožnji skozi semaforizirano križišče na voljo. Poznavanje obnašanja voznikov pred semaforiziranimi križišči prispeva k strokovno utemeljenemu modeliranju in posledično ukrepom na prometni infrastrukturi.

Cilj raziskovanja je prispevati k naboru znanj o vplivih obnašanja voznikov na učinkovitost semaforiziranih križišč, s strokovno utemeljenimi spoznanji prispevati k razvoju prometne tehnike kot znanosti ter ne nazadnje odgovoriti na zastavljeno **znanstveno hipotezo**, da **obnašanje slovenskih voznikov pomembno vpliva na izkoristek nastavitev svetlobno-signalnih naprav v semaforiziranih križiščih v realnem slovenskem urbanem okolju.**

(promet osebnih in komercialnih vozil). Na podlagi izvedenega 24-urnega neprekinjenega snemanja potekanja prometa na vseh priključkih analiziranega križišča na povprečni delovni dan (četrtek, 29. 9. 2005) smo na vsakem izbranem voznem pasu merili reakcijski čas prvega vozila v koloni, izgubo časa ob speljevanju ter časovne razmike med vozili.

Do Drivers Know Their Car?

Percentage of questions answered correctly:



2 • POTEK RAZISKAVE

Raziskava vpliva obnašanja voznikov na učinkovitost semaforiziranih križišč je bila opravljena v izbranem, tipskem semaforiziranem križišču Meljske in Partizanske ceste v Mariboru (fiksna signalna nastava,

vitev, ciklus = 120 s), ki ima ločene usmerjevalne pasove za posamezne smerne prometne tokove na vseh priključkih in v katerem se pojavljajo vse vrste prometa (tranzitni, izvorno – ciljni) in vse vrste vozil

S pomočjo v nadaljevanju prikazanih teoretičnih povezav med posameznimi parametri prekinjenega prometnega toka skozi semaforizirano križišče smo primerjali parameter »nasičen prometni tok« in ugotavljali njegov vpliv na zamude v konkretnem sema-

foriziranem križišču. Posamezni preračuni so bili opravljani s pomočjo programskega orodja Synchro 6 (Trafficware Inc.) ob uporabi modelov za preračun prepustnosti skladno s HCM 2000 (Lutar, 2006). Raziskava je bila opravljena v okviru diplom-

skega dela na univerzitetnem študiju prometa na Fakulteti za gradbeništvo Univerze v Mariboru, ki jo je pod mentorstvom izr. prof. dr. Draga Severja in Bojana Pavliniča, univ. dipl. inž. grad. opravil diplomant Robert Lutar, univ. dipl. inž. prom.

3 • TEORETIČNE OSNOVE

Prometni tok delimo glede na pogoje, v katerih poteka promet, na neprekinjeni, delno prekinjeni in prekinjeni prometni tok (Sever, 2001). **Neprekinjeni prometni tokovi** so tokovi vozil, pri katerih na razmere med vožnjo vpliva predvsem medsebojna interakcija med vozili in se praviloma pojavlja na odprtih odsekih cest brez priključkov. **Delno prekinjeni prometni tokovi** so tisti, pri katerih poleg interakcije med vozili na gibanje teh vozil vplivajo tudi nekateri elementi ceste kot sprememba števila voznih pasov, vključevanje in izključevanje vozil v prometni tok in podobno. Taki prometni tokovi se pojavljajo na zunajnivojskih priključkih avtocest. Na **prekinjeni prometni tok** vplivajo poleg interakcije med vozili tudi zahteve po uporabi istih prometnih površin za vozila, prihajajoča iz različnih smeri, ki se med seboj križajo. Take prometne tokove zasledimo v nivojskih križiščih na cestah znotraj urbanih površin. Pomembnejši parametri prekinjenega prometnega toka so (Pavlinič, 2005):

- pretok vozil (q) (vozil/h),
- nasičeni prometni tok (s) (vozil/h/voznih pas),
- način regulacije prometa (odvzem prednosti, STOP, SSN),
- zamude (d) (s/vozil).

3.1 Nasičeni prometni tok

Nasičeni prometni tok (s (voz/h)) je definiran kot največja možna urna obremenitev semaforiziranega križišča, ki na posameznem voznem pasu prečka STOP črto v obliki strnjene kolone v času trajanja zelene luči na semaforju. Nasičeni prometni tok je merilo za zmogljivost križišča in kazalec največje možne prepustnosti križišča pod idealnimi prometnimi pogoji (Turner et al., 1993).

V trenutku prižiga zelene luči se začne prvo vozilo pospešeno premikati iz mirovanja skozi križišče. Prvemu vozilu sledijo ostala vozila v koloni. Stopnja nasičenosti prometnega toka X narašča od 0 (trenutek prižiga zelene luči) do 1 in ostane konstantna do izpraznitve ko-

lone oz. do tedaj, ko ugasne zelena luč na semaforju. Na začetku zelenega intervala je stopnja nasičenosti toka manjša zaradi sposobnosti pospeševanja. Podobno je na koncu zelene luči, kjer je nižja stopnja nasičenosti zaradi različne reakcije voznikov ob zaključku zelene luči. Vrednost nasičenega prometnega toka lahko izračunamo s pomočjo računskega modela, prikazanega v enačbi 1 (TRB, 2000).

$$s = s_0 \cdot N \cdot f_W \cdot f_{HW} \cdot f_g \cdot f_p \cdot f_{bb} \cdot f_a \cdot f_{LU} \cdot f_{LT} \cdot f_{RT} \cdot f_{Lpb} \cdot f_{Rpb} \quad [\text{voz/h}] \quad (1)$$

kjer je:

- s nasičeni prometni tok (voz/h);
- s_0 nasičeni tok pod idealnimi cestnimi in prometnimi pogoji (voz/h), praviloma 1900 voz/h;
- N število voznih pasov na priključku, ki istočasno praznijo križišče (-);
- f_W faktor vpliva širine voznega pasu (0,867 - 1,132) (-);
- f_{HW} faktor vpliva deleža težkih tovornih vozil v prometnem toku (0,5-1) (-);
- f_g faktor vpliva vzdolžnega sklona priključka (0,95-1,13) (-);
- f_p faktor vpliva parkiranja na razdalji 75 m od STOP črte (0,05-1) (-);
- f_{bb} faktor vpliva avtobusnega prometa (0,05-1) (-);
- f_a faktor vpliva lastnosti območja (centralna in poslovna središča - 0,9, ostalo - 1) (-);
- f_{LU} faktor vpliva neenakomernosti izkoristka vzporednih voznega pasu (0,95-1) (-);
- f_{LT} faktor vpliva deleža levih zavijalcev na dovozu (ločeni pasovi - 0,95, združeni pasovi 0,95-1) (-);
- f_{RT} faktor vpliva deleža desnih zavijalcev na dovozu (ločeni pasovi - 0,85, združeni pasovi 0,85-1) (-);
- f_{Lpb} faktor vpliva pešcev in kolesarjev za leve zavijalce (do 1) (-);

f_{Rpb} faktor vpliva pešcev in kolesarjev za desne zavijalce (do 1) (-).

Prikazani izračun nasičenega prometnega toka temelji na splošno priznani vrednosti idealnega nasičenega toka. Podana vrednost je za konkretne realne razmere vprašljiva.

3.2 Izgube časa pri vožnji skozi križišče ob prižgani zeleni luči

Nasičeni prometni tok se lahko tudi dokaj preprosto izračuna na podlagi izmerjenih časovnih razmikov v strnjeni koloni vozil, ki prečka STOP črto z uporabo enačbe 2. Iz strokovne literature je razbrati, da se nasičeni prometni tok pojavi po četrtem zaporednem vozilu v koloni (Li, 2002), (TRB, 2000):

$$s = \frac{3600}{t_h} \quad [\text{voz/h}] \quad (2)$$

kjer je:

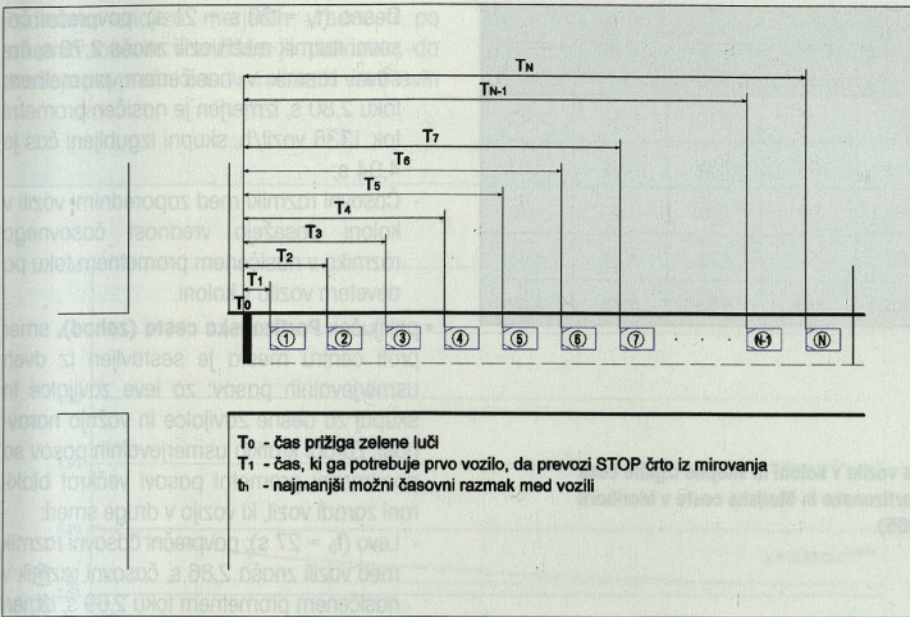
t_h povprečen časovni razmik med vozili v nasičenem prometnem toku (s).

$$t_h = \frac{T_N - T_4}{N - 4} \quad [s] \quad (3)$$

kjer je:

- T_i čas, ki ga potrebuje i -to vozilo, da od začetka zelene luči prepelje STOP črto (s).
- i zaporedno mesto vozila v koloni; N - zadnje, 4 - četrto (glej tudi sliko 2).

Izgube časa ob vožnji skozi križišče ob prižgani zeleni luči nastopijo na začetku (t_{iz1}) in na koncu zelene luči (t_{iz2}), ko vozila pospešujejo (izgube ob speljevanju) do povprečne vrednosti hitrosti nasičenega prometnega toka oz. ustavljajo do stanja mirovanja. Izguba ob speljevanju je vsota reakcijskega časa prvega vozila v koloni (t_i) in dodatnega časa, ki ga potrebujejo prva štiri vozila, da dosežejo povprečno potovalno hitrost nasičenega prometnega toka (enačba 4). Prvo vozilo prispeva največji delež k izgubi ob speljevanju. Drugo vozilo začne pospeševati v



Slika 2 • Časi, ki jih posamezna vozila v koloni potrebujejo, da prepeljejo semaforizirano križišče

istem trenutku, ko se začne prvo vozilo premikati. Enako je z vsakim naslednjim vozilom:

$$t_{iz1} = t_r + 4 \cdot (t_{h4} - t_h) \quad [s] \quad (4)$$

kjer je:

t_{h4} časovni razmik med 3. in 4. vozilom v koloni (s).

Izguba časa ob zaključku zelene luči je vsota trajanja rumske luči (t_{RU}) in varovanja, ko so na vseh priključkih križišča prižgane rdeče luči (t_{RR}).

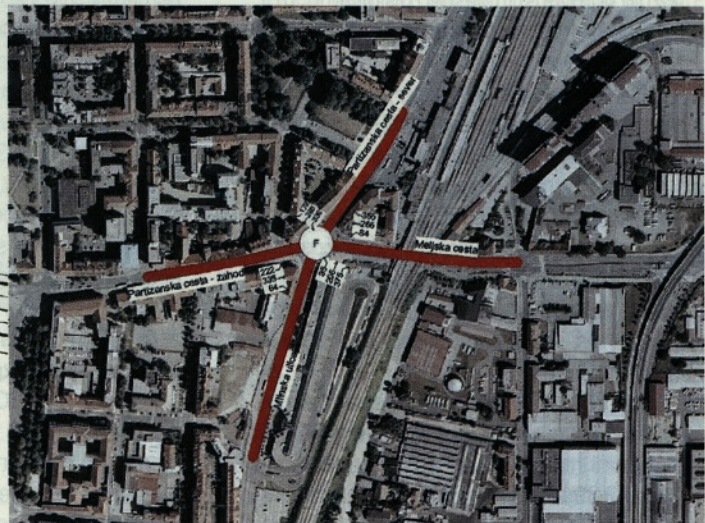
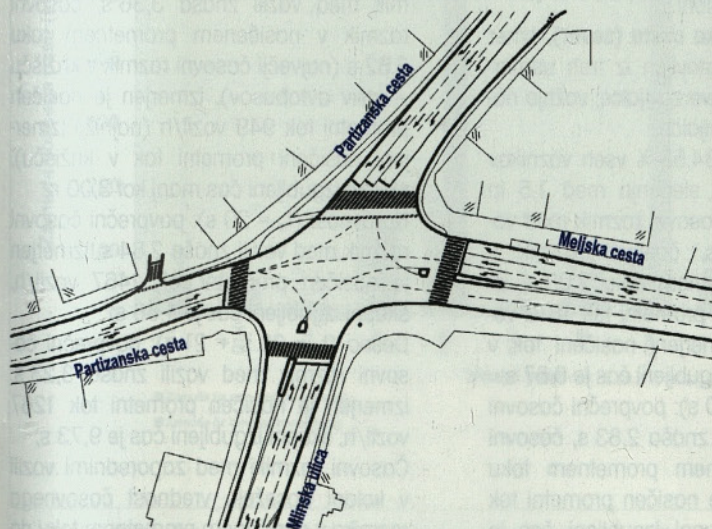
Skupne izgube časa t_{iz} na posameznem priključku pomembno vplivajo na prepustnosti semaforiziranega križišča. Iz predstavljene metodologije je razvidno, da ima največji vpliv nanjo prav obnašanje voznikov in njihova sposobnost ustreznega in pravočasnega odzivanja na spremembe signalnih nastavitvev križišča.

4 • REZULTATI RAZISKAVE

Rezultati raziskave so prikazani za konično uro, ki je navedenega dne trajala od 15.15 do 16.15. ure. V tem času je križišče Partizanske in Meljske ceste (slika 3) prečkalo skupaj v vse smeri 5540 vozil, najbolj obre-

menjen pa je bil priključek Meljske ceste, kjer je promet znašal 1751 voz/h v obe smeri (od tega 705 vozil v smeri centra mesta in 1046 v smeri iz centra mesta). Meritve izgube ob speljevanju prvega vozila v

koloni in skupne izgube časa so prikazane v preglednici 1, v preglednici 2 pa so prikazane meritve časovnih razmikov in nasičenega prometnega toka na posameznih priključkih križišča.



Slika 3 • Situacija in obremenitve konične ure 15.15 – 16.15 križišča Partizanske in Meljske ceste v Mariboru

Priključek	Izguba ob speljevanju prvega vozila v koloni (s)				Skupna izguba časa (s)			
	N	A	Me	S	N	A	Me	S
Meljska cesta	67	2,47	2,40	1,24	76	6,13	5,18	4,12
Partizanska (sever)	69	2,07	1,85	0,94	66	7,86	6,64	3,03
Partizanska (zahod)	51	2,33	1,89	1,60	39	10,46	10,81	1,76
Mlinska ulica	81	2,81	2,31	1,69	78	4,72	4,34	3,93
Skupaj križišče	268	2,44	2,08	1,43	269	6,65	5,73	4,02

N ... število meritev
 A ... povprečna vrednost
 Me ... mediana
 S ... standardni odklon

Preglednica 1 • Meritve izgube ob speljevanju prvega vozila v koloni in skupne izgube časa na posameznih priključkih križišča Partizanske in Meljske ceste v Mariboru (konična ura 15.15–16.15, 29. 9. 2005)

Priključek	Časovni razmik (s)				Časovni razmik v nasičenem prometnem toku (s)			
	N	A	Me	S	N	A	Me	S
Meljska cesta	329	2,40	2,26	0,88	33	2,51	2,29	0,58
Partizanska (sever)	305	2,41	2,22	0,94	36	2,37	2,10	0,94
Partizanska (zahod)	160	3,05	2,70	1,41	18	3,22	3,26	0,93
Mlinska ulica	179	3,06	2,67	1,35	15	2,85	2,71	0,62
Skupaj križišče	973	2,63	2,34	1,14	102	2,63	2,36	0,85

Preglednica 2 • Meritve časovnih razmikov in nasičenega prometnega toka na posameznih priključkih križišča Partizanske in Meljske ceste v Mariboru (konična ura 15.15–16.15, 29. 9. 2005)

Ugotovljeno je bilo naslednje:

- priključek **Meljska cesta** je sestavljen iz treh usmerjevalnih pasov: za leve zavijalce, vožnjo naravnost in desne zavijalce:
 - Levo ($t_{iz} = 22$ s): povprečni časovni razmik med vozili znaša 2,49 s, časovni razmik v nasičenem prometnem toku 2,37 s, izmerjen je nasičen prometni tok 1123 vozil/h, skupni izgubljeni čas je 12,68 s (največja izmerjena vrednost);
 - Naravnost ($t_{iz} = 18$ s): povprečni časovni razmik med vozili znaša 2,31 s, časovni razmik v nasičenem prometnem toku 2,40 s, izmerjen je nasičen prometni tok 1556 vozil/h, skupni izgubljeni čas je 5,24 s;
 - Desno ($t_{iz} = 18$ s + 24 s): povprečni časovni razmik med vozili znaša 2,46 s, časovni razmik v nasičenem prometnem toku 2,39 s, izmerjen je nasičen prometni tok 1552 vozil/h, skupni izgubljeni čas je 2,43 s;

- Časovni razmiki med zaporednimi vozili v koloni dosežejo vrednost časovnega razmika v nasičenem prometnem toku po osmem vozilu v koloni.

- priključek **Partizanska cesta (sever)**, smer proti Šentilju, je sestavljen iz treh usmerjevalnih pasov: za leve zavijalce, vožnjo naravnost in desne zavijalce.
 - Levo ($t_{iz} = 27$ s): 34,55 % vseh voznikov uporablja interval sledenja med 1,5 in 2,0 s, povprečni časovni razmik med vozili znaša 2,17 s, časovni razmik v nasičenem prometnem toku 2,03 s, izmerjen je nasičen prometni tok 1810 vozil/h (največji izmerjeni nasičeni tok v križišču), skupni izgubljeni čas je 6,57 s;
 - Naravnost ($t_{iz} = 20$ s): povprečni časovni razmik med vozili znaša 2,83 s, časovni razmik v nasičenem prometnem toku 3,18 s, izmerjen je nasičen prometni tok 1405 vozil/h, skupni izgubljeni čas je 11,41 s;

- Desno ($t_{iz} = 20$ s + 21 s): povprečni časovni razmik med vozili znaša 2,78 s, časovni razmik v nasičenem prometnem toku 2,80 s, izmerjen je nasičen prometni tok 1336 vozil/h, skupni izgubljeni čas je 4,94 s;
- Časovni razmiki med zaporednimi vozili v koloni dosežejo vrednost časovnega razmika v nasičenem prometnem toku po devetem vozilu v koloni.
- priključek **Partizanska cesta (zahod)**, smer proti centru mesta je sestavljen iz dveh usmerjevalnih pasov: za leve zavijalce in skupaj za desne zavijalce in vožnjo naravnost. Zaradi kratkih usmerjevalnih pasov so posamezni prometni pasovi večkrat blokirani zaradi vozil, ki vozijo v druge smeri:
 - Levo ($t_{iz} = 27$ s): povprečni časovni razmik med vozili znaša 2,86 s, časovni razmik v nasičenem prometnem toku 2,69 s, izmerjen je nasičen prometni tok 1387 vozil/h, skupni izgubljeni čas je 9,15 s;
 - Naravnost ($t_{iz} = 20$ s) in desno ($t_{iz} = 20$ s + 21 s): povprečni časovni razmik med vozili znaša 3,22 s, časovni razmik v nasičenem prometnem toku 3,49 s, izmerjen je nasičen prometni tok 1124 vozil/h, skupni izgubljeni čas je 11,98 s;
 - Časovni razmiki med zaporednimi vozili v koloni dosežejo vrednost časovnega razmika v nasičenem prometnem toku po devetem vozilu v koloni.
- priključek **Mlinska ulica** je sestavljen iz treh usmerjevalnih pasov: za leve zavijalce, vožnjo naravnost in desne zavijalce. Pomemben je vpliv bližine AP Maribor – delež avtobusov v strukturi prometnega toka je 14 %:
 - Levo ($t_{iz} = 27$ s): povprečni časovni razmik med vozili znaša 3,36 s, časovni razmik v nasičenem prometnem toku 3,82 s (največji časovni razmik v križišču – vpliv avtobusov), izmerjen je nasičen prometni tok 949 vozil/h (najnižji izmerjeni nasičeni prometni tok v križišču), skupni izgubljeni čas manj kot 3,00 s;
 - Naravnost ($t_{iz} = 20$ s): povprečni časovni razmik med vozili znaša 2,84 s, izmerjen je nasičen prometni tok 1467 vozil/h, skupni izgubljeni čas je 4,56 s;
 - Desno ($t_{iz} = 20$ s + 21 s): povprečni časovni razmik med vozili znaša 3,23 s, izmerjen je nasičen prometni tok 1267 vozil/h, skupni izgubljeni čas je 9,73 s;
 - Časovni razmiki med zaporednimi vozili v koloni dosežejo vrednost časovnega razmika v nasičenem prometnem toku po osmem vozilu v koloni.

Podrobna analiza merjenih vrednosti po smernih tokovih v križišču je pokazala, da znašajo povprečni časovni razmiki vseh levih

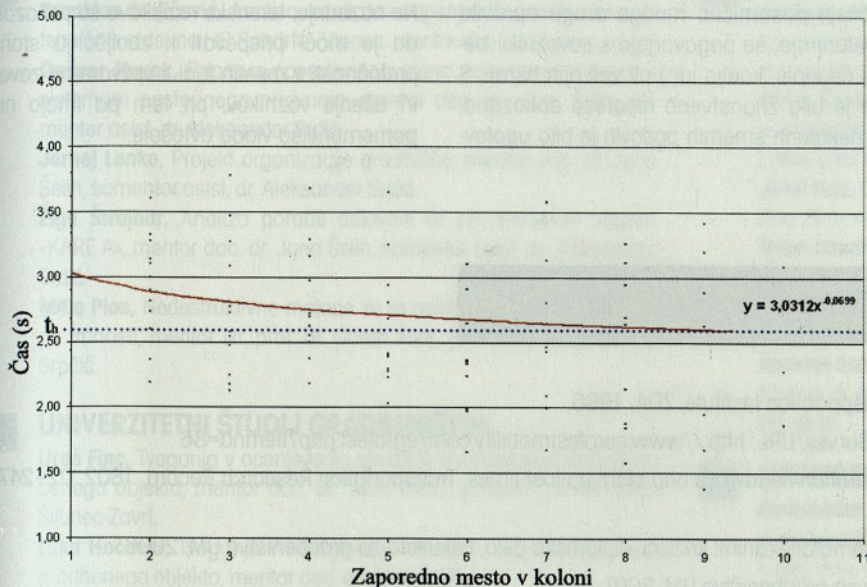
zavijalcev 2,5 s (naravnost 2,74 s, desno 2,64 s), kar dokazuje dejstvo, da so vozniki, ki zavijajo v križišču, bolj pozorni od vozni-

kov, ki vozijo naravnost. Podobna razmerja je zaznati za ostale merjene veličine. Zanimive rezultate daje tudi analiza izgub ob speljevanju (slika 4), iz katere je razvidno, da se povprečni časovni razmik v nasičenem prometnem toku v slovenskih križiščih doseže šele po devetem vozilu v koloni in ne po četrtem, kot je predpostavljeno po HCM 2000. Do podobnih rezultatov so prišli tudi avtorji v (Li, 2002).

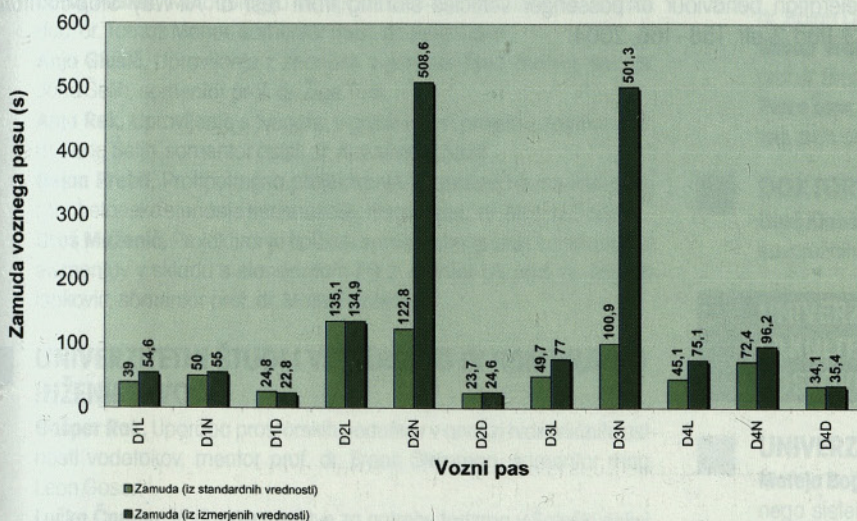
Vpliv prikazanega stanja na učinkovitost in pretočnost semaforiziranega križišča je bil ocenjen s pomočjo programskega orodja Synchro 6.0. Primerjale so se vrednosti izmerjenega in izračunanega nasičenega prometnega toka (po metodi HCM 200 ob predpostavki, da je nasičen prometni tok ob idealnih cestnih in prometnih pogojih 1900 voz/h) ter vrednosti zamud v križišču, ki so izračunane na podlagi izmerjenih parametrov in vnaprej predpostavljenih parametrov v programskem orodju (standardne vrednosti). Glede na ugotovitve avtorjev v (Sever et al., 2005) je metodologija za dimenzioniranje semaforiziranih križišč po HCM 2000 uporabna v slovenskem realnem prometnem okolju.

Ugotovljeno je bilo, da je izračunani nasičen prometni tok v povprečju za 15,37 % večji od dejansko izmerjenega, kar se nazorno kaže tudi v povečanju povprečnih kontrolnih zamud na posameznih priključkih, in sicer v povprečju od 3,66 % do 79,87 %, v celotnem križišču pa za 145,84 %. Povprečna stopnja nasičenosti prometnega toka ob predpostavki izmerjenih vrednosti je za 12,58 % manjša od izračunanih vrednosti, skupna izguba časa pa je v povprečju večja za 66 %. Posamezna odstopanja vrednosti kontrolnih zamud, izračunanih na podlagi izmerjenih in standardnih vrednosti, so nazorno prikazana na sliki 5.

Ocena nivojev usluge semaforiziranega križišča je skladno z metodologijo po HCM odvisna od velikosti povprečnih kontrolnih zamud v križišču. Iz podanega je razvidno, da ocene, pridobljene na podlagi standardnih vrednosti parametrov prometnega toka, v splošnem dajejo ugodnejše rezultate od tistih, ki so posledica dejanskega dogajanja na terenu. Povedano drugače, slovenski vozniki bi lahko ob pozornejši vožnji skozi semaforizirana križišča prispevali k večji učinkovitosti križišč, s tem pa k zmanjšanju zamud in kolon. Pozornejša vožnja pa pomeni hitrejše reagiranje na spremembe v prometnem toku ob predpostavki, da so vozniki med vožnjo osredotočeni samo na vožnjo.



Slika 4 • Povprečni časovni razmiki, povprečni časovni razmik v nasičenem prometnem toku in izguba ob speljevanju na križišču Partizanske in Meljske ceste



Slika 5 • Primerjava povprečnih kontrolnih zamud na podlagi standardnih in izmerjenih vrednosti parametrov prometnega toka v semaforiziranem križišču Partizanske in Meljske ceste

5 • SKLEP

Članek obravnava vpliv voznikov na zamude, ki se ustvarijo pred semaforiziranim križiščem in so posledica njihovega obnašanja in načina vožnja.

Na podlagi merjenih izbranih parametrov prometnega toka je bilo dokazano, da je vpliv obnašanja voznikov na izkoristek prometne infrastrukture semaforiziranega križišča velik, saj se je v konkretnem primeru

izkazalo, da so zamude zaradi načina uporabe križišča večje za skoraj 150 %. Temu k največji meri prispeva dejstvo, da vozniki, medtem ko čakajo na zeleno luč v koloni, počnejo posamično mnoga druga opravila (telefonirajo, se pogovarjajo s sovozniki, berejo časopis, kadijo idr.) ali več njih hkrati. S tem je bila znanstvena hipoteza dokazana. Na nekaterih smernih pasovih je bilo ugotov-

ljeno, da se vozniki trudijo v čim večji možni meri izkoristiti čas, ki jim je dan za vožnjo skozi križišče. To so predvsem smeri z večjimi obremenitvami, kjer dolžina trajanja zelene luči na semaforji omejuje prepustnost priključka. Te ugotovitve je smiselno uporabiti pri prometnem modeliranju in dimenzioniranju mestnih prometnih površin.

Ne nazadnje, terenske raziskave so pokazale, da je moči prispevati k izboljšanju stanja pretočnosti v mestih tudi z vplivom na zavest in učenje voznikov, pri tem pa imajo najpomembnejšo vlogo avtošole.

6 • LITERATURA

- Drew, D. R., Traffic flow and theory control, Texas Transportation Institute, ZDA, 1968.
- EuroTest Quality Safety Mobility, Drivers' Knowledge Survey. URL: <http://www.eurotestmobility.com/eurotest.php?itemno=86>
- Li, H., Prevedouros, P. D., Detailed observations of saturation headways and start-up lost times, Transportation Research Record, 1802, 02–2470, str. 44–53, 2002.
- Lutar, R., Vpliv obnašanja voznikov na zamude pred semaforiziranimi križišči, diplomsko delo, Fakulteta za gradbeništvo UM, 2006.
- Sever D., Dinamika prometnih tokov, skripta, Fakulteta za gradbeništvo UM, 2001.
- Sever D., Dobovšek M., Sprejemljivost metodologije za prometno dimenzioniranje semaforiziranih križišč po HCM 2000 v slovenskem urbanem okolju, Gradbeni vestnik, 54, str. 273–278, 2005.
- Pavlinič B., Promet v mestih, skripta, Fakulteta za gradbeništvo UM, 2005.
- Tokunaga, R. A., Hagiwara, T., Kagaya, S., Onodera, Y., Cellular telephone conversation while driving, Transportation Research Record, 1724, 001480, str. 1–6, 2000.
- TRB, Transport Research Board, Highway Capacity Manual 2000 (HCM 2000), National Research Council, Washington, 2000.
- Turner, J., Harahap, G., Simplified saturation flow data collection methods, Transport Research Laboratory, Anglija, 1993.
- Wang, J., Dixon, K. K., Li, H., Ogle, J., Normal acceleration behaviour of passenger vehicles starting from rest at All-Way Stop-controlled intersections, Transportation Research Record, 1883, Part 2, str. 158–166, 2004.

NOVI DIPLOMANTI

UNIVERZA V LJUBLJANI, FAKULTETA ZA GRADBENIŠTVO IN GEODEZIJO

VISOKOŠOLSKI STROKOVNI ŠTUDIJ GRADBENIŠTVA

Branka Stojičević, Analiza rezultatov napenjalnih preizkusov geotehničnih sider na HC Razdrto–Vipava, mentor doc. dr. Janko Logar.

Gašper Novak, Priprava operativnega plana za gradnjo mostov s sistemom postopnega narivanja, mentor doc. dr. Jana Šelih, somentor asist. dr. Aleksander Srdić.

Jernej Lenko, Projekt organizacije gradbišča, mentor doc. dr. Jana Šelih, somentor asist. dr. Aleksander Srdić.

Žiga Štrajhar, Analiza porabe delovnih ur pri realizaciji objekta »KARE A«, mentor doc. dr. Jana Šelih, somentor asist. dr. Aleksander Srdić.

Mitja Plos, Nedestruktivne metode za razvrščanje gradbenega lesa po trdnosti, mentor izr. prof. dr. Goran Turk, somentor mag. Jelena Sprčić.

UNIVERZITETNI ŠTUDIJ GRADBENIŠTVA

Uroš Finc, Tveganja v ocenjevanju stroškov življenjskega cikla gradbenega objekta, mentor doc. dr. Jana Šelih, somentor dr. Marjana Šijanec-Zavrl.

Luka Hočevar, Tveganja v ocenjevanju stroškov življenjskega cikla gradbenega objekta, mentor doc. dr. Jana Šelih.

David Koren, Modeliranje neidealnih stikov med konstrukcijskimi elementi, mentor izr. prof. dr. Boštjan Brank, somentor doc. dr. Dejan Zupan.

Anže Urevc, Upravljanje z jezerom – primerjava Bleda s podobnimi kraji v Avstriji, mentor izr. prof. dr. Boris Kompare, somentor prof. dr. Harald Kainz.

Janez Mihovec, Analiza kratkoročnih ukrepov za izboljšanje pretočnosti na Celovski cesti, mentor doc. dr. Tomaž Maher, somentor doc. dr. Marijan Žura.

Borut Pušnik, Metodologija ukrepov za umirjanje prometa, mentor doc. dr. Tomaž Maher, somentor asist. dr. Peter Lipar.

Anja Glušič, Upravljanje z znanjem v gradbeništvu, mentor doc. dr. Jana Šelih, somentor prof. dr. Žiga Turk.

Anja Rek, Upravljanje s tveganji v gradbenem projektu, mentor doc. dr. Jana Šelih, somentor asist. dr. Aleksander Srdić.

Dejan Prebil, Protipotresno projektiranje in analiza nepravilne armanobetonske stenaste konstrukcije, mentor doc. dr. Matjaž Dolšek.

Uroš Muženič, Projektiranje tipičnih armanobetonskih konstrukcij in elementov v skladu s standardom EC 2, mentor izr. prof. dr. Tatjana Isakovič, somentor prof. dr. Matej Fischinger.

UNIVERZITETNI ŠTUDIJ VODARSTVO IN KOMUNALNO INŽENIRSTVO

Gašper Rak, Uporaba prostorskih podatkov v analizi hidravličnih lastnosti vodotokov, mentor prof. dr. Franc Steinman, somentor mag. Leon Gosar.

Lučka Čampa, Vodarske ureditve za potrebe turizma v Šaleški dolini, mentor prof. dr. Mitja Brilly.

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

UNIVERZA V MARIBORU, FAKULTETA ZA GRADBENIŠTVO

VISOKOŠOLSKI STROKOVNI ŠTUDIJ GRADBENIŠTVA

Julijana Berljak, Preveritev in primerjava različnih načinov priključevanja trgovskega poslovnega centra (TPC) Ptuj na javno cesto, mentor izr. prof. dr. Tomaž Tollazzi, somentor mag. Marko Renčelj.

Milan Černjak, Tehnično – tehnološki in ekonomski vidik gradnje pasivnih hiš, mentor red. prof. dr. Mirko Pšunder, somentor pred. Samo Lubej, univ. dipl. inž. grad.

Jožef Fujs, Dvonadstropni jekleni poslovni objekt razpona 15 m in dolžine 25 m, mentor izr. prof. dr. Stojan Kravanja, somentor dr. Simon Šilih.

Tomo Istenič, Zaščita pred zunanjimi vplivi in vzdrževanje kovinskih konstrukcij, mentor izr. prof. dr. Stojan Kravanja.

Igor Kit, Sanacija stanovanjske hiše Debelak v Lesičnem, mentor doc. dr. Andrej Štrukelj.

Andreja Srečkovič, Ognjevarna obzidava elektrolizne celice HC, mentor doc. dr. Andrej Štrukelj, somentor pred. Stipan Mudražija, univ. dipl. inž. grad.

UNIVERZITETNI ŠTUDIJ GRADBENIŠTVA

Aleksandar Erkić, Uporaba keramičnih betonov pri individualni stanovanjski gradnji, mentor doc. dr. Andrej Štrukelj, somentorja pred. Samo Lubej, univ. dipl. inž. grad. in mag. Andrej Ivanič.

Tomaž Volfand, Ukrepi za zmanjšanje vplivov prometa na okolje, mentor doc. dr. Vesna Smaka Kincl, somentor doc. dr. Vlasta Krmelj.

Borut Korpar, Uporaba programskega paketa Sofistik pri analizi jeklenega skeleta, mentor izr. prof. dr. Stojan Kravanja, somentor doc. dr. Boris Lutar.

Erika Kozem, Vpliv aeranta na mehansko-fizikalne lastnosti vlaknastih cementnih kompozitov, mentor izr. prof. dr. Ivan Anžel, somentor mag. Andrej Ivanič.

Marko Samec, Raziskava lastnosti mešanic gline in vode z dielektrično spektroskopijo, mentor doc. dr. Dean Korošak, somentor doc. dr. Bojan Dolinar.

Simon Vranc, Konstrukcijski elementi montažne gradnje, mentor red. prof. dr. Branko Bedenik, somentor pred. Milan Kuhta, univ. dipl. inž. grad.

Petra Žarn, Kriteriji za upravičenost izvedbe krožnega križišča, mentor red. prof. dr. Tomaž Tollazzi.

DOKTORSKI ŠTUDIJ GRADBENIŠTVA

Uroš Klanšek, Ocena stroškov, optimiranje in konkurenčnost različnih sovprežnih stropnih sistemov, mentor izr. prof. dr. Stojan Kravanja.

UNIVERZA V MARIBORU, FAKULTETA ZA GRADBENIŠTVO – EKONOMSKO POSLOVNA FAKULTETA

UNIVERZITETNI ŠTUDIJ GOSPODARSKEGA INŽENIRSTVA

Mateja Bogovčič, Določitev optimalnega toplotnoizolacijskega fasadnega sistema za individualno stanovanjsko hišo, mentorja doc. dr. Andrej Štrukelj in izr. prof. dr. Jožica Knez Riedl, somentor pred. Samo Lubej, univ. dipl. inž. grad.

Andrej Mlakar, Izgradnja projektne informacijskega sistema na primeru Kraški zidar d.d., mentorja red. prof. dr. Danijel Rebolj in red. prof. dr. Anton Hauc.

KOLEDAR PRIREDITEV

15.11.2006

Aktivni strelovodi – izkušnje in zakonska regulativa
Inženirska zbornica Slovenije
Ljubljana, Slovenija
polona.okretic@izs.si

15.11 - 17.11.2006

8th International Symposium on Tunnel Construction and Underground Structures (8. mednarodno posvetovanje o gradnji predorov in podzemnih prostorov)
Ljubljana, Slovenija
www.drustvo-dpgk.si
leon.kostiov@firnet.net

15.11. - 17.11.2006

PAN - American ITS Congress
Santiago, Čile
www.itschile.ci

21.11.2006

Standardizacija v geodeziji
Inženirska zbornica Slovenije
Ljubljana, Slovenija
polona.okretic@izs.si

23.11.2006

Posvet o vsebini tehnoloških načrtov, ki so sestavni del PGD, z vidika razmejitev z načrti drugih strok
Inženirska zbornica Slovenije
Ljubljana, Slovenija
polona.okretic@izs.si

27.11 - 30.11.2006

Transpo 2006 Conference
Florida, ZDA
www.itstranspo.org

28.11.2006

Dan inženirjev 2006
Hotel Mons
Ljubljana, Slovenija
polona.okretic@izs.si

7.12.2006

Biomasa – izzivi in priložnosti
Inženirska zbornica Slovenije
Ljubljana, Slovenija
polona.okretic@izs.si

1.3 - 7.3.2007

5th International Conference on Construction Project Management (ICCPM 2007)
Singapur, Singapur
www.ntu.edu.sg/cee/iccpm_iccem

11.6 - 13.6.2007

International Conference: Sustainable Construction Materials and Technologies
Coventry, Anglija
www.uwm.edu/dept/cbu/coventry.html

4.9 - 6.9.2007

7th International Congress Concrete: Construction's Sustainable Option
Dundee, Škotska
www.ctucongress.co.uk

19.9 - 21.9.2007

IABSE Symposium International Association for Bridge and Structural Engineering
Weimar, Nemčija
www.iabse2007.de

24.9 - 27.9.2007

14th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering: Geotechnical Engineering in Urban Environments
Madrid, Španija
www.ecsmge2007.org

30.6 - 4.7.2008

10th International Symposium on Landslides and Engineered Slopes
Xi'an, Kitajska
www.landslide.iwhr.com

5.10 - 9.10.2009

17th International Conference for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering
Alexandria, Egipt
www.2009icsmge-egypt.org

Rubriko ureja • **Jan Kristjan Juteršek**, ki sprejema predloge za objavo na e-naslov: **msg@izs.si**