

GRADBENI VESTNIK

3-4

1996



HC SELO – ŠEMPETER



Glavni in odgovorni urednik:

Franc **ČAČOVIČ**

Lektor:

Alenka **RAIČ-BLAŽIČ**

Tehnični urednik:

Danijel **TUDJINA**

Uredniški odbor:

Sergej **BUBNOV**,
mag. Gojmir **ČERNE**,
mag. Damijana **DIMIC**,
dr. Ivan **JECELJ**,
Andrej **KOMEL**,
Stane **PAVLIN**,
dr. Franci **STEINMAN**,

Tisk:

TISKARNA TONE TOMŠIČ
v LJUBLJANI

Revijo izdaja Zveza društev gradbenih inženirjev in tehnikov Slovenije, Ljubljana, Karlovška 3, telefon: 061/221-587, ob finančni pomoči Ministrstva RS za znanost in tehnologijo, Gradbenega inštituta ZRMK, Zavoda za gradbeništvo ZRMK, Fakultete za gradbeništvo in geodezijo, Univerze v Ljubljani ter Fakultete za gradbeništvo, Univerze v Mariboru. Tiska Tiskarna Tone Tomšič Ljubljana.

Letno izide 12 števil. Individualni naročniki plačajo letno naročnino v višini 2.300 SIT, študentje in upokojenci 1.150 SIT. Gospodarske organizacije in podjetja plačajo letno naročnino za 1 izvod revije 28.350 SIT. Naročnina za naročnike v tujini znaša 100 US \$.

Po mnenju Ministrstva RS za kulturo je v ceno vključen 5 % prometni davek.

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

GRADBENI VESTNIK

GLASILO ZVEZE DRUŠTEV GRADBENIH INŽENIRJEV IN TEHNIKOV SLOVENIJE
ŠT. 3-4 • LETNIK 45 • 1996 • ISSN 0017-2774

VSEBINA-CONTENTS

Članki, študije, razprave Articles studies, proceedings	Viktor Markelj: BANDERA – PRVI VIADUKT Z ZUNANJIMI KABLI V SLOVENIJI 52 VIADUCT BANDERA – THE FIRST ONE WITH EXTERNAL PRESTRESSING IN SLOVENIA
	Gorazd Bučar: EKONOMSKA VPRAŠANJA GRADBENE PROIZVODNJE V ZIMSKIH RAZ- MERAH 61 ECONOMIC QUESTIONS ON BUILDING PRODUCTION IN WINTER CONDI- TIONS
	Mirko Pšunder, Danijel Rebolj, Matjaž P. Nekrep: RAČUNALNIŠKA ORODJA TEHNOLOŠKEGA INFORMACIJSKEGA SISTEMA GRADBENEGA PODJETJA 66 COMPUTER TOOLS OF THE TECHNOLOGICAL INFORMATION SYSTEM IN A CONSTRUCTION COMPANY
	Mirka Trajanova, Ana Mladenovič: IZBIRA KAMNINSKE SUROVINE ZA OBRABNE ASFALTNE PLASTI 72 SELECTION OF ROCK MATERIAL FOR SURFACE ASPHALTIC LAYERS
	Svetko Lapajne: ŠTUDIJ TEMELJNIH PODPLATOV – KROŽNI TEMELJI 77 STUDY OF FOOTINGS-CIRCULAR FOUNDATIONS
Poročila – Informacije Reports – Information	Barbara Tišler VROČE VOSKANJE PARKETA – KAJ JE TO? 80
Jubilej	Ciril Stanič: MAKS MEGUŠAR SLAVI 85-LETNICO 82
Poročila Fakultete za gradbeništvo in geodezijo Univerze v Ljubljani Proceedings of the Department of Civil Engineering and Geodesy, University in Ljubljana	Matjaž Mikoš: VREDNOTENJE PRETOČNIH HITROSTI VODA V STRMIH HUDOURNIŠKIH STRUGAH 83 EVALUATION OF WATER FLOW VELOCITIES IN STEEP TORRENTIAL STREAMS
Novosti Fakultete za gradbeništvo, Univerza v Mariboru Civil Engineering News of the University in Maribor	Maja Mikloš Moran: VPLIV PLASTIFIKACIJE NA DINAMIČNE KARAKTERISTIKE NOSILCA 91 INFLUENCE OF PLASTIFICATION ON DYNAMIC CHARACTERISTICS OF THE BEAM
Informacije Zavoda za gradbeništvo – ZRMK, Ljubljana National Building and Civil Engineering Institute, Ljubljana	Aleš Žnidarič: MERITVE PROMETNIH OBREMENITEV Z METODO TEHTANJA VOZIL MED VOŽNJO (W I M) 97 WEIGH-IN-MOTION MEASUREMENTS OF ROAD HEAVY TRAFFIC

BANDERA – PRVI VIADUKT Z ZUNANJIMI KABLI V SLOVENIJI

Viaduct Bandera – the first one with external prestressing in Slovenia

UDK: 624.21:625.745.1

VIKTOR MARKELJ

POVZETEK

V članku je prikazana zasnova in izvedba viadukta Bandera, na katerem je prvič v Sloveniji pri novem objektu uporabljena tehnologija zunanjega napenjanja, ki trenutno tudi v svetu predstavlja vrhunec v uporabi prednapetega betona.

Podani so razlogi za izbrani mešani sistem prednapenjanja, ki je kombinacija klasičnih in zunanjih kablov. Omenjene so računske osnove za objekte z zunanjimi kabli, prednosti in slabosti take rešitve ter možne zaščite zunanjih kablov.

SUMMARY

The article presents desing and execution of the viaduct Bandera, where the external prestressing, as global trend in use of structural concrete, was used in Slovenia for the first time.

The reasons for the use of mixed prestressing system, as combination of classical internal and external tendons are given. The calculation basis for the extrenal tendons are mentioned, the advantages and disadvantages of the application, and the protectiton alternatives of tendons as well.

naročnik del: **DARS dd**
vodja projekta: Stane Hribar, dipl. inž.

gl. izvajalec:
vodja projekta:
vodja gradbišča:
s podizvajalci:

SGP PRIMORJE Ajdovščina
Peter FABIANI, dipl. inž.
Miloš RONKALJ, inž.
CEGIT Celje (za narivanje)
GRADIS NG Maribor (za nape-
njanje)
Geološki zavod Ljubljana (glo-
boko temeljenje)
FAGG Ljubljana (obremenilni
preizkus, meritve stebrov)

projekt: **PONTING d.o.o. Maribor**
odg. projektant: Viktor MARKELJ, dipl. inž.
notr. kontrola: Marjan PIPENBAHER, dipl. inž.
projektanti: Dušan ROŽIČ, dipl. inž., Tone
KARNER, inž., Milena KAR-
NER, gr. tehnik

nadzor:
vodja nadzora:
laboratorij:

DDC Ljubljana
Andrej VOVK, dipl. inž.
Primorje Ajdovščina in ZRMK
Ljubljana

revizija: prof. dr. Franc SAJE (FAGG)
Ivan SEČKAR, dipl. inž. (DDC)

AVTOR:

Viktor MARKELJ, dipl. inž. gr., vodilni projektant, Inženirski biro PONTING d.o.o., Maribor

UVOD

Viadukt Bandera je imel skupaj še z drugim viaduktom Goli vrh na avtocestnem odseku Čebulovica–Razdrto že pred začetkom izgradnje zelo zanimivo zgodovino. Še v bivši Jugoslaviji v okviru Osimskih sporazumov sta bila oba objekta oddana v gradnjo italijanskemu oz. mešanemu podjetju Adria iz Trsta. Le-to je ponujalo izgradnjo viaduktov iz montažnih nosilcev ter množico različnih variant temeljenja. Ker se je s projekti in pripravami kasnilo in tudi zaradi drugih vzrokov, je gradnjo prehitela vojna za samostojno Slovenijo, kar je kasneje prineslo tudi pravne in politične probleme v načrtovano gradnjo. Med tem se je tudi razmišljalo in načrtovalo o možnosti zasipanja doline namesto izgradnje viadukta. Rezultat vsega naštetega poznamo vsi: popolnoma dokončana avtocesta, ki zaradi dveh dolin z neizgrajenima viaduktoma dve leti ni mogla služiti namenu, zaradi katerega je bila izgrajena.

Ko je bil v parlamentu potrjen nacionalni program izgradnje avtocest, je bila seveda prednostna naloga dokončati že zgrajeni odsek AC Razdrto–Čebulovica. Gradnjo je oddala Družba za avtoceste Republike Slovenije – DARS d.d. z javnim mednarodnim razpisom konec decembra 93, z rokom oddaje ponudb do konca januarja 94. Po izbiri najugodnejših ponudb je DARS 24. marca 94 podpisala svoji prvi izvajalski pogodbi, in sicer za viadukt Goli vrh z SCT Ljubljana za 322 mio SIT ter za viadukt Bandera z SGP Primorjem iz Ajdovščine za pogodbeno vrednost 621 mio SIT, torej skupno za nekaj manj kot milijardo slovenskih tolarjev oziroma na dan veljavnosti cene ca. 13 mio DEM.

Za oba viadukta so bile izbrane projektantske zasnove Inženirskega biroja PONTING Maribor.

Zanimive so bile izredno ostre pogodbene obveznosti: kratki roki, saj so morale biti desne polovice obeh viaduktov končane do 20. 11. 94 ter celota do 30. 5. 95, visoke zamudne kazni, ki znašajo 0,5 oz. 0,8 mio SIT za vsak dan zamude, in nova zahtevana garancijska doba, ki znaša 10 let. Torej je bilo za izvajalce skupaj z izdelavo projektne dokumentacije ter vsemi pripravljalnimi ter ključnimi deli za priključitev prometa na voljo za izvedbo desne polovice 8 mesecev ter dodatnih 6 mesecev, ki pa so vsebovali tudi zimsko obdobje za drugo polovico in kompletno dokončanje. To pa so roki, primerni za knjigo rekordov. Otvoritev je bila nekaj dni pred zahtevanim rokom.

ZASNOVA OBJEKTA

Objekt Bandera leži na približno petem kilometru trase Razdrto–Čebulovica, kjer se trasa spušča s 5 % vzdolžnega padca. Sestavlja ga dva ločena viadukta, levi z dolžino $L_l = 251,2$ m ter desni z dolžino $L_d = 280,0$ m. Viadukta sta široka vsak po 13,72 m in imata skupaj 7300 m² površine.

Zgornjo konstrukcijo predstavlja kontinuiran prednapeti nosilec škatlastega prereza, izveden po tehnologiji postopnega narivanja. Statični razponi so naslednji:

levi viadukt – 8 razponov:

$$24,0 + 6 \times 33,6 + 24,0 = 249,6 \text{ m}$$

desni viadukt – 9 razponov:

$$24,0 + 6 \times 33,6 + 28,8 + 24,0 = 278,4 \text{ m.}$$

Konstruktivna višina gornjega prereza je 2,50 m, kar daje vitkost $L/H = 33,6/2,50 = 13,44$, zaradi česar se uvršča objekt med zelo toge konstrukcije.

Debelina zgornje plošče v trapezno oblikovani škatli se spreminja od 25 do 40 cm, debelina konzol od 20 do 25 cm, debelina spodnje plošče pa od 18 do 40 cm, stojine pa so debele od 42 cm spodaj do 50 cm zgoraj.

Izrazit naklon stojin škatle je ena pglavitnih značilnosti objekta, tako arhitekturnega kot konstruktorskega oblikovanja. Tak naklon stojin je bil izvedljiv prav zaradi izbora ekscentričnih kablov, ki ne potekajo v stojinah kot običajno, ampak zunaj betona v notranjosti škatlastega prereza. S poševnimi stojinami smo pridobili:

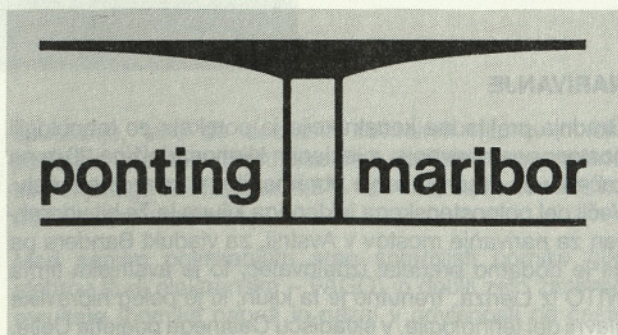
- optimalne dimenzije voziščne plošče v prečni smeri
- prostor za sidrne glave zunanjih kablov pod voziščno ploščo v prečniku nad podporo
- ožjo spodnjo ploščo in manjšo prečno dimenzijo stebra
- vizualna vitkost objekta in boljše vklapljanje v okolje.

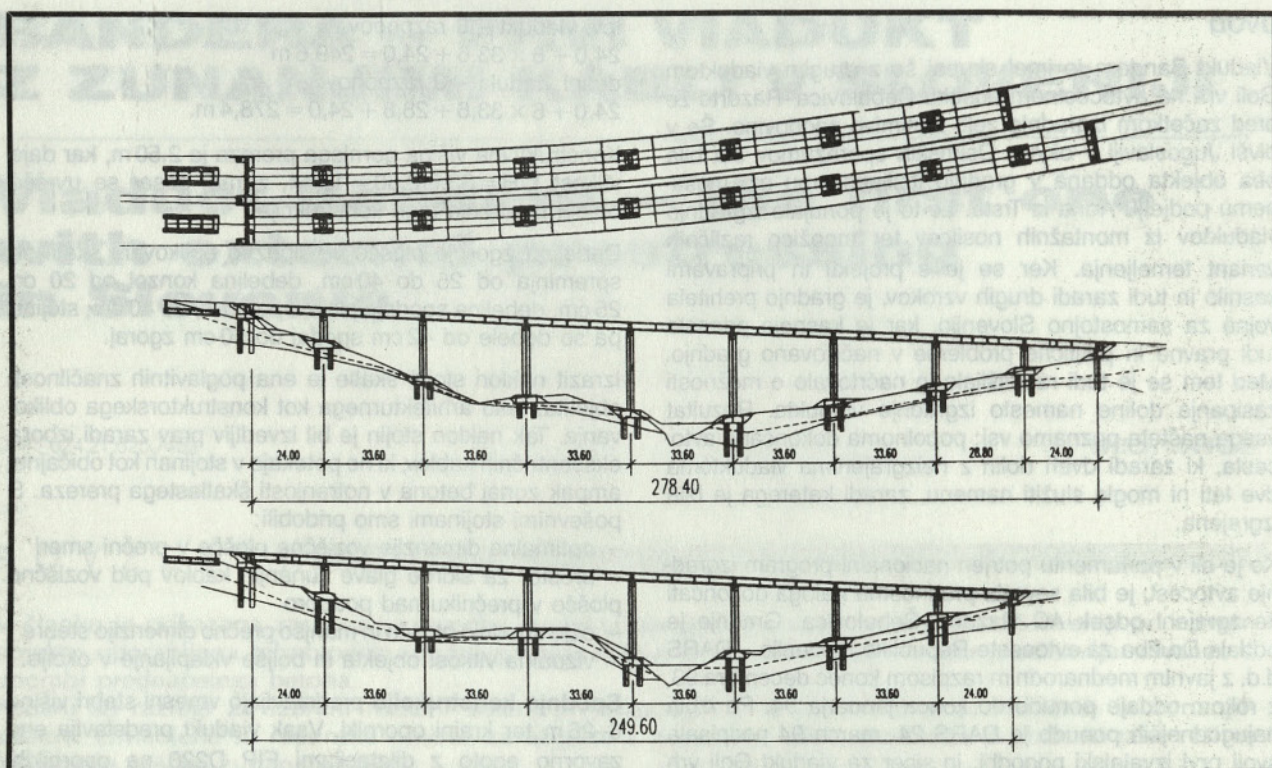
Spodnjo konstrukcijo predstavljajo vmesni stebri višine 6–26 m ter krajni oporniki. Vsak viadukt predstavlja eno zavorno enoto z dilatacijami FIP D220 na opornikih. Ležišča so neoprenska, razen na opornikih, kjer so drsna ločna (NGe ter NGa) ležišča. Tako sta viadukta za horizontalne obtežbe elastično podprta ter tako delno potresno izolirana.

Temeljenje vseh vmesnih podpor in krajnih opornikov je globoko, izvedeno na uvrtnih pilotih premera 150 cm, ki jih je izkopal Geološki zavod iz Ljubljane z opremo Casagrande. Posamezen steber je temeljen na štirih pilotih, prek blazine dimenzij 6,50 × 6,50 × 2,20 m.

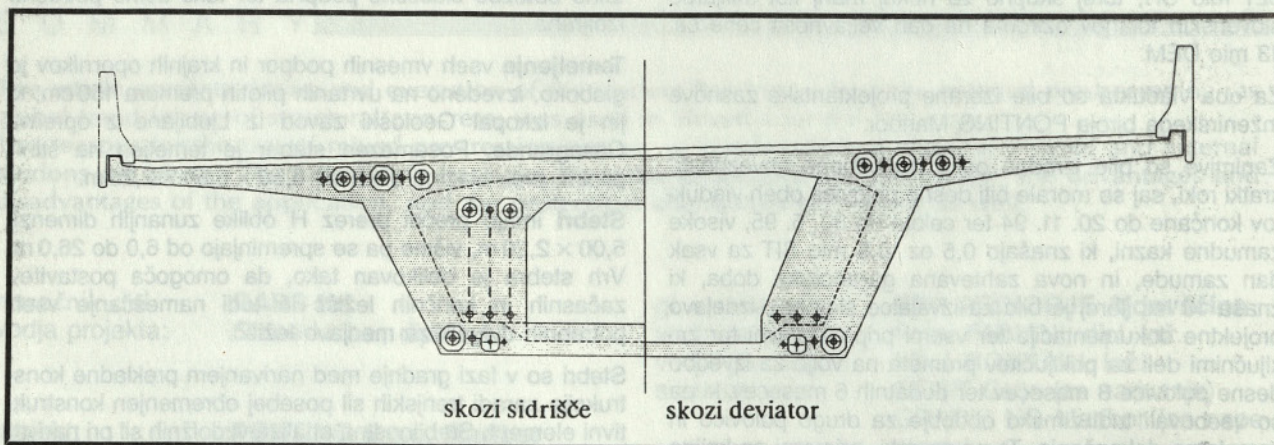
Stebri imajo prečni prerez H oblike zunanjih dimenzij 5,00 × 2,20 m, višine pa se spreminjajo od 6,0 do 26,0 m. Vrh stebra je oblikovan tako, da omogoča postavitve začasnih in končnih ležišč in tudi nameščanje vseh potrebnih dvigalk za menjavo ležišč.

Stebri so v fazi gradnje med narivanjem prekladne konstrukcije zaradi trenjskih sil posebej obremenjen konstruktivni element. Stabilnostna analiza vzdolžnih sil pri narivanju je narejena po zahtevah avstrijskega normativa RVS 15.111 ter nemških priporočil ZTV-K 88.





Slika 1: Tloris in vzdolžni prerez viadukta

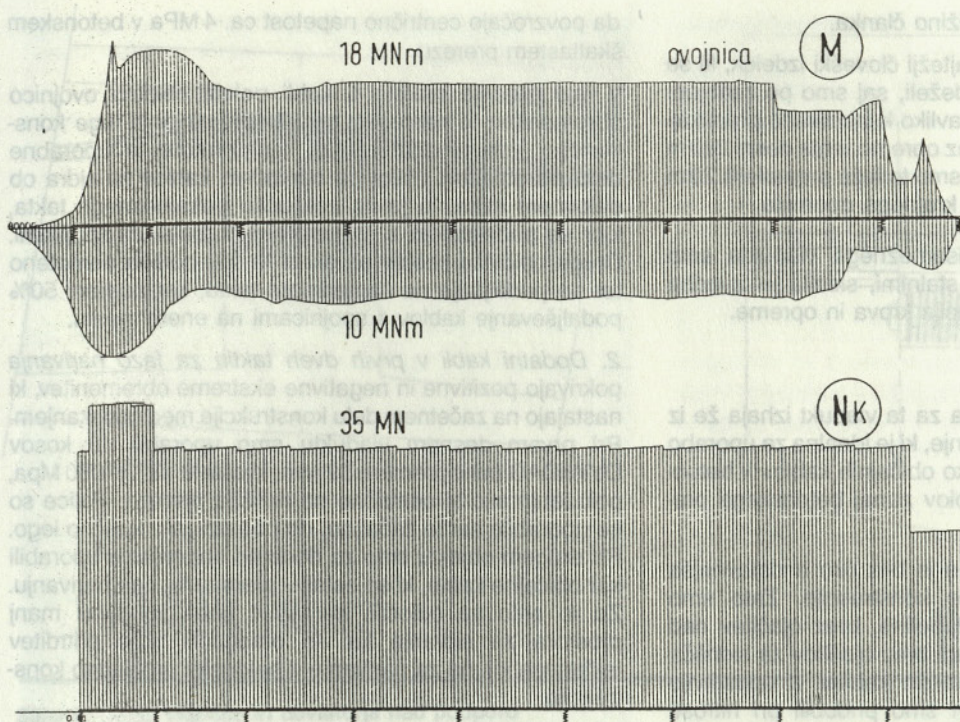


Slika 2: Prečni prerez škatlaste konstrukcije

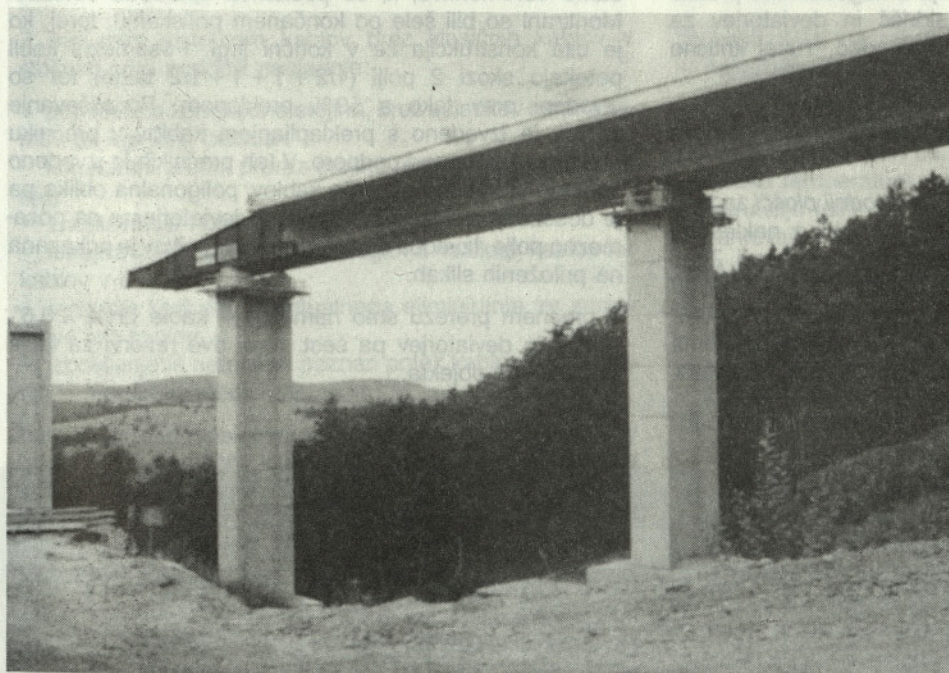
NARIVANJE

Gradnja prekladne konstrukcije je potekala po tehnologiji postopnega narivanja, z jeklenim kljunom dolžine 20 m na začetku za zmanjševanje obremenitev v konzolnem delu. Večji del polnostenskega jeklenega kljuna je že bil uporabljen za narivanje mostov v Avstriji, za viadukt Bandera pa ga je dodatno predelal izdelovalec, to je avstrijska firma WITO iz Lienza. Trenutno je ta kljun, ki je poleg hidravlike glavni del tehnologije, v skladišču Cestnega podjetja Celje.

Delovni postaji za izdelavo posameznih segmentov sta bili za opornikom »1«, to je smeri Razdrtega; tako smo konstrukcijo potiskali oziroma spuščali s hidravliko v smeri padca 5 %. Zdrs smo kontrolirali na hidravliki za potiskanje oz. zaviranje, dodatno pa so bile montirane zaviralne naprave za primer zdrsa. Dolžina posameznega takta je bila do 16,80 m (polovica razpona), kar predstavlja delovni takt enega tedna in dolžino vsakokratnega premika. Desni viadukt je izveden iz 17 segmentov, levi pa iz 15 segmentov oz. taktov.



Slika 3: Ovojnica upogibnih momentov ter osne sile zaradi kablov v fazi gradnje



Slika 4: Narivanje konstrukcije

Za drsni medij smo zaradi velikega padca 5% v smeri narivanja uporabili tako imenovane KOTERM plošče (polietilenska plastična masa), ki imajo večji koeficient trenja od čistih teflonskih plošč. Po raziskavah ZRMK znaša za ta material pri ploščah brez mazanja trenje od 7,2% do 7,8% (pri različnih temperaturah), pri mazanju pa lahko precej pade. To lastnost smo tudi s pridom uporabljali pri

spuščanju, tako da dodatnih zaviralnih naprav ni bilo potrebno uporabiti. Računsko smo upoštevali dve vrednosti trenjskega koeficienta, 1,5% kot minimalno ter 8% kot maksimalno vrednost.

Med samim potiskanjem smo spremljali pomike glav stebrov (tudi elektronsko – FAGG) in dobili zelo zanimive rezultate (pomike naprej in nazaj v odvisnosti od časa),

ki pa presegajo namen in dolžino članka.

Viadukt Bandera je bil tudi najtežji človeški izdelek, ki se je kdajkoli premikal po naši deželi, saj smo po zadnjem taktu desnega viadukta s hidravliko kontrolirano premikali prek 5400 ton teže, kolikor brez opreme tehta desni 280 m dolg viadukt. V zadnjem taktu smo to težo premaknili 28 m daleč iz delavnice na ležišče krajnega opornika.

Po dokončanju narivanja posameznega viadukta smo zamenjali začasna ležišča s stalnimi, sledila je izvedba kontinuirnih kablov ter finalizacija krova in opreme.

PREDNAPENJANJE

Osnovna ideja prednapenjanja za ta viadukt izhaja že iz same narivne tehnologije gradnje, ki je idealna za uporabo mešanega sistema kablov, tako običajnih kablov v betonskem prerezu, kakor tudi kablov zunaj betonskega prereza.

Vodilo za zasnovo konstrukcije je bila čim enostavnejša in hitrejša izvedba prekladne konstrukcije. Zato smo predvideli stojine konstante debeline, brez ojačitev nad vmesnimi podporami, kakor tudi brez ojačitev za sidrišča na preklonih kontinuirnih notranjih kablov. Z opustitvijo kontinuirnih kablov v stojinah smo pridobili pri hitrosti izvedbe in kakovosti stojine. Poglavitna pridobitev pa je bila enostaven notranji opaz, ki je omogočal hitro prestavitve v novo lego. Izdelava sidrišč in deviatorjev za zunanje kable pa je potekala naknadno, zunaj kritične časovne poti.

Za vzdolžno napenjanje je uporabljeno več skupin kablov:

1. *Ravni centrični kabli v zgornji in spodnji plošči za fazo narivanja*, ki so izvedeni kot klasični kabli z nakladnim sovpreganjem s pomočjo injektiranja kabelskih cevi. Zgornja plošča je bila prednapeta z 12 kabli LH11 $\times$ 0,6" (12 $\times$ 1950 kN), spodnja pa s 4 kabli LH11 $\times$ 0,6" (4 $\times$ 1950 kN) ter 4 kabli LH6 $\times$ 0,6" (4 $\times$ 1000 kN) oziroma skupaj ca. 35 MN sile v prerezu. Kabli so položeni tako,

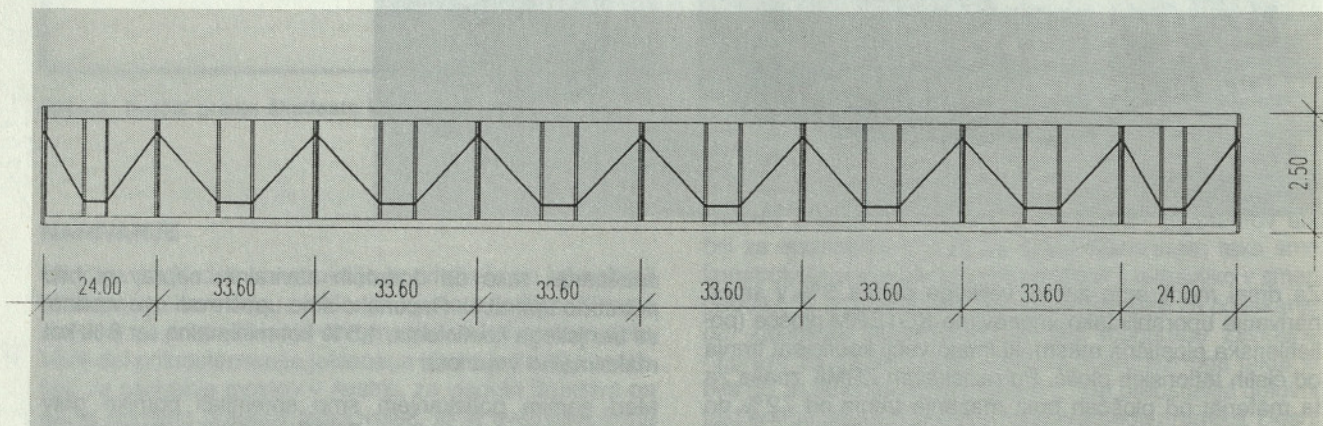
da povzročajo centrično napetost ca. 4 MPa v betonskem škatlastem prerezu.

V fazi gradnje morajo ti kabli pokriti celotno ovojnico obremenitev, ki nastajajo zaradi spreminjanja lege konstrukcije, vsiljenih deformacij, temperature in uporabne delovne obtežbe. Polovica centričnih kablov se sidra ob delovnem stiku, to je na zaključku posameznega takta, kjer se podaljšujejo z nepomičnimi kabelskimi spojkami. Druga polovica kablov pa skozi ta stik poteka nemoteno ter se podaljšuje na naslednjem taktu, kar pomeni 50% podaljševanje kablov s spojnici na enem mestu.

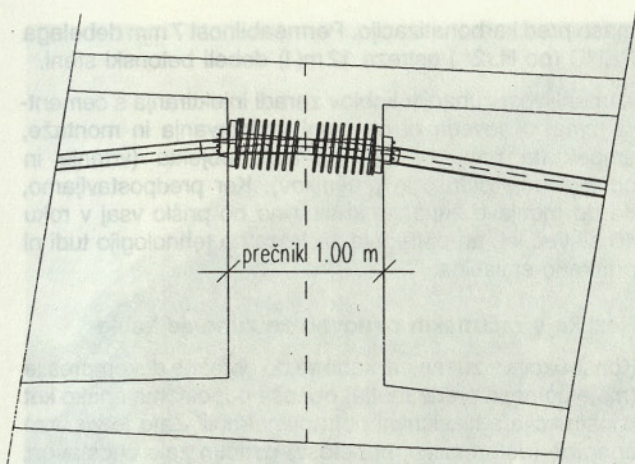
2. *Dodatni kabli v prvih dveh taktih za fazo narivanja* pokrivajo pozitivne in negativne ekstreme obremenitev, ki nastajajo na začetnem delu konstrukcije med potiskanjem. Pri prvem desnem viaduktu smo uporabili 10 kosov DYWIDAG palic premera 32 mm, kvalitete 1320/1080 Mpa, položenih skoraj centrično na težišče prereza. Palice so se uporabile samo začasno, do potiskanja v končno lego. Pri drugem objektu smo za dodatno napenjanje uporabili kar običajne kable, ki so ostali v prerezu tudi po narivanju. Za to smo se odločili, ker so ti kabli zahtevali manj prostora za sidranje ter so omogočili lažjo pritrditev jeklenega kljuna za narivanje v betonsko prekladno konstrukcijo.

3. *Ekscentrični kontinuirni kabli zunaj prereza* pokrivajo samo obremenitve, ki so posledica uporabne obtežbe. Montirani so bili šele po končanem potiskanju, torej, ko je bila konstrukcija že v končni legi. Posamezni kabli potekajo skozi 2 polji (1/2 + 1 + 1 + 1/2 takta) ter so izvedeni prav tako s 50% preklpom. Podaljševanje kablov je izvedeno s preklapljanjem kablov v prečniku debeline 1.00 m nad podporo. V teh prečnikih je izvedeno začetno in končno sidranje kablov, poligonalna oblika pa je dosežena z dvema betonskima deviatorjema na posamezno polje. Izvedba deviatorjev in prečnikov je prikazana na priloženih slikah.

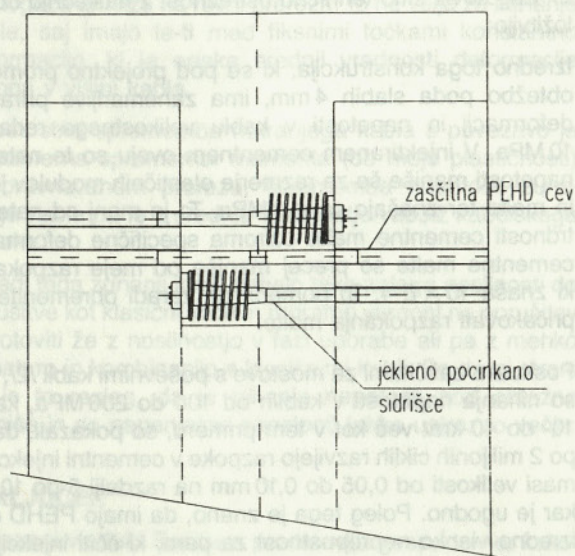
V prečnem prerezu smo namestili 4 kable LH12 $\times$ 0,6", sidrišč in deviatorjev pa šest, torej dve rezervi za lažje vzdrževanje objekta.



Slika 5: Shema zunanjih kablov



VZDOLŽNI PREREZ



TLORIS

Slika 6: Detajl sidrišča in deviatorja nad podporo

Z mešanim sistemom kablov brez klasičnih kablov v stojinah smo pridobili naslednje:

- popolnoma kompaktna stojina, brez oslabeitev ter problemov pri vgradnji betona
- konstantni prečni prerez stojine (ugodno za fazo gradnje)
- enostavnejši notranji opaz
- hitrejša izdelava takta (ni polaganja nosilcev kablov ter kablov v stojini)
- možnost kontrole, eventualnega eliminiranja ter zamenjave teh kablov
- izboljšanje in natančno poznan potek kablov (ni valovanja – manjše izgube).

Razmerje med klasičnimi kablji ter kablji zunaj preseka je takšno, da centrični injektirani kablji skupaj z ohlapno armaturo brez problema zagotavljajo varnost pri kontroli porušitve.

ZUNANJI KABLI

Zasnova izvedbe zunanjih kablov je odvisna predvsem od izbora zaščite kablov. V sedanjí praksi v tujini se uporablja več načinov, vsak pa ima svoje prednosti in slabosti:

- 1) zaščita s cementno injekcijsko zmesjo v PEHD ceveh (polietilen visoke gostote)
 - menjava kablov ni enostavna
 - spoji cevi morajo zdržati pritisk injektiranja
 - obstaja bojazen za razpokanje injekcijske malte
 - nudi dobro mehansko zaščito kablov (udarci, ureznine)
 - relativno poceni (obstoječa oprema)

- 2) kablji, zaliti z mazivom (mast ali petrolejski vosek)
 - najugodnejši za menjavo, celo za donapenjanje
 - strogi pogoji za mazivo (ne sme biti nevarno za jeklo, pri normalni temperaturi mora biti strnjeno, pri vgrajevanju pri visoki temperaturi ca. 90 °C pa tekoče)
 - visoka temperatura vgrajevanja ni ugodna za kabel in konstrukcijo (dT)
 - zahtevajo v glavnem zaščitne jeklene cevi, kar je drago

- 3) kablji z zaščitnim slojem oziroma prevleko (galvanizacija s cinkom, epoksi prevleka)
 - ponavadi so goli zaradi kontrole zaščitne prevleke
 - pri montaži se lahko zaščitni sloj poškoduje
 - pri sidrih je potreben poseben detajl, ker zagozde poškodujejo zaščito
 - goli kablji so nevarni, ponekod celo prepovedani

- 4) »mono kablji« – posamična prefabricirana vrv z mazivom v zaščitni plastični srajčki
 - najboljša (tovarniška) zaščita v kompletu
 - relativno zahtevno in problematično sidrišče
 - zaradi srajčke zahteva večji radij na sidrišču
 - majhna poraba dela (samo polaganje, ni potiskanja kablov, ni injektiranja)
 - zaradi vse večje uporabe v tujini se relativno visoka cena spušča.

Na viaduktu Bandera smo se po študiju vseh možnosti odločili za osnovno klasično varianto s cementnim injektiranjem v PEHD ceveh predvsem iz naslednjih razlogov:

1. Uporabili smo v celoti domačo tehnologijo in znanje ter zato zagotovili izvedbo v zahtevanem roku z relativno nizko ceno.

2. Zagotovili smo tehnično ustreznost z naslednjo obrazložitvijo:

Izredno toga konstrukcija, ki se pod projektno prometno obtežbo poda slabih 4 mm, ima zanemarljive prirastke deformacij in napetosti v kablju velikostnega reda 5–10 MPa. V injektiranem cementnem ovoju so te natezne napetosti manjše še za razmerje elastičnih modulov jekle in malte ter znašajo ca. 1,0 MPa. To je manj od natezne trdnosti cementne malte oziroma specifične deformacije cementne malte so precej manjše od meje razpokanja, ki znaša $10 \times E-E$. To pomeni, da zaradi obremenitev ni pričakovati razpokanja malte.

Poskusi z zaščitami za mostove s poševnimi kabli /2/, kjer so nihanja napetosti v kablju od 100 do 200 MPa, kar je 10- do 40-krat več kot v tem primeru, so pokazali, da se po 2 milijonih ciklih razvijejo razpoke v cementni injekcijski masi velikosti od 0,05 do 0,10 mm na razdalji 5 do 10 cm, kar je ugodno. Poleg tega je znano, da imajo PEHD cevi izredno visoko neprepustnost za paro, ki ščiti injekcijsko

maso pred karbonatizacijo. Permeabilnost 7 mm debelega PEHD (po lit./2/) ustreza 12 m(!) debeli betonski steni.

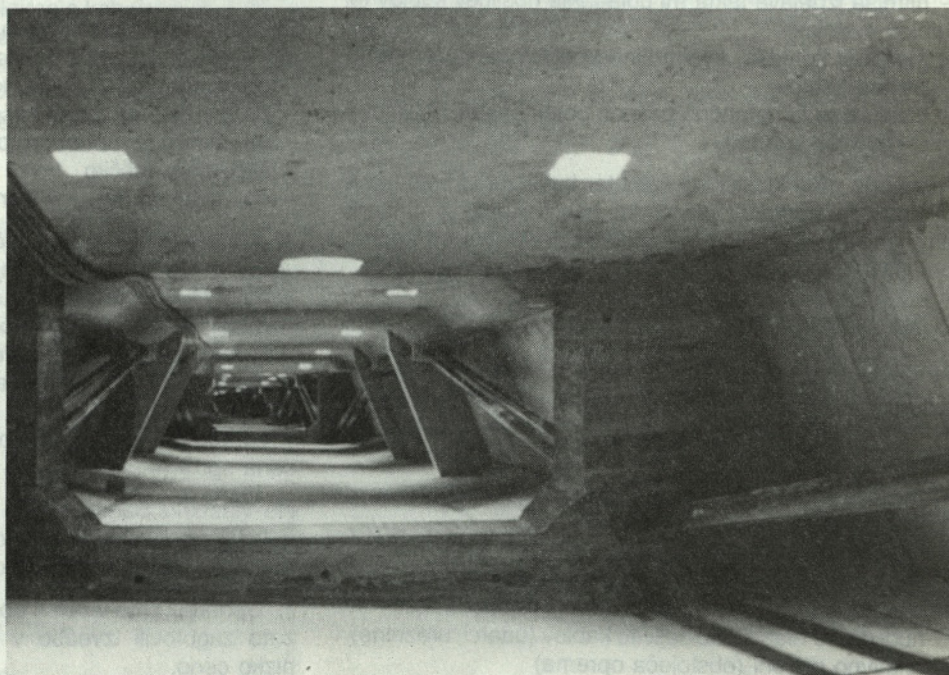
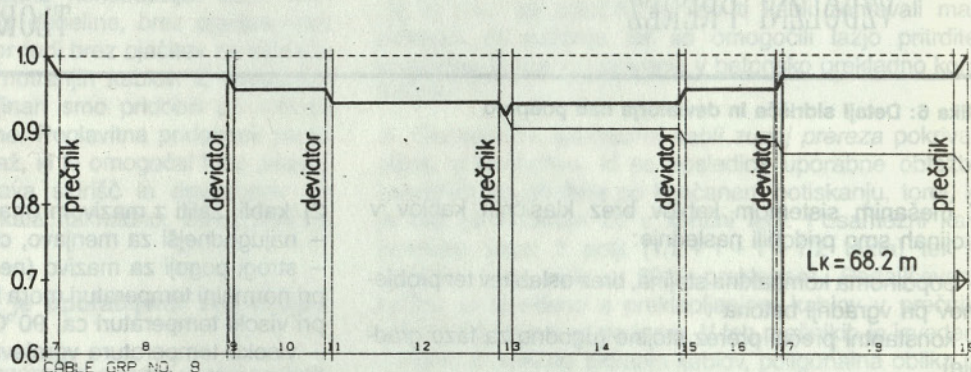
Zamenljivost zunanjih kablov zaradi injektiranja s cementno zmesjo seveda ni na ravni vzdrževanja in montaže, ampak na ravni manjše sanacije objekta (vrtanje in odsekavanje sidrišč in prečnikov). Ker predpostavljamo, da do menjave zunanjih kablov ne bo prišlo vsaj v roku 40 ali več let, predpriprava za takratno tehnologijo tudi ni pretirano smiselna.

Razlike v računskih osnovah za zunanje kable

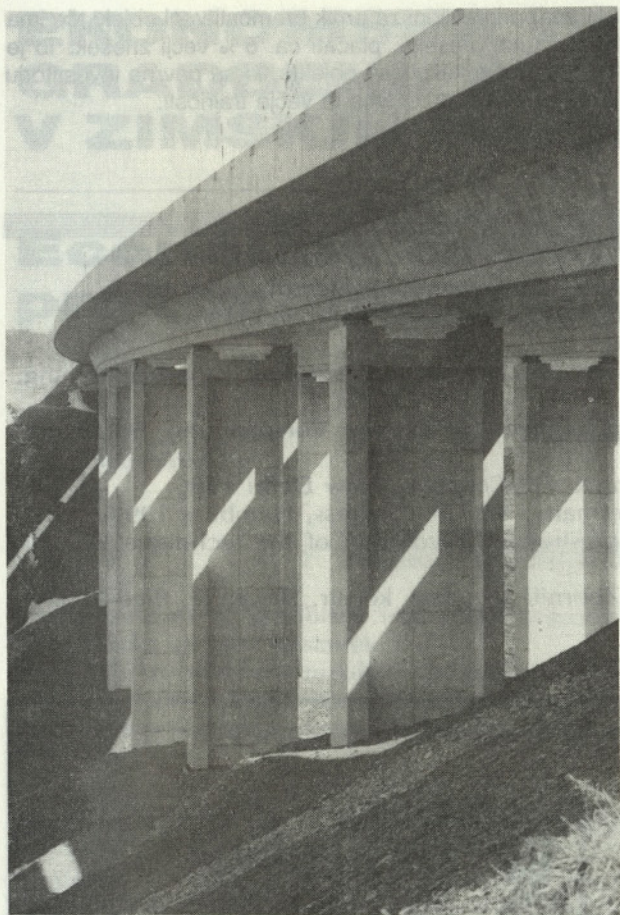
Konstrukcija z zunanjimi kabli se do obtežbe dekompresije (meje polnega prednapetja) obnaša popolnoma enako kot konstrukcija s klasičnimi notranjimi kabli. Zato je za fazo uporabe (deformacije, napetosti) izračun zelo enostaven, saj vpliv kablov dobimo, če konstrukcijo obremenimo z odklonskimi in sidrnimi silami.

Drugače je v primeru dokaza na porušno obtežbo. Za klasične kable velja hipoteza o ravnih prerezih, tako da

Slika 7: Padec sile v zunanjih kablju je manjši kot pri klasičnih kablju



Slika 8: Pogled na zunanje kable v notranjosti škatle



Sliki 9, 10: Pogled na končan objekt



je mogoča analiza na ravni prereza. To ne velja za zunanje kable, saj imajo le-ti med fiksnimi točkami konstantno deformacijo, ki je enaka srednji vrednosti deformacije betona v višini kabla.

Napetostna sprememba notranjega kabla s povezavo je sorazmerna spremembi momenta (do meje plastičnosti) v obravnavanem prerezu, sprememba napetosti zunanjega kabla pa le s srednjo vrednostjo vzdolž kabelskega odseka.

Zaradi tega zunanji kabli nimajo take zaloge nosilnosti do porušitve kot klasični kabli in moramo varnost na porušitev zagotoviti že z nosilnostjo v fazi uporabe ali pa z mehko armaturo in kombinacijo s klasičnimi kabli. Po drugi strani pa je to razlog, da je nihanje napetosti pod obtežno manjše in so napenjalne napetosti lahko ustrezno večje.

ZAKLJUČEK

Prikazani viadukt Bandera predstavlja gospodarno, kakovostno in trajno monolitno rešitev za premostitev geološko neugodne doline, izvedeno v izredno kratko postavljenih rokih. Z uspešno izvedbo zahtevnega narivanja v padcu 5 % ter prvo uporabo zunanjega napenjanja sodi viadukt med tehnološko najnaprednejše premostitvene objekte v Sloveniji.

Za drugi levi objekt smo pripravili projektantsko in izvedbeno rešitev za zunanje napenjanje z uporabo monokablov v masti (firme Vorspann Technik), da bi razvili tehnologijo. Na ta način bi na enem samem objektu dohiteli tehnološko najrazvitejše države z možnostjo direktnih primerjav in meritvam na različnih sistemih.

Žal nam to ni uspelo – nekaj zaradi izredno kratkih rokov, v glavnem pa, ker bi to pomenilo določeno povečanje cene, čemur takratna klima pri investiranju ni bila naklonjena. Iz literature /3/ pa je razvidno, da so investitorji

(država) pripravljeni za enak premostitveni objekt, če ima kable zunaj preseka, plačati ca. 5 % večji znesek. To je rezultat večje kakovosti objekta, ki se povrne investitorju prek lažjega vzdrževanja in večje trajnosti.

LITERATURA

1. J. Eibl in drugi: Vorspannung ohne Verbund: Technik und Anwendung, Betonkaeder 1995.
2. R. Saul, H. S. Svensson: On the Corrosion Protection of Stay Cables, Stahlbau 6/1990.
3. C. Menn: Stahlbetonbrücken, Springer Verlag 1990.
4. H. Metzler in drugi: Strothetalbrücke – Takschieben mit interner und externer Lansvorspannung, Beton und Stahlbetonbau 1/1995.
5. K. Schutt: Entwicklung und Anwendung eines Spannglieds für externe Vorspannung, Beton und Stahlbetonbau 4/1991.
6. M. Virlogeux: La precontrainte extérieure au beton, X. FIP Congress, New Delhi 1986.
7. J. Eibl: On some external prestressed bridges in Germany, XI. FIP Congress, Hamburg 1990.
8. P. Jartoux, R. Lacroix: Development of external prestressing: evolution of the technique, XI. FIP Congress, Hamburg 1990.
9. V. Markelj: Viadukta na AC Razdrto–Čebulovica, Zbornik 16. zbor. konstr. Slovenije, Bled 1994.







ELEKTROPOTOPNE ČRPALKE

WEDA – švedske

za prečrpavanje vode v gradbeništvu, kmetijstvu...

- kapacitete od 35–1100 m³/h
- globina do 90 m
- možnost povečanja globine
- potrebna moč od 1 kW dalje
- izredna vzdržljivost
- majhna teža – prenosljive
- takojšnja dobava
- staro za novo

ROBOT – nizozemske

za prečrpavanje vseh vrst odpadkov v industriji, gradbeništvu, komunalni, elektrarnah, rudarstvu...

- kapacitete do 900 m³/h
- globina do 75 m
- potrebna moč od 0,65 kW dalje
- velik izkoristek
- odporne na aktivne snovi v mediju
- fiksna ali prenosna montaža – 6 načinov
- osnovna izvedba siva litina, možnost tudi nerjaveča, bronza...

ZASTOPAMO, PRODAJAMO, SERVISIRAMO:

MiMeksTrade d.o.o. Žalec

Podvin 223, 3310 ŽALEC, tel. 063/711-113, 714-651, fax 063/711-113

EKONOMSKA VPRAŠANJA GRADBENE PROIZVODNJE V ZIMSKIH RAZMERAH

Economic questions on building production in winter conditions

UDK: 624"324":658.5

GORAZD BUČAR*

P O V Z E T E K

Prekinitev dela na gradbišču ima vselej negativne posledice za izvajalce in investitorje neodvisno od vrste vzroka za njen nastanek.

V članku so prikazani rezultati večletnih izkušenj in spremljanj vzrokov za nastanek prekinitev – od nepričakovanih zaradi višje sile, do pričakovanih, kot so v zimskem obdobju.

Raziskave prikazujejo ukrepe, ki omogočajo ublažitev posledic ali celo njihovo izključitev.

S U M M A R Y

The cessation of labour on the construction site, independent of the cause will always have unfortunate results both for the investor and for the structural company.

This article shows the results of long-term study and research of all the questions and points which arise due to the cessation of labour on the construction site. The following results are a rise in expenses along with the extension of the time period of construction.

This study covers different steps which can be taken in order to completely avoid or moderate the unfavourable circumstances following the cessation of labour on the construction site.

EKONOMSKA VPRAŠANJA GRADBENE PROIZVODNJE V ZIMSKIH POGOJIH

Prekinitev del na gradbišču lahko nastopi kot pričakovan ali nepričakovan pojav. Pričakovan pojav lahko imenujemo tudi načrtovan, saj nastopi kot posledica ustavitve del pozimi ali poleti, ko so zaradi nizkih ali visokih temperatur predvidene ustavitve del za določeno časovno obdobje.

Zimske prekinitev so posledica pričakovanih klimatskih pogojev, ki onemogočajo ali otežijo gradbena dela brez posebnih ukrepov in nabave dodatne opreme.

Prekinitev del poleti nastajajo v deželah z visokimi temperaturami, tj. v tropskem pasu. Pri nas se to dogaja le v

obmorskih krajih, predvsem da ne motimo turistov v času njihovega bivanja. Te prekinitev so vselej v juliju in avgustu.

Dela se lahko hipoma ustavijo zaradi nepričakovanih naravnih katastrof, kot so poplave, potresi ali vojni spopadi, ali kadar zaide investitor v finančne probleme.

PREKINITEV DEL V ZIMSKEM ČASU

Prekinitev del oz. zmanjšanje intenzivnosti del so stalen pojav v gradbeništvu v kontinentalnih regijah.

Raziskave, ki so bile opravljene, zajemajo obdobje od leta 1980 do 1990. V raziskavi je bila spremljana intenzivnost proizvodnje po mesecih v letu za 84 podjetij, ko je bilo zaposlenih ca. 46.000 delavcev.

AVTOR:

Prof. dr. Gorazd Bučar, Građevinski fakultet u Osijeku, Hrvatska.

Pri večletnem opazovanju spremljanih podjetij je bila intenzivnost del v januarju in februarju sedemkrat nižja kot v avgustu.

Za letni obseg del $Q = 100,00\%$ je bilo v posameznih mesecih v letu, v odstotkih, opravljenih del:

I. januar 1,733 %, II. februar 4,084 %, III. marec 4,767 %, IV. april 8,032 %, V. maj 9,672 %, VI. junij 11,317 %, VII. julij 10,557 %, VIII. avgust 10,743 %, IX. september 11,743 %, X. oktober 9,726 %, XI. november 8,614 % in XII. december 8,035 %.

Včasih je bila prekinitev del pozimi logična, saj nismo poznali postopkov in dopolnilne opreme za delo pri nizkih temperaturah in drugih pojavih, kot so dež, sneg in veter. V zadnjih tridesetih letih pa je bilo znanstveno in praktično dokazano, da lahko opravljamo vse vrste gradbenih, instalacijskih, obrtniških in drugih del. V državah, ki imajo bistveno težje klimatske razmere, kot so to Švedska, Rusija, Finska in druge, se gradbena proizvodnja nadaljuje z enako intenzivnostjo vse leto.

V naši strokovni javnosti se pogosto pojavljajo vprašanja o možnostih in o upravičenosti gradbenih del pozimi, npr.:

»V zimskem obdobju večjih gradbenih del sploh ni možno izvajati.«

»Izvajanje del pozimi je nerentabilno, ker se dela v celoti podražijo.«

Omenjeni mnenji nimata opore v znanstvenih raziskavah. Trditev, da večine del pozimi ni možno izvajati, je napačna; lahko je sprejemljiva samo za posamezne skupine zemeljskih del. Ob posebnih ukrepih in nabavi dodatne opreme se lahko izvajajo gradbena dela brez težav.

Povečanje gradbenih stroškov v zimskem času je logično, vendar to ne pomeni, da so večji skupni stroški graditve.

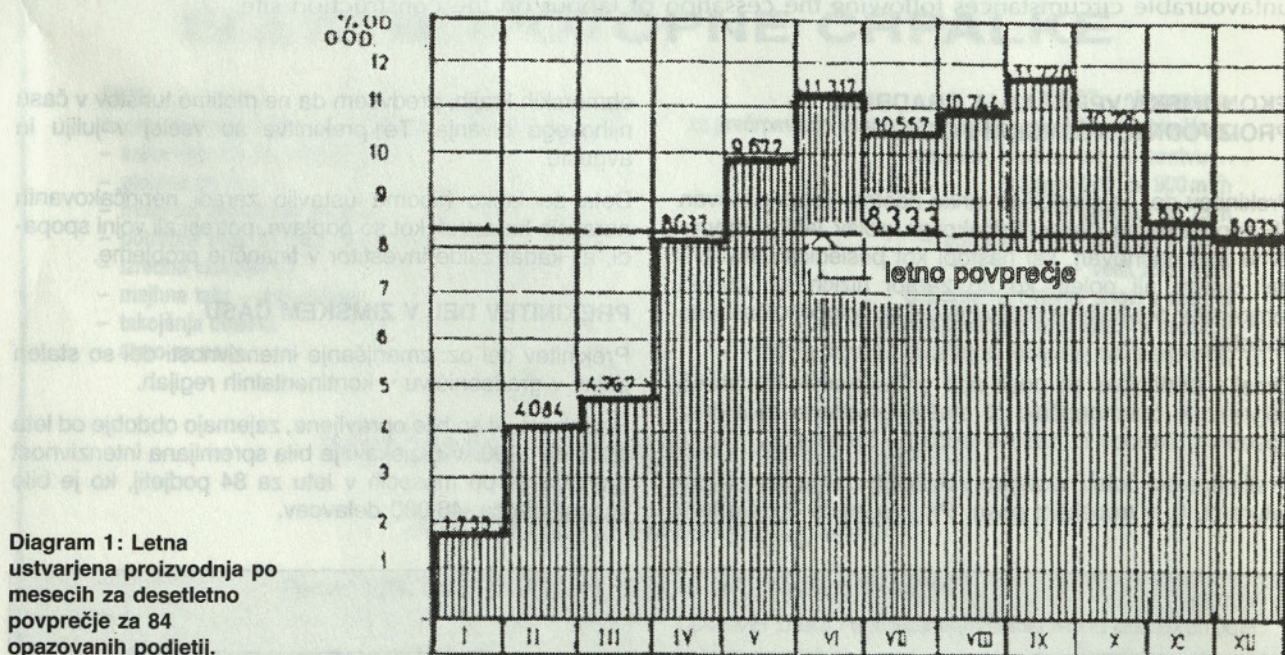
POSLEDICE ZIMSKIH PREKINITEV DEL

Prekinitev del na gradbiščih ali padec intenzivnosti del sta prisotna povsod v naših krajih. Zimske razmere niso samo nizke temperature, ampak tudi obilne padavine, veter in sneg. Povečana vetrovnost je zaznavna povsod, posebno pa v obmorskem pasu, kar otežuje delo visokih dvigal. Težave se pojavljajo v zastojih v prometu in v skrajšanem svetlem delu zimskega dne. Večletno opazovanje intenzivnosti proizvodnje po mesecih v letu je razkrilo, da je proizvodnja v januarju 6,76-krat manjša kot v septembru. Če primerjamo realizirani obseg proizvodnje s številom stalno zaposlenih delavcev, se pokaže, da so delavci v januarju in februarju delali 4,5 do 4,9 ur, od aprila do oktobra pa je povprečen delovni čas daljši kot 8 ur.

Efektivni delovni čas v urah za dan po mesecih v letu na podlagi obsega opravljenih del znaša:

I. Januar	4,90	V. Maj	8,94	IX. September	8,42
II. Februar	4,50	VI. Junij	8,70	X. Oktober	8,91
III. Marec	8,11	VII. Julij	8,71	XI. November	7,36
IV. April	8,45	VIII. Avgust	8,42	XII. December	8,00

Negativne posledice za investitorje in podjetja so številne.



IZKORIŠČENOST STROJEV IN OPREME

Zaradi zimskih prekinitev del gradbena podjetja izkoriščajo gradbeno mehanizacijo samo 75,44 %, kar predstavlja 25,7 % izgube letne kapacitete, česar ni več možno nadomestiti.

Mesečna izkoriščenost kapacitete strojev:

I. Januar	12,0 %	V. Maj	91,5 %	IX. September	108,3 %
II. Februar	35,7 %	VI. Junij	104,4 %	X. Oktober	98,8 %
III. Marec	41,1 %	VII. Julij	97,1 %	XI. November	83,5 %
IV. April	104,4 %	VIII. Avgust	101,3 %	XII. December	76,6 %

USPEŠNOST POSLOVANJA

Skupni stroški poslovanja v januarju so dvakrat večji od prodajne cene del. Prelomna točka, ko padejo stroški pod prodajno ceno, nastopi aprila. To pomeni, da traja uspešnost in rentabilna proizvodnja v letu zgolj devet mesecev.

Če opazujemo poslovni uspeh sumarno po mesecih, potem nastopi zaradi nepokritih stroškov v prvih treh mesecih pozitiven rezultat šele julija.

PODALJŠANJE ČASA GRADITVE

Podaljšanje časa graditve zaradi zimske prekinitve ni sorazmerno izgubljenemu času, pač pa je bistveno večje. V že omenjenih raziskavah je bila opravljena simulacija na obsežnem gradbišču 4072 stanovanj. Simulirana je bila enakomerna proizvodnja za vse mesece leta in primerjana z dejanskimi časi graditve. Izkazalo se je, da je zimska prekinitev del ali delo z manjšo intenzivnostjo povzročilo podaljšanje graditve za 3,6 mesece. Vzrok za tako velike časovne razlike je treba iskati v fenomenu »vztrajnosti poslovnih sistemov«, kot to pojmuje strokovna literatura.

Prekinjen proizvodni proces se ne more vzpostaviti s polno intenzivnostjo takoj po prihodu delavcev na gradbišče. Potreben je čas, da se delovne skupine ujamejo ob postopnem povečevanju intenzivnosti dela, kar je vzrok za podaljšanje časa graditve.

PODRAŽITEV DEL POZIMI

Nabava posebne opreme za delo v zimskih pogojih, povečana poraba energije, večji izdatki za delavce, povečani stroški poslovanja podjetja hkrati so v razponu od 4,25 do 14,2 %, odvisno od obsega del, vrste del in mikroklimatskih pogojev lokacije, kjer se dela opravljajo.

Posebna oprema, ki omogoča delo v zimskih pogojih, je lahko zelo različno učinkovita: obsega lahko improvizirane naprave, ki omogočajo izvajanje samo posameznih del, kot so betonska, instalaterska, itd., ali popolno zaščito objekta, kar omogoča enakomerno intenzivno izvajanje del skozi celo leto.

Na dveh izločenih stolpnica je bila leta 1989 organizirana enakomerna proizvodnja skozi celo leto s pomočjo dopol-

nilne opreme, ki je omogočala popolno zaščito proizvodnega procesa pozimi.

V betonarni kapacitete $2 \times 70 \text{ m}^3/\text{h}$ je bila usposobljena proizvodna linija za proizvodnjo do zunanjih temperatur -15°C . Prostor, kjer so se izvajala gradbena dela, je bil pokrit z drsno streho. Na okenskih in drugih odprtinah so bile postavljene začasne zaščite do zasteklitve površin.

Na gradbišču je bila kontejnerska mobilna kotlarna, ki je omogočala v objektu delovno temperaturo 14°C . Vso zimo so se izvajala dela brez prekinitev in težav do predaje objekta. Hkrati z izvajanjem del so bili spremljani povečani stroški zaradi zimskih pogojev del, kot so: povečanje porabe energije za ogrevanje objekta in betonarne, stroški dopolnilne opreme, ki je bila v uporabi, in povečani stroški plač zaposlenih.

POSLOVNI USPEH PRI ENAKOMERNEM DELU SKOZI VSE LETO

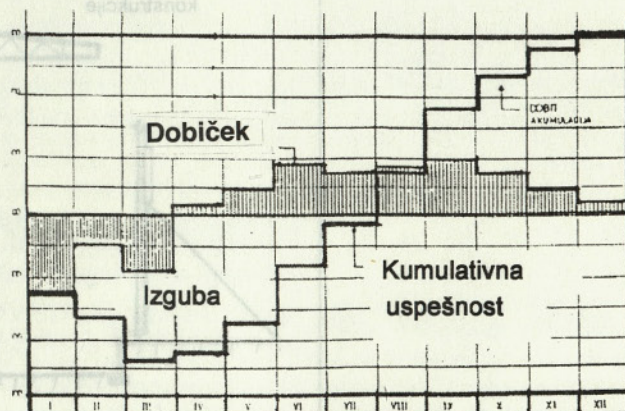


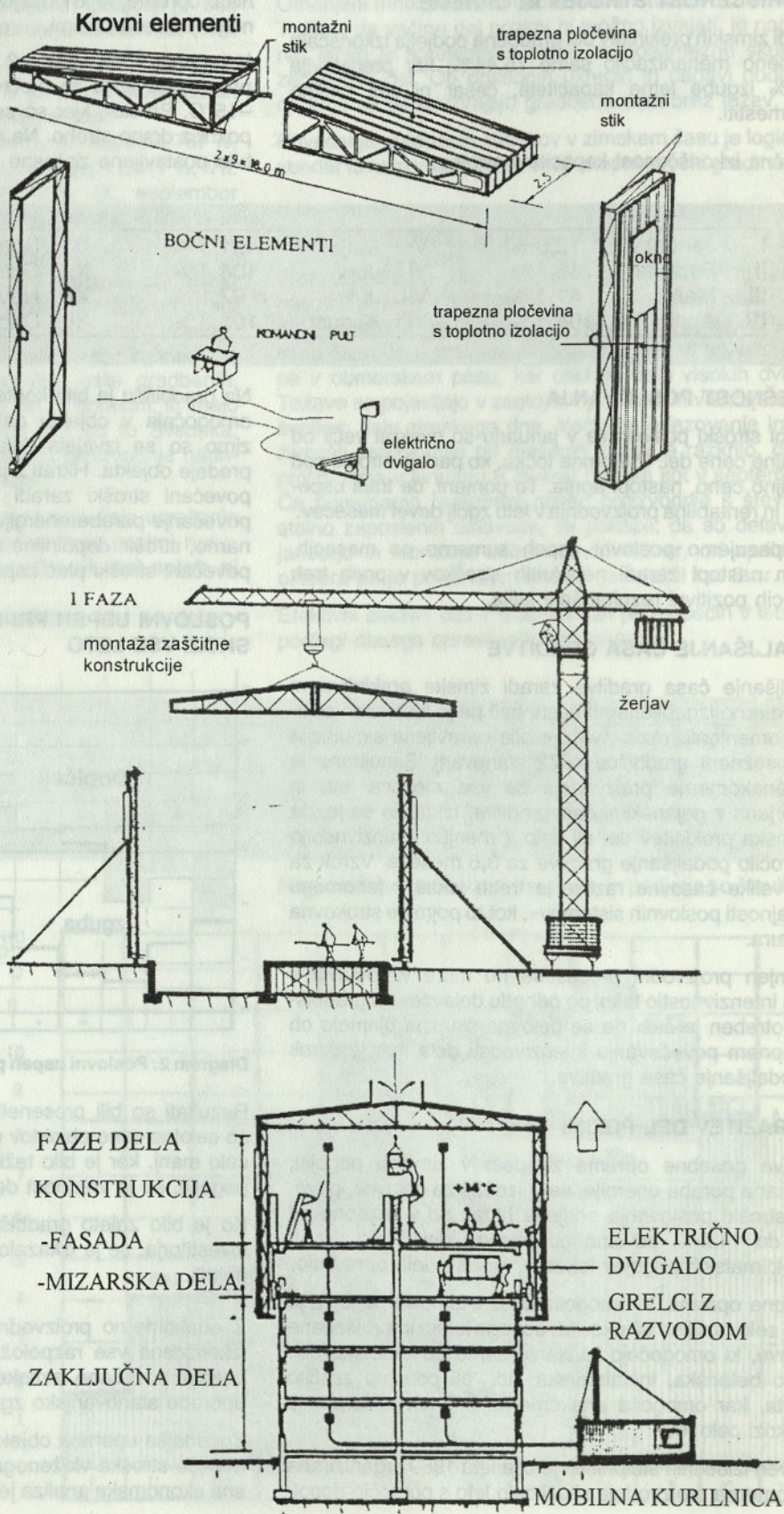
Diagram 2: Poslovni uspeh po mesecih v letu in kumulativno.

Rezultati so bili presenetljivi. Stroški zaradi zimskih del so celotno ceno objektov povečali zgolj za 4,54 %, morda celo manj, ker je bilo težko natančno razmejiti stroške v pogojih, ko je vrednost denarja padala po 50 % na leto.

Ko je bilo zajeto gradbišče kot celota, od izvajalca do investitorja, se je izkazalo, da so bili vsi povečani stroški pokriti.

Z enakomerno proizvodnjo skozi vse leto so bile boljše izkoriščene vse razpoložljive kapacitete, kar je v celoti pokrilo povečane zimske stroške. Investitor je dobil v uporabo stanovanjsko zgradbo 3 mesece in 18 dni prej.

Zgodnejša uporaba objekta omogoča hitrejše vračanje in manjše stroške vloženega kapitala. Opravljena kompleksna ekonomska analiza je razkrila, da so bili skupni stroški



gradnje manjši za 2,45%. Uspešen poslovni rezultat je bil dobljen, ko so bili upoštevani vsi stroški in prihodki izvajalca in investitorja kumulativno, za ves gradbeni poseg.

S pomočjo pogodbenih premij za zgodnejše dokončanje del lahko investitor stimulira izvajalce del za delo v zimskem času, kar je ugodno za izvajalce, investitorje in celotno družbo.

LITERATURA

Bučar G.: »Tehnološka, ekonomska i društvena opravičnost gradjevske proizvodnje u zimskim uvjetima.« Studija. Sarajevo, 1988.

Bučar G.: »Gradjevska proizvodnja u zimskim uvjetima« Gradjevska knjiga, Beograd 1989.

ZAKLJUČEK

Osnovne teze, ki jih je raziskava potrdila, so:

- Znani so postopki in dopolnilna oprema, ki omogočajo neovirano proizvodnjo v zimskem času, kar pomeni enakomernjšo proizvodnjo skozi vse leto.
- Povečani stroški del pozimi pokrivajo izvajalci del z boljšo izkoriščenostjo mehanizacije in opreme med letom, med tem ko investitor profitira pri hitrejšem dokončanju objekta.
- Enakomerna proizvodnja skozi vse leto, kar pomeni delo tudi pozimi, omogoča hitrejša dokončanje del v povprečju za 3,5 meseca.

RAČUNALNIŠKA ORODJA TEHNOLOŠKEGA INFORMACIJSKEGA SISTEMA GRADBENEGA PODJETJA

Computer Tools of the Technological Information System in a Construction Company

UDK 519.68:624:007.52

MIRKO PŠUNDER, DANIEL REBOLJ, MATJAZ P. NEKREP

P O V Z E T E K

Učinkovit tehnološki informacijski sistem temelji na kakovostni programski opremi, ustrezni strojni opremi ter stalnem izobraževanju uporabnikov. Programsko opremo pri tem razdelimo na sistemsko programsko opremo (operacijski sistemi, omrežni strežniški programi), standardne uporabniške aplikacije (elektronska pošta, urejevalniki besedil, preglednice, sistemi podatkovnih baz, orodja za projektno vodenje) in posebne programe, ki jih razvijajo raziskovalno-razvojne skupine v različnih institucijah.

S U M M A R Y

The efficiency of technological information systems depends on the quality of the software, the properly chosen hardware and on the permanent education of users. The software is divided into the system software (operating system, network server programs), standard user applications (electronic mail, text editors, spreadsheets, database systems, project management tools) and special purpose programs developed by R&D groups in various institutions.

1. UVOD

Osnova vsakega učinkovitega informacijskega sistema je učinkovita in kakovostna programska oprema, ki jo glede na osnovno funkcijo delimo na:

- sistemsko in
- aplikativno.

V gradbenih podjetjih lahko glede na izvor aplikativno programsko opremo razdelimo v dve skupini:

- standardna orodja in
- posebna programska orodja, nastala v različnih razvojno-raziskovalnih institucijah.

Ob primerni programski opremi, ki predstavlja osnovo informatiziranega poslovanja, je nujna tudi preiščljeno izbrana in ustrezno povezana strojna oprema. Zelo pomemben pa je tudi tretji segment informatizacije: računalniško-informacijsko izobraževanje.

AVTORJI:

Prof. Dr. Mirko Pšunder, dipl. inž. gradb., Gradbena fakulteta Maribor
Doc. Dr. Danijel Rebolj, dipl. inž. gradb., Gradbena fakulteta Maribor
Matjaž P. Nekrep, dipl. inž. gradb.

Cilj načrtnega razvoja informatike v gradbenem podjetju je informatizacija celotnega procesa gradnje (od pridobivanja del do zaključka obveznosti do investitorja), s čimer se omogoči:

- hitro in kakovostno delo (minimiramo papirnato in rutinsko delo in posvetimo vso pozornost kreativnemu reševanju problema ter z avtomatizacijo zmanjšamo možnost človeških napak v kar največji meri),
- planiranje, spremljanje, predvidevanje dogodkov in vnaprejšnje odločanje in ukrepanje na podlagi predvidevanj in tekočih dogodkov,
- podroben nadzor nad finančnimi tokovi, porabo virov na gradbiščih in finančno uspešnostjo izvajanja posameznih projektov ter s tem celotnega podjetja,
- avtomatsko zbiranje in neredundantno shranjevanje podatkov ob podpori računalniških komunikacij,
- monitoring vodij nad tekočimi podatki in trenutnimi preseki stanja,
- spremljanje rezultatov dela in posledic odločitev, kar je pomembno za lastno spremljanje ter za nadzor nad vodji projektov in gradbišč,
- nagrajevanje po dejanski učinkovitosti,
- izbiro najustrežnejših sodelujočih (vodje projektov, gradbišč, zunanji kooperanti) na novih projektih na podlagi preteklih rezultatov in ocen, zbranih v podatkovni bazi,
- izbor najugodnejših dobaviteljev materiala na podlagi razpisa planirane dinamike porabe in dotoka finančnih sredstev.

2. PODROBNEJŠI OPIS INFORMATIZACIJE

Hitrega in enostavnega recepta za učinkovito informatizacijo gradbenega podjetja ni! V nadaljevanju bomo skušali prikazati nekatera pravila, ki temeljijo na izkušnjah pri razvoju informatike v konkretnem gradbenem podjetju, iz katerega izhajajo tudi nekatere podrobneje opisane rešitve (konfiguracija mreže, izbrana programska oprema itd.).

2.1. Izvajalci

Za razvoj informatike ter za učinkovito delovanje informacijskih sistemov mora v podjetju stalno skrbeti posebna skupina. Osnova skupine sta:

- sistemski inženir, ki skrbi za brezhibno delovanje celotnega omrežja ter sodeluje pri razvojnih nalogah in
- razvojni inženir, katerega naloga je skrb za permanenten razvoj, spremljanje dogajanja, koordinacija ter vodenje razvojnih nalog.

Pri razvojnih projektih sodelujejo tudi strokovnjaki iz drugih oddelkov ter zunanji sodelavci in razvojno-raziskovalne skupine na univerzah in zunaj njih.

2.2. Strojna oprema

Osnovni elementi strojne opreme podjetja so posamezni računalniki, povezani v omrežje. Ustrezne konfiguracije izberemo glede na vlogo, ki smo jo posameznim računalnikom namenili (osebni računalniki – odjemalci ali skupni računalniki – strežniki) ter glede na zahteve predvidene programske opreme.

Na omrežje (na posebne strežnike ali samostojno) priključimo tudi skupne periferne naprave (zmogljiv laserski tiskalnik, kvaliteten risalnik, optični čitalec, barvni ink jet tiskalnik in več enobarvnih matričnih ter ink jet tiskalnikov, faxmodem) ter skupne zunanje pomnilnike (tračne enote, diski). Posamezniki pa lahko omogočijo tudi dostope do perifernih naprav in zunanjih pomnilnikov, ki so priključeni na njihove osebne računalnike.

Oddaljene enote so povezane z modemske komunikacijami. Večje (razni obrati, večja gradbišča) so opremljene z več osebnimi računalniki, povezanimi v lastna lokalna omrežja.

Osnovna misel, ki nas vodi, je načelo, da ni inženirskega delovnega mesta brez računalnika.

2.3. Izobraževanje

Prva in ena izmed najpomembnejših nalog pri uveljavljanju informatike je dvig »računalniške pismenosti« v podjetju. S široko zasnovanim, obveznim in rednim izobraževanjem uporabnikov je potrebno najprej premagati strah pred uporabo računalnika in usposobiti vsakega posameznika za računalniška orodja, ki jih bo pri svojem delu potreboval. Vse je potrebno seznaniti z osnovami mrežnega okolja, operacijskim sistemom MS DOS, grafičnim okoljem Oken (MS Windows), urejevalnikom besedil ter elektronsko pošto. Nadaljnja izobraževanja potekajo po interesnih skupinah (elektronske preglednice, podatkovne baze, orodja za vodenje projektov, CAD orodja). Prav tako je potrebno sodelavce seznaniti tudi z možnostmi uporabe informacijskih tehnologij pri lastnih razvojnih nalogah.

Uspešnost vsakega izobraževanja preverimo s preizkusom znanja in stalno spremljamo tako uspešnost posameznih tečajev kot tečajnikov.

2.4. Programska oprema

Programsko opremo lahko glede na področje uporabe razdelimo v naslednje skupine:

- pisarniško poslovanje (urejanje besedil, hranjenje dokumentacije, OCR, elektronska pošta),
- komunikacije (elektronska pošta in prenos datotek iz oddaljenih lokacij),
- finančno poslovanje,
- gradbena komerciala (kalkulacije),
- planiranje proizvodnje,
- tehnološke obdelave.

2.4.1. Standardna orodja

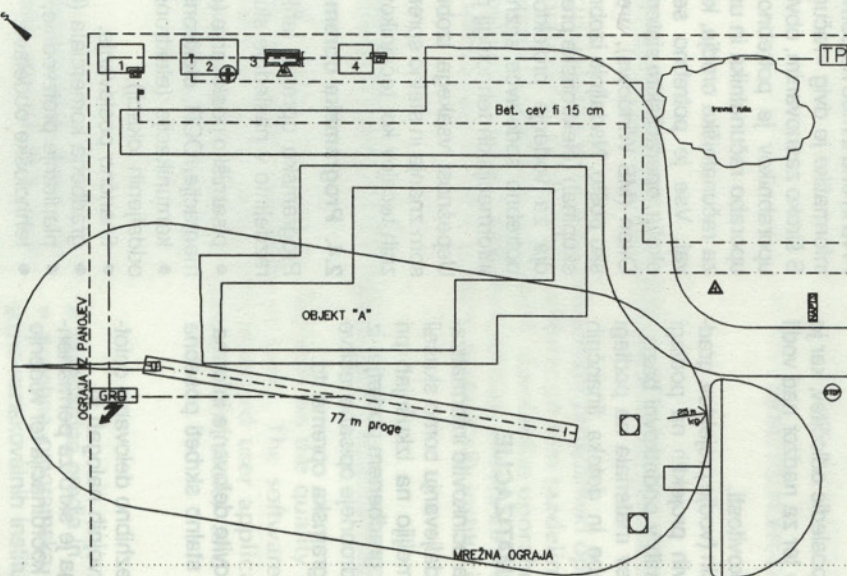
Splošna orodja v podjetju je potrebno izbrati na nivoju podjetja in vztrajati pri njihovi uporabi. Razlogi za to odločitev so očitni: manjši stroški pri nabavi in vzdrževanju programske opreme, izobraževanju in najvažnejše – kompatibilnost dokumentov.

Kot standardna orodja smo izbrali:

- urejevalnik besedil Work Perfect za DOS in Windows – datoteke za obe verziji imajo enak format in so zato prenosljive,

ORGANIZACIJA GRADBIŠČA

LEGENDA	
	VHOD NA GRADBIŠČE
	MEŠALEC
	PREDKLADALNI SILOS ZA BETON
	KROŽNA ŽAGA
	KONZOLNO DVIGALO
	PRVA POMOČ
	TELEFON
	GRADBIŠČNA RAZDELILNA OMARICA
	GASILSKI APARAT
	TRANSFORMATORSKA POSTAJA
	GRADBIŠČNA NAPISNA TABLA
	DALJAVNA
	PROMETNI ZNAKI
	STOJEČA VODA
	• KANALIZACIJSKI JAŠEK
	• KANALIZACIJSKI PRIKLJUČEK
	• VODOVODNI PRIKLJUČEK
	ZNAK ZA NEVARNOST
	TRAVNA RUŠA
	VODOVOD
	KANALIZACIJA
	ELEKTRIKA
	POLNA OGRAJA
	MREŽNA OGRAJA



DOLŽINE VODOV:		
VODA:		
1. Abakten cev 3/4"	m	158
2. Abakten cev 1"	m	0
3. Abakten cev 6/4"	m	0
KANALIZACIJA:		
1. Bet. cev fi 15 cm	m	171
ELEKTRIKA:		
1. Kabel	m	236
Dolžina polne ograje "PROH" m		292
Dolžina mrežne ograje m		175

PROVIZORIJI IN DEPONJE GRADBIŠČA:	
1. PISARNA	8,0 x 5,0 m
2. SARAKA	10,0 x 8,0 m
3. SARADOBNI KONTEJNER 6,00x2,4	
4. SARADOBNI KONTEJNER	8,0 x 5,0 m

Slika 1: Primer organizacijske sheme gradbišča s programom OrgraCad

- elektronske preglednice Quattro Pro,
- elektronsko pošto Perfect Office,
- vodenje projektov Primavera Project Planner for Windows,
- CAD sistem AutoCad ver. 12,
- OCR orodja podjetja Recognita.

Pri izboru smo imeli tudi nekaj sreče, saj so se prva tri orodja znašla pod okriljem podjetja Novell integrirana v skupnem paketu Perfect Office, namenjenem skupinskemu delu v Netware omrežju.

2.4.2. Aplikativna programska oprema

Z razvojem posebnih programskih orodij se na področju gradbeništva ukvarja kar nekaj raziskovalno-razvojnih skupin na univerzah in v samostojnih organizacijah. Uporabili smo naslednje programe, ki so nastali kot plod raziskovalnega dela Fakultete za gradbeništvo Univerze v Mariboru:

- programski paket Kalplan za povezavo finančnega in terminskega planiranja,
- programski paket Orgracad za izdelavo tehnične dokumentacije organizacije gradbišča,
- programski paket ACOP za izdelavo opaznih načrtov,
- programski paket OCENA za obračun učinkovitosti poslovanja gradbišča.

Programski paket Kalplan uporabljamo za povezavo med kalkulacijami in terminskim planiranjem. S pomočjo tega programa pretvorimo podatke o predračunskih postavkah

z razbijanjem in združevanjem v aktivnosti. Tako dobljene aktivnosti vsebujejo podatke o vseh virih, potrebnih za uspešno izvedbo.

Programski paket Orgracad rabi za izdelavo tehnične dokumentacije organizacije gradbišča – je sklop računalniških programov, ki omogočajo:

a) dimenzioniranje gradbiščnih kapacitet: predhodna numerična obdelava, ki obsega dimenzioniranje gradbiščnih kapacitet; deponij, provizorijev, prometnih poti, komunalnih vodov, bivalnih kapacitet ter pripravo tehnične dokumentacije, ki sodi k projektu organizacijske sheme gradbišča. Tehnično dokumentacijo pripravi na podlagi krojnih (template) datotek in izračunanih vrednosti.

b) izris organizacijske sheme gradbišča: osrednja grafična obdelava, kjer na podlagi predhodnega dimenzioniranja, knjižnic simbolov ter standardnih kontejnerjev konstruiramo organizacijsko shemo gradbišča – risba je obenem tudi grafična podatkovna baza (slika 1).

c) zaključna numerična obdelava (avtomatiziran popis pripravljanih del): pretvorba grafične podatkovne baze v standardno podatkovno bazo, iz katere dobimo v obliki izpisov spiske opreme, kontejnerjev, inštalacijskega materiala (vsega potrebnega za formiranje in delovanje gradbišča ter gradnjo).

Programski paket ACOP je namenjen za izdelavo opaznih načrtov. Deluje kot AutoLISP aplikacija znotraj programskega paketa AutoCAD in omogoča risanje opaznih pano-

Določanje povezav

Postavke	Z neizk.	Aktivnosti	Dodaj	Briši	Preimen.
1020040	053.49	011 Temeljenje			0004
		1 Gradbena jama			0003
1020181	000.00+	101 Temeljenje			0010
1020190	000.00+	102 Opaž stebrov			0006
1030010	000.00+	50 Opaž plošče			0007
1030150	000.00+	88 Betoniranje plošče			0001
1030160	000.00+				
1030220	100.00				
1030230	100.00				
1030250	100.00				
1030260	100.00				
1030400	100.00				

Poveži

Stand. Aktiv.

Izvoz Podatkov

Izhod

ČBR FI 6-12 MM

00138.500(050.00%) enot Aktiv.:1	Gradbena jama
00138.500(050.00%) enot Aktiv.:10	Betoniranje steb

277.00

enot a' SIT

16.52

= SIT

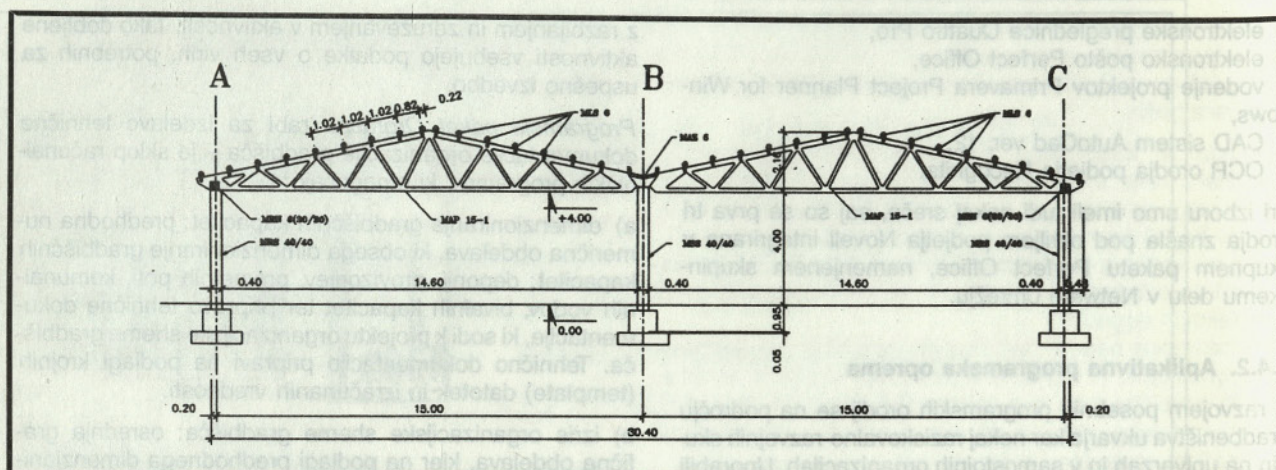
4.576.04

D-0024	.0355	UR	PK ŽELEZOKRIV
D-0034	.0255	UR	KV ŽELEZOKRIV
M-0253	.4066	KOM	B. PODLOŽKA DE
M-0255	.2066	KOM	B. PODLOŽKA DE
M-0822	.0066	KG	ŽICA ŽGANA
M-2911	1.0055	KG	ARM. Č0551 DO

Postavke Z vsebnosti

1020180	050.00	0001	0002
1020181	100.00	0002	0001

Slika 2. KalplanWIN



Slika 3. Primer prereza montažne hale

jev in opažnih načrtov. Rezultat predstavljajo načrti opažnih panojev, opažni načrti in samodejno pripravljene specifikacije potrebnega opažnega materiala.

Programski paket OCENA je namenjen izračunu učinkovitosti poslovanja gradbišča po metodologiji, ki primerja dopustne – predvidene porabe virov z dejansko porabo, ločeno za delo, material in mehanizacijo. Tako dobimo jasne kazalce učinkovitosti. Vhodne podatke o predvideni porabi virov program prebere iz kalkulacij, podatke o dejanski porabi pa vnesemo ročno. Kot rezultat dobimo razmerja med normirano in dejansko porabo, spremembo učinkovitosti poslovanja gradbišč in prihranek ali izgubo zaradi spremembe učinkovitosti poslovanja gradbišč.

Kot plod skupnega razvojnega dela fakultete za gradbeništvo s podjetji pa omenimo:

- reimplementacijo programskega paketa Kalplan za povezavo finančnega in terminskega planiranja v grafičnem okolju Oken (slika 2) in
- orodja v grafičnem okolju Oken (slika 2) in
- orodja za izrisovanje načrtov tipskih montažnih hal (slika 3).

Omenjeni programski paket Kalplan smo razvili z uporabo v grafičnem okolju Oken iz vsaj dveh razlogov:

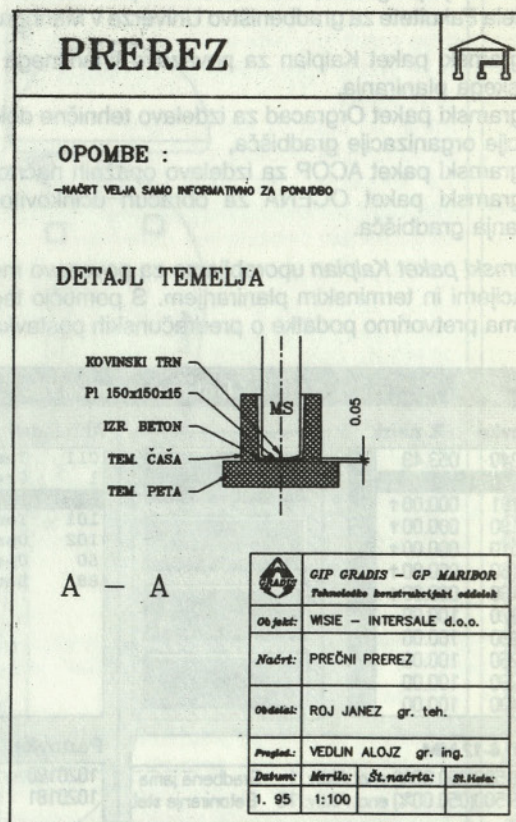
- Okna so postala običajno in neizogibno delovno okolje,
- tudi terminsko planiranje poteka v tem okolju, tako da smo lahko izkoristili vse njegove možnosti pri prenosu podatkov.

Orodja za izrisovanje načrtov tipskih montažnih hal so prav tako AutoLisp aplikacije, ki na podlagi knjižnic elementov omogočajo hitro izdelavo pozicijskih in montažnih načrtov s specifikacijo elementov.

Pripravljamo tudi vpeljavo OCR obdelave projektantskih popisov in DIS (direktorskega informacijskega sistema).

2.5. Težave pri uvajanju informatike v podjetjih

Osnovna težava pri uvajanju novosti je predvsem v



inertnosti človeka, ki ga je brez močne motivacije težko navdušiti za nove napore. Težava so seveda tudi finančna sredstva, ki jih je potrebno izločiti. Zato je nujno vse zaposlene v podjetju dobro seznaniti s prednostmi informatizacije:

- vodstvene strukture prepričati o finančni učinkovitosti uvajanja informatike in s tem ustvariti ustrezne pogoje za čim bolj nemoteno financiranje uvajanja,
- bodočim uporabnikom uslug informacijskega sistema prikazati prednosti, ki se bodo odražale v boljšem razmerju v korist kreativnemu delu, večji produktivnosti in posredno tudi boljšem zaslužku.

2.6. Rezultati uvajanja informatike

Rezultati se kažejo v večji kakovosti rezultatov dela, hitrejšem doseganju rezultatov in prihrankih, ki nastanejo zaradi večje preglednosti rezultatov proizvodnje ter možnosti hitrega preverjanja variant.

3. NAČRTI ZA PRIHODNOST

Načrti so zajeti v še nerealizirani nalogi: »Informatizacija gradnje – vpeljava informatike v proces gradnje od ponudbe prek spremljanja gradnje, analize uspešnosti do prenehanja obveznosti med izvajalcem in investitorjem«.

3.1. Zasnova

Razpisni popis dobimo v pisni obliki v podjetje. Dobljeni popis s pomočjo optičnega čitalnika digitaliziramo, nato ga s programsko opremo za OCR pretvorimo v tekstovno datoteko, ki je v računalniškem omrežju na razpolago kalkulantom, kooperacijskemu oddelku, vodstvu. Tekstovno datoteko pretvorimo v tabelo, ki je osnova za kalkulacije in vnosni podatek za orodje, ki postavke kooperantskih del spremeni v dopise, s katerimi zahtevamo ponudbe od kooperantov. Dopise pošlje računalnik samodejno (v času nižje tarife) po telefaksu na naslove skupin primernih kooperantov, ki so navedeni v podatkovni bazi. Povratne informacije obdelamo z orodji za izbiro najugodnejšega kooperanta za posamezna dela OptKoop.

Nove kalkulacije bodo delovale v okolju Windows. Vhodni podatek bo popis, pretvorjen v format podatkovne baze. Na osnovi opisa postavk bodo kalkulant gradili kalkulacijo. Podatkovno bazo cen bodo vzdrževali v nabavnem oddelku ob upoštevanju najugodnejših dobaviteljev na posameznih področjih. Komuniciranje med vodjem projekta, nabavo, tehnično pripravo dela in kalkulacijami bo potekalo prek elektronske pošte na standardiziranih elektronskih obrazcih. Rezultat kalkulacijskega postopka bo izračun lastne cene in elektronska preglednica, ki bo v pomoč pri končnih dogovorih o ceni (natančen izračun lastne cene ob upoštevanju najugodnejših ponudnikov in najprimernejše tehnologije in gumbi za reguliranje dobička na vseh segmentih ponudbe). Po pridobljenem delu se izbere ekipa glede na zahtevnost objekta in dosedanje rezultate posameznikov, projekt se zavede. Kalkulacija se dopolni na podlagi pogodbe.

S KalPlanom se pripravijo podatki za terminski plan. Za planiranje in spremljanje projektov uporabljamo računalniško orodje Primavera Project Planner for Windows. Delo koordinira vodja projekta. Na gradbišču se spremlja gradnja z računalnikom, podatki se prek elektronskih obrazcev

posredujejo v podjetje, kjer prek dogovorjenih oblik poročil posredujejo podatke vsem in v taki obliki, kot jih potrebujejo. Na gradbišču kot produkt rednega spremljanja izdelajo tudi situacijo. Sproti se analizira poslovanje gradbišča: časovno, finančno ter po porabi virov. Na podlagi analiz se ukrepa. Po končanju del se izdela pokalkulacija, ki pokaže sliko finančne uspešnosti projekta ob upoštevanju revalorizacije avansov in podobnih finančnih učinkov. Preveri pa se tudi korektnost podatkovne baze kalkulacij. Vodi se evidenca izgrajenih objektov z vsemi sodelujočimi (pomembnejšimi; vodstvo gradbišča, investitor, kooperanti) ter pomembnejšimi podatki o objektu, kot referenčna lista, kot pomoč pri oceni in izbiri kadra, kot pomoč pri reševanju reklamacij.

3.2. Upravičenost projekta:

Razen osnovnih prednostih računalniško podprtega poslovanja bo realiziran projekt omogočil:

- natančen pregled in predvidevanje dogajanja,
- z natančnostjo postopkov in enotnim vodenjem podatkov bo poslovanje popolnoma transparentno;
- med sistemsko analizo in kasneje med poslovanjem na novih temeljih se bodo kot na dlani odkrile vse slabosti sedanjega modela poslovanja in dela ljudi,
- na vsakem koraku bo možno dosegati velike prihranke (pravilno postavljena cena in določen maneverski prostor, ki še omogoča pozitivno gradnjo pri sklepanju pogodb z investitorjem, optimalna izbira lastne ekipe na gradbišču, optimalna nabava materiala, optimalna izbira kooperanta, optimiranje porabe materiala na gradbišču)
- sistem poslovanja, urejenost, komunikacija s partnerji in kakovostna dokumentacija bo dvignila rating podjetja,
- vodstvo in ljudje bodo imeli pregled nad svojimi dosežki in bodo temu primerno nagrajevani, s tem pa kar najbolj stimulirani za varčno in učinkovito delo,
- z uporabo najsodobnejših orodij, tehnologij in principov bo ob uspehi izvedbi projekta naše poslovanje primerljivo z najurejenejšimi podjetji,
- z uvedbo Direktorskega Informacijskega Sistema bomo oskrbeli vodstvo s podatki potrebnimi za učinkovito delovanje.

4. ZAKLJUČEK

Informatika v gradbenem podjetju prevzame rutinska opravila in kot v vsakem podjetju pripomore k hitrejšemu ter kakovostnejšemu delu. Tako ostane ljudem več časa in energije za ustvarjalne naloge. V gradbeništvu je težava v pomanjkanju primernih orodij, ki bi pokrivala čimveč nalog s področja tehnologije. To težavo večina podjetij rešuje z lastnim razvojem in s skupnim razvojem v raziskovalnih ustanovah.

LITERATURA

1. Žarko Povše; Računalniško podprt informacijski sistem poslovanja gradbišč, magistrska naloga, FAGG Ljubljana, 1994.
2. Mirko Pšunder, Tonček Žigante; Computer aided shuttering design for housing building, 22nd International IAHS symposium, Salzburg, 1994.
3. Mirko Pšunder, Matjaž Nekrep; Priprava tehnične dokumentacije organizacije gradbišča s pomočjo računalnika, poročilo o delu raziskovalne naloge za leta 1992, 1993, 1994.

IZBIRA KAMNINSKE SUROVINE ZA OBRABNE ASFALTNE PLASTI

Selection of rock material for surface asphaltic layers

UDK: 552:693.78

MIRKA TRAJANOVA, ANA MLADENVIČ

P O V Z E T E K

S pričujočim prispevkom želiva opozoriti uporabnike, kako pomembno je dobro poznavanje lastnosti kamnin, ki so posledica njihove geneze, mineralne sestave in teksturno-strukturnih značilnosti. Te direktno vplivajo na njihove fizikalno-mehanske in obstojnostne karakteristike ter določajo njihovo uporabno vrednost. S tega stališča so za vgradnjo v obrabne asfaltne plasti uporabne izključno silikatne kamnine, predvsem iz skupine bazičnih predornin s porfirsko, intersertalno ali ofitsko strukturo.

S U M M A R Y

We wish to draw attention of the users that good knowledge of rocks properties is inevitable for making decisions about their use. They result from rocks genesis, their mineral composition and structural-textural properties. From that point of view only silicate rocks, above all from the group of basic volcanic rocks, are applicable for surface asphaltic layers. Among them the one with porphyric, intersertal or ophitic texture are the most suitable.

1. UVOD

V zadnjih nekaj letih, predvsem pa po letu 1993, so se močno intenzivirale aktivnosti pri obnovi starih in gradnji novih cest. S tem se je v kratkem času pojavila potreba tudi po veliki količini kakovostnega kamninskega materiala, saj v različnih konstrukcijskih plasteh delež agregata doseže tudi 90 %. Vpliv mineralnega agregata na trajnost, kakovost in vozne lastnosti cestišča je torej očiten. Istočasno je v času uporabe sam mineralni agregat v cestni konstrukciji izpostavljen različnim zunanjim vplivom:

- **mehanskim,**

povzroča ga gibanje vozil, ki se kaže kot pritisk, udarci in trenje. Posledica je postopen nastanek razpok, v katere prodira voda s svojimi reaktanti in mehansko ter kemično uničuje zrna;

- **atmosferskim,**

odražajo se v delovanju temperaturnih sprememb, zmrzali in zlasti deževnice, ki je lahko v industrijskih področjih izredno agresivna. Voda je najpomembnejši dejavnik

razpadanja kamnin. Raztapljanje, hidroliza in hidratizacija kot procesi kemičnega razpadanja ter mnogo hitrejši procesi fizikalnega razpadanja lahko kamen uničijo v kratkem času. Fizikalni procesi so v tesni povezavi z razporeditvijo, velikostjo in medsebojno povezanostjo por. Hidrofilna narava kamna omogoča prodiranje vode v najfinejše pore, vlažnost kamna se spreminja celo z nihanjem atmosferske vlage. Voda, ki prodre v kamen, slabi kohezijo med mineralnimi zrnji ali plastmi. Spremembe temperature, vlaženje in sušenje prav tako slabijo kohezijo, saj se mineralna zrna pri tem krčijo in širijo. Te dilatacije so neenakomerne celo pri monomineralnih kamninah. Zimsko soljenje povzroča v mineralnih zrnih pojav kristalizacijskih pritiskov, ki so še večji kot pritiski pri zmrzovanju vode.

Glede na omenjene poznane vplive in interakcije so v obliki standardov, pravilnikov in tehničnih pogojev podani osnovni kakovostni kriteriji, ki predpisujejo kakovost tehničnega kamna kot surovine za pripravo agregatov za cestogradnjo.

AVTORJA:

Mirka Trajanova, dipl. inž. geol., višja strokovna sodelavka, Inštitut za geologijo, geotehniko in geofiziko – GZL
Ana Mladenovič, dipl. inž. geol., strokovno raziskovalna sodelavka, Zavod za gradbeništvo – ZRMK

Ti so še posebej strogi v primeru materialov za obrabne plasti asfaltnih cestišč. Kakovostnim kriterijem navadno ustrezajo le predornine (eruptivne kamnine). Take kamnine v Sloveniji sicer imamo, vendar pa v njih ni niti enega delujočega kamnoloma. Ker so za odprtje ali reaktiviranje kamnolomov potrebne dolgotrajne in obširne raziskave za ugotavljanje zalog in kakovosti materiala, ki so povezane z velikimi finančnimi sredstvi, tudi ni pričakovati, da bi tak kamnolom lahko imeli v prvi fazi izgradnje naših avtocest. Zaenkrat smo vezani izključno na uvoz, predvsem iz Hrvaške in Avstrije.

Pri tem se srečujemo z velikimi težavami. Za naše kamnolome še vedno velja **Pravilnik o uvrščanju zalog trdnih mineralnih surovin v razrede in vrste in o njihovi evidenci** (Uradni list SFRJ, št. 53/79), ki predpisuje stopnjo raziskanosti glede na tip kamnine. Surovine iz naših ležišč so zato znane, tako s stališča zalog kot tudi kakovosti in uporabnosti za različne namene. Absurdno pa je, da strogih kriterijev, ki veljajo za naše surovine, ne upoštevamo tudi pri uvozu materialov iz tujih kamnolomov. Tako se pogosto zgodi, da se za deklarirano prvo kakovostjo surovine skriva nekakovosten in namenu neustrezen material. Delno je to posledica slabe raziskanosti tujih nahajališč, delno pa tudi poskusov podtikanja in prodaje tako rekoč jalovinskega materiala porabnikom v Sloveniji. Istočasno je sporen tudi predpis, ki dovoljuje izdajo uvoznega certifikata o kakovosti na podlagi prinesenega vzorca, ne da bi poznali geološke in mineraloško-petrografske razmere v nahajališču.

2. OSNOVNE ZNAČILNOSTI NAHAJALIŠČ PREDORNIN

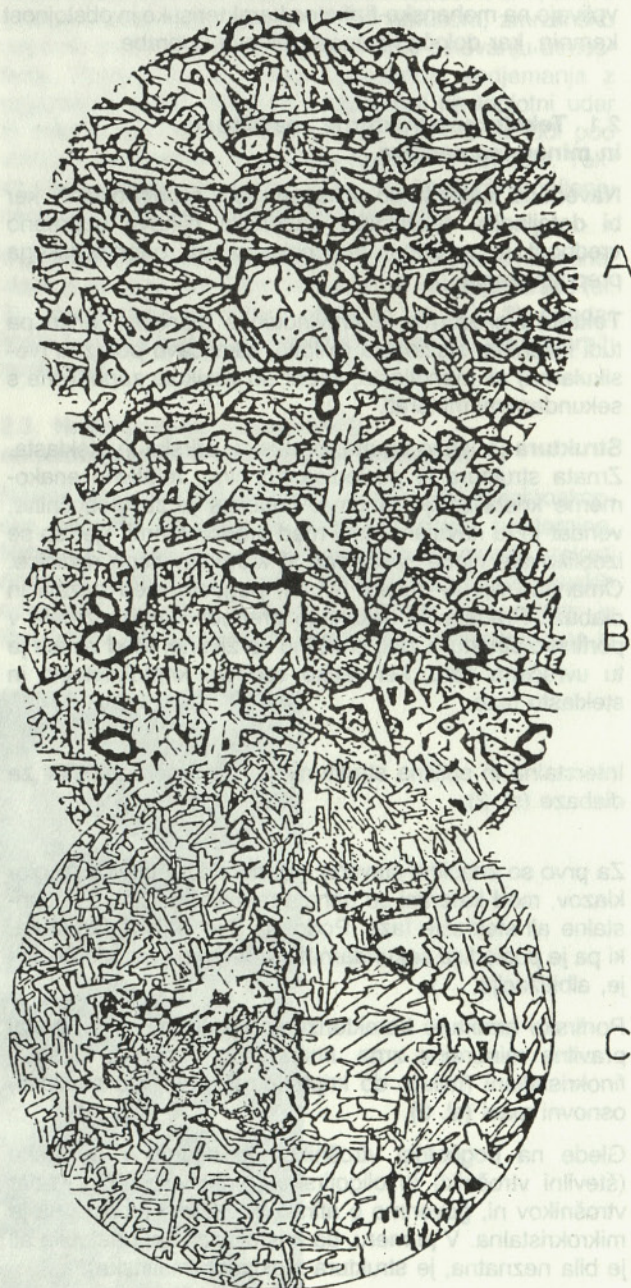
Pod naziv eruptivne kamnine v gradbeništvo pogosto uvrščajo vse magmatske kamnine. Ime **eruptivec** izhaja iz naziva **erupcija**, ki pomeni izbruh, izliv vulkanskega materiala (lave, piroklastov, plinov) na zemeljsko površje in predstavlja le del vulkanskih kamnin (predornin). Zato bomo v nadaljnjem besedilu uporabljali ime **predornine** za celotno skupino vulkanskih kamnin in **izlivne** kamnine za eruptivec.

Predornine so nastale iz magme, ki je prodrla v plitve dele zemljine skorje ali celo na površino. Posledica tega je relativno hitro ohlajanje žareče mase, zaradi česar je nastala tako imenovana porfirna struktura. V odvisnosti od količine lahkih komponent in sredine izliva so predvsem izlivni različki bolj ali manj votličavi in imajo pogosto afirsko strukturo.

Mineralna sestava magmatskih kamnin je odvisna od kemizma izhodiščne magme. Na podlagi kemijskih načel so razdeljene v grobem na ultrabazične, bazične, srednje (intermediarne) in kisle. Med vulkanskimi različki so daleč najpogostejši bazalti, in sicer kalcijsko alkalna vrsta, ter plitvi izlivi diabaza (Williams et al., 1982, 95), torej bazične predornine. Zaradi različnih mehanizmov nastanka magme kot tudi njenega prodiranja skozi skorjo, za kar obstajajo različne teorije (Souček et al., 1989, 78/81), bazične izlive navadno spremljajo tudi srednje in kisle predornine (npr. andeziti, trahiti, daciti, rioliti). Pred-

vsem kisle različki so prevladujoče piroklastični (vulkanske breče, tufi, ignimbriti, plovci) in pogosto resedimentirani (Ward, 1989, 3). Skupaj nastopajo predornine in njihovi tufi, ki so lahko tektonsko porušeni, saj je pojavljanje predornin vezano na tektonsko aktivna območja. Običajno so jim primešane tudi matične kamnine okolice izliva, kot so breče, peščenjaki, glinasti skrilavci in številne druge sedimentne kamnine.

Če se spomnimo na prej omenjene zakonitosti in značilnosti pri nastanku ležišč predorninskega materiala in



Slika 1: Trije različki ofitskih struktur: subofitska (A), ofitska (B) in pojkiloofitska struktura bazaltov (C). A in B iz Williams et al (1982), C iz Dudek et al (1962).

upoštevamo stroge zahteve glede kakovosti, se nam Pravilnik o uvrščanju zalog trdnih mineralnih surovin v razrede in vrste in o njihovi evidenci pokaže kot primeren in smislen. Detajlno poznavanje nahajališča predstavlja izhodišče za izdelavo programa eksploatacije, ki bo upošteval in s stališča kakovosti ovrednotil vse različne kamnin.

Našeta dejstva, vrsta, velikost in okolje izliva ter sekundarne spremembe so bistveni dejavniki, zaradi katerih so nahajališča predornin pogosto zelo nehomogena. Geološki parametri niso namen samim sebi, ampak neposredno vplivajo na mehansko-fizikalne karakteristike in obstojnost kamnin, kar določa možnosti njihove uporabe.

2.1. Teksturno-strukturne značilnosti in mineralna sestava

Navedene lastnosti so prikazane le v grobih okvirih, ker bi detajlnejša razčlenitev zasenčila njihovo uporabno vrednost in možnost makroskopskega orientacijskega prepoznavanja.

Tekstura predornin je pravladujoče masivna, lahko pa tudi fluidalna, blazinasta (pillow), luknjičavo porozna (vesikularna) ali mandljasta, kadar so vesikule zapolnjene s sekundarnimi minerali.

Struktura je lahko zrnata, porfirska, afirska in steklasta. Zrnata struktura je posledica popolne, relativno enakomerne kristalizacije magme. Značilna je za globočnine, vendar jo tu navajamo tudi med predorninami, kjer so se izoblikovale njene specifične in karakteristične različice. Omenimo naj le ofitsko (sl. 1), pogosto med bazalti in diabazi. Predstavlja nekakšno prehodno obliko zrnate v porfirsko strukturo, bolj značilno za žilnine. Med zrnate je tu uvrščena zato, ker redko vsebuje kriptokristalno in steklasto fazo.

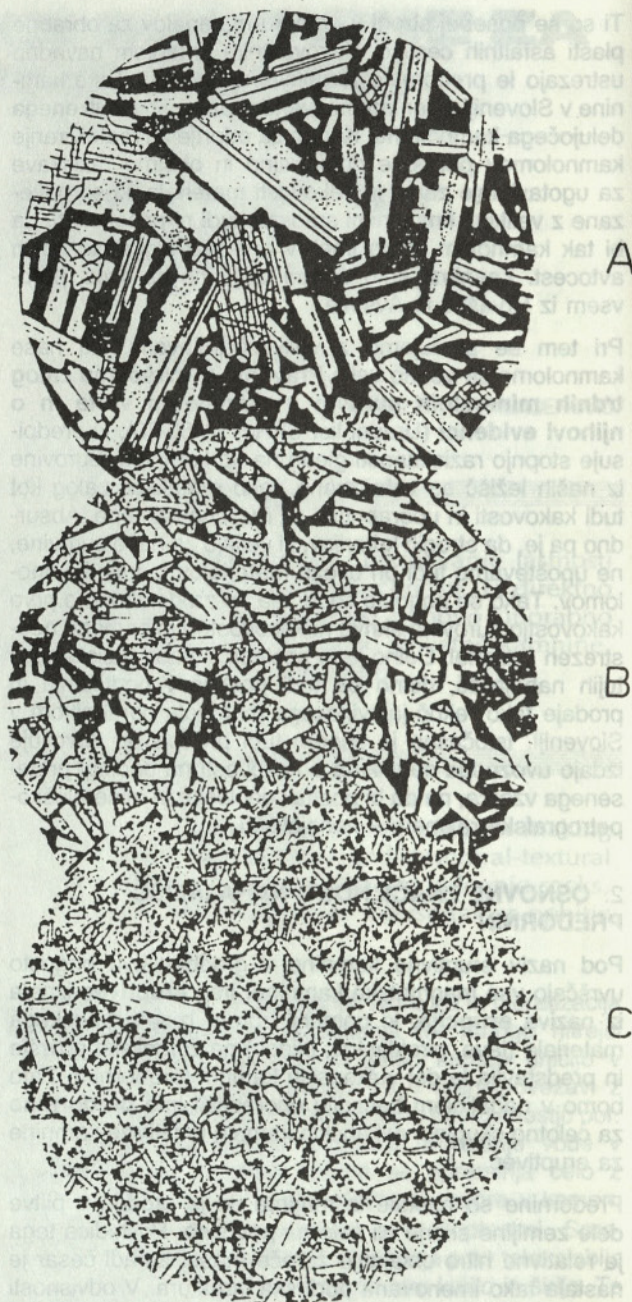
Interstalna in spilitna struktura sta predvsem značilni za diabaze (sl. 2).

Za prvo so značilne številne, neorientirane letvice plagioklazov, med katerimi se nahaja manjša količina mikrokristalne ali steklaste faze. Podobna ji je spilitna struktura, ki pa je posledica sekundarnih sprememb (npr. kloritizacije, albitizacije, ...).

Porfirsko strukturo karakterizirajo relativno velika, dokaj pravilna mineralna zrna, imenovana vtrošniki, ki so v finokristaljeni (mikro. do kriptokristalni ali celo steklasti) osnovni masi (sl. 3).

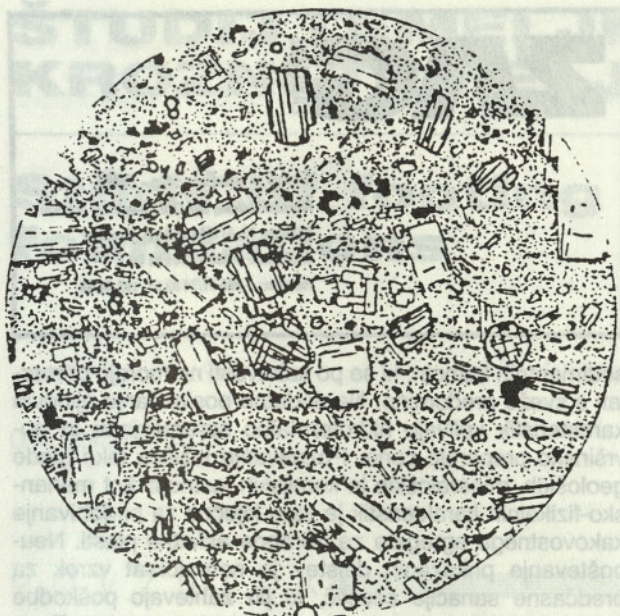
Glede na pogostost vtrošnikov jo delimo v polifirsko (številni vtrošniki) in oligofirsko (redki vtrošniki). Kadar vtrošnikov ni, govorimo o afirski strukturi, kamnina pa je mikrokristalna. V primeru, da kristalizacija ni nastopila ali je bila neznatna, je struktura steklasta (hialinska).

Mineralna sestava predornin je odvisna od njihove vrste. Pri bazičnih različnih (bazalti, diabazi) so bistveni minerali vtrošniki bazičnih plagioklazov, piroksena, olivina, amfibol



Slika 2: Intersertalna struktura (A in B) (Williams et al, 1982) in spilitna struktura (C) (Dudek et al, 1962) v diabazih.

la, glinenčevih nadomestkov (feldspatoidov) v mikrokristalni osnovi podobne sestave. Srednje (intermediarne) predornine (npr. andezit, porfirit) vsebujejo pretežno vtrošnike srednjih plagioklazov (andezin in labradorit), spremenljivo količino kremenca, med barvnimi minerali pa predvsem rogovačo, biotit in piroksene. Med mikroliti osnove prav tako prevladujejo plagioklazi s primesmi ostalih mineralov. Pri kislih predorninah so bistveni minerali kremen in alkalni glinenci, ki jih spremljajo sljude (biotit, muskovit), amfiboli in pirokseni.



Slika 3: Porfirna struktura andezita (Dudek et al., 1962).

Glavni minerali ultrabazičnih kamnin so pirokseni, amfiboli in olivin, ki jih spremljajo še Mg-sljude in glinenčevi nadomestki (levcit, nefelin).

Vse kamnine in tudi predornine so podvržene sekundarnim spremembam. Te se lahko začnejo že v zgodnji fazi nastajanja kamnine, predvsem pa v stiku z nizkimi pritiski in temperaturami na zemeljskem površju. Novonastali tekstura in struktura ter sekundarni minerali (npr. minerali

glin, kloriti, karbonati, zeoliti, sulfati, ...) običajno poslabšajo mehansko-fizikalne lastnosti in obstojnost kamnin. Še zlasti negativne spremembe so površinsko preperevanje in nekateri hidrotermalni procesi (sericitizacija, kaolinizacija, opalizacija, ...).

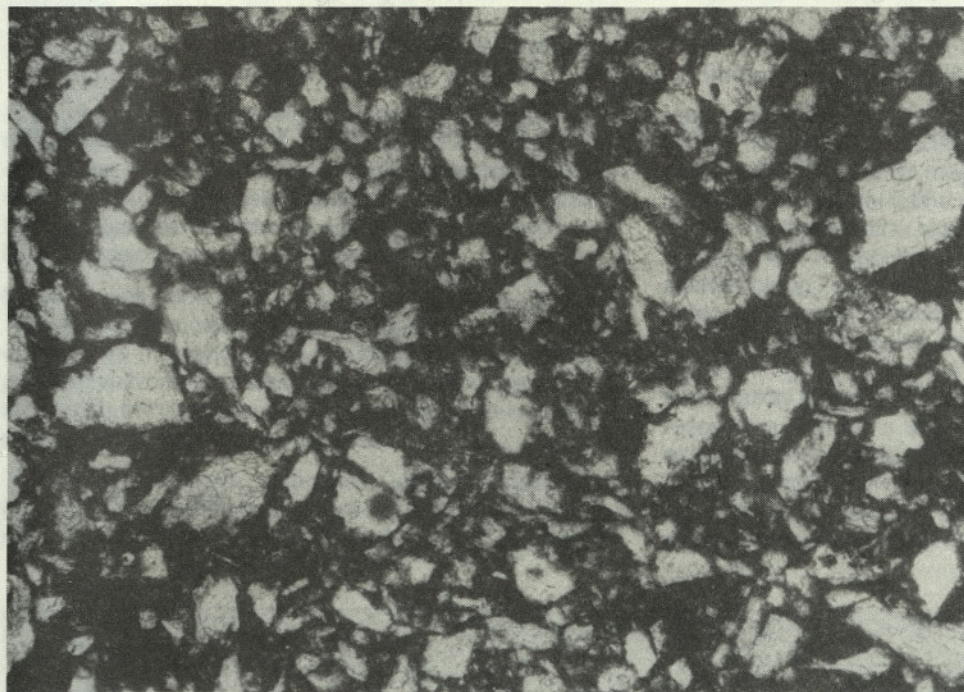
2.2. Mehansko-fizikalne karakteristike in obstojnost

Mehansko-fizikalne karakteristike in obstojnost kamnin izhajajo iz doslej prikazanih lastnosti. Za obrabne plasti cestišč so zahtevane kamnine, ki so zadosti trdne, žilave (odporne proti udarcem), z nizkim obrušom, zmrzlinško odporne in iz mineralov, odpornih proti delovanju atmosferilij. Pomembna je dobra sposobnost sprejemanja z organskimi vezivi (bitumen), odpornost na toplotni udar in mikrohrapavost površine, ki naj se ohranja tudi pod vplivom obremenitev v daljšem časovnem obdobju. Teksturne lastnosti morajo biti takšne, da bodo ob drobljenju nastajala zrna čim bolj izometrične oblike.

Opisanim zahtevam ustrezajo izključno silikatne kamnine, zlasti iz skupine bazičnih predornin, ki imajo porfirsko (sl. 3), intersertalno ali ofitsko strukturo (sl. 1 in 2), vendar brez steklaste faze in z minimalno vsebnostjo sekundarnih mineralov.

2.3. Najpogostejši povzročitelji nehomogenosti v nahajališčih predornin

Največ težav povzročajo tufske kamnine, ki jih makroskopsko pogosto ne moremo ločiti od sveže predornine. Njihova kakovost je odvisna predvsem od vrste in zrelosti (trdnosti, obstojnosti) veziva ter kristalnih in kamninskih odlomkov, če so ti prisotni v kamnini. Tak primer je litokristalni tuf. Če vsebuje kakovostna odlomčna zrna in



Slika 4: Tufski peščenjak z limonitiziranim hematitnim vezivom.

trdno, obstojno, kristaljeno vezivo, je lahko ustrezen surovinski material za pripravo agregata za obrabne asfaltne plasti. V primeru, da je vezivo slabo kristaljeno (koloidno) (sl. 4) ali mineraloško nestabilno, odlomki pa mehansko neodporni (glianste ali steklaste sestave), so taki tufi povsem neprimeren material za obrabne plasti.

Namenu prav tako ne ustrezajo predornine iz preperelih ali tektonsko močno poškodovanih con. Prve imajo zaradi spremenjene mineralne sestave slabše mehanske in obstojnostne karakteristike, pri drugih pa zaradi skrilave teksture pri predelavi ni mogoče pridobiti izometričnih zrn agregata.

Zaradi že omenjene nehomogenosti večine ležišč predornin je selektivno pridobivanje kakovostnega materiala sicer nujno, vendar v praksi težko izvedljivo, zato je potrebno nenehno spremljanje njihovih mehansko-fizikalnih in kemičnih (odpornost proti atmosferskim vplivom) parametrov.

3. ZAKLJUČEK

Ležišča predornin so zaradi svojega nastanka pogosto nehomogena. Vsebujejo primesi tufov, neredko tudi drugih

ZAG

Zavod za gradbeništvo - ZRMK

National Building and Civil Engineering Institute

Dimitrova 12, 61109 Ljubljana, Slovenija

Tel./Phone: +386 61/188 81 00

Faks/Fax: +386 61/34 83 69, 188 84 84

sedimentnih kamnin, ki se po kakovosti ne morejo primerjati s svežo predornino. Na dodatno poslabšanje njihovih karakteristik vplivajo hidrotermalno spremenjene in površinsko preperene cone. Poznavanje ležišča tako glede geoloških, mineraloških in kemijskih lastnosti kot mehansko-fizikalnih karakteristik je zato ključno za pridobivanje kakovostnega agregata za obrabne asfaltne plasti. Neupoštevanje prikazanih dejstev je nemalokrat vzrok za predčasne sanacije cestnišč, ki jih zahtevajo poškodbe zaradi vgradnje nekakovostne kamninske surovine. Za to bi lahko navedli številne primere, kar pa zaenkrat ni bil najin namen.

LITERATURA

1. Bilbija, N., 1988: Tehnička petrografija. Naučna knjiga, Beograd.
2. Dudek, A., Fediuk, F., Palivcova, M., 1962: Petrograficke tabulky. Československa Akad. ved, Praha.
3. Souček, J., Holub, F. V., Jelinek, E., Klapova, H., 1989: Calc-alkaline Rocks; v Bowes, D. R. (Ed), Encycl. Ign. Met. Petr. VNR, New York.
4. Ward, F. R., 1989: Acid(ic) Igneous Rocks; v Bowes, D. R. (Ed). Encycl. Ign. Met. Petr. VNR, New York.
5. Williams, H., Turner, F. J., Gilbert, C. M., 1982: Petrography. W. H. Freeman and Co., New York.
6. Pravilnik o uvrščanju zalog trdnih mineralnih surovin v razrede in vrste in o njihovi evidenci. Uradni list SFRJ, št. 53/79, Beograd.
7. Skupnost za ceste Slovenije, 1989: Popis del in posebni tehnični pogoji za voziščne konstrukcije. Knjiga 4. Ljubljana.

ŠTUDIJ TEMELJNIH PODPLATOV – KROŽNI TEMELJI

Study of footing – circular foundations

UDK: 624.04:624.072.2

SVETKO LAPAJNE

POVZETEK

Avtor prikazuje rezultate svojega dopolnilnega študija krožnih podplatov za temelje stebrov. Objave iz l. 1988 in iz l. 1994 v G. V. dopolnjuje s preverjanjem deformacije v četrtini plošče ($R/2$) in krivuljami višje stopnje: $y = k_4 x^4$ za centrično obremenitev in $y = k_3 x^3$ za vrtilno obremenitev M.

SUMMARY

The author shows the results of his additional study of circular footings for foundations. His publications from the years 1988 and 1994 in G. V. are completed with a control of deformations in the quarter ($R/2$) of the plate and with the pression-curves of higher degrees: $y = k_4 x^4$ for a central charging and $y = k_3 x^3$ for a rotation moment M.

Avtor je objavil že dve študiji temeljnih podplatov. Prvi članek, objavljen v G. V. l. 1988, št. 10-12, str. 193–198, obravnava razpored talnih reakcij pri centrični osni obremenitvi podplata. Pri zelo togem podplatu in pri podajnih tleh se pojavljajo na robovih osti reakcij, ki znatno povečujejo upogibne momente podplata.

Drugi članek, objavljen v G. V. l. 1994, št. 6-8, str. 152–154, obravnava problem talnih reakcij pod vplivom upogibnega momenta in seveda velikosti zasuka temelja pod tem vplivom. Oba članka se omejujeta na preverjanje sredinskih in robnih usedkov, za razdelitveno krivuljo pa predpostavljata kvadratno parabolo.

Ta študija obravnava natančneje krožne podplate, tako pod vplivom osne obremenitve kot pod vplivom upogibnega momenta. Avtor se je natančneje lotil študija mo-

mentne črte, pri čemer je preverjal tudi ustreznost posedka v vmesni točki v oddaljenosti $R/2$ od središča krožnega podplata. Tako je mogel za razdelilno linijo reakcijskih pritiskov od centrične obtežbe pritegniti še dodatno krivuljo parabole četrte stopnje: $p = p_4 \cdot (r/R)^4$. Pri obravnavanju vpliva upogibnega momenta in posledičnega zasuka okrog ravne osi je pritegnil v razdelilni diagram poleg Hookeove premice še parabolo tretje stopnje: $p = p_3 \cdot (r/R)^3$. Za nujno potrebni izračun deformacije v četrtini kroga ($r = R/2$) ni uspelo izvesti izračuna po matematični integracijski poti, temveč je bilo treba nalogo reševati numerično s seštevanjem koničnih lamel kroga oziroma njih številčnih vrednosti iznosov za posamezne količine elastičnih vrednot. S primerjavo z matematičnimi rezultati za posamezni enostavni primer je bila dokazana enakovrednost postopka. Rezultati so naslednji:

AVTOR:

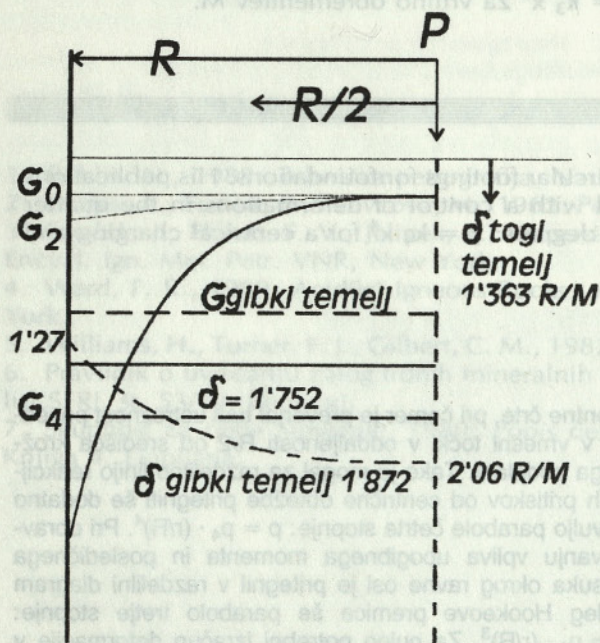
prof. Svetko Lapajne, dipl. inž.

Centrična obremenitev podplata s silo P

Napetost (del)	$\sigma_0 = k_0$	$\sigma_2 = k_2 x^2$	$\sigma_4 = k_4 x^4$	Σ
V sredini	1,0	0	0	1,0
V četrtini R/2	1,0	0,18	0,72	1,90
Na robu R	1,0	0,72	11,53	13,25
V odstotkih	7,55	5,43	87,02	100,00
Ustrezne sile	19,2	7,2	73,6	100,00 %
Ustrezni posedek $\delta = R/E_z$	0,384	0,096	0,883	1,363
V odstotkih	28,1	7,1	64,8	100,00 %

Primerjava s kvadratno parabolo (objava l. 1988)

	Sredina $r = 0$	Četrtnina $r = R/2$	Rob $r = R$	
Izračunano	1,0	1,90	13,25	$\sigma_0 + \sigma_2 + \sigma_4$
Po objavi	0,50	2,75	9,50	kvadratna parabola
Razlika	+0,50	-0,85	+3,75	

Prikaz reakcijskih pritiskov in usedkov

Polna črta: redistribuirani pritiski, enak usedek.

Črtkano: primerjava z gibkim temeljem, Hookeovi pritiski, kriv usedek.

Redistribucija reakcijskih pritiskov tal zmanjšuje posedek od 2,0 s povprečjem na 1,752 na samo 1,363 R/E_z . Napetostna ost povečuje upogibne momente. Ročica reakcij, ki znaša pri enakomerni obtežbi 0,667 R, se v konkretnem primeru poveča na 0,816 R (za 22,5 %). Ker

dimenzioniramo na upogibni moment ob stiku roba stebra, bo na tem mestu originalni (Hookeov) upogibni moment manjši. Če bo premer stebra recimo 0,167 (= 1/6) premera podplata, se bo naš kritični upogibni moment povečal kar za 30 %.

	Sredina	Četrtnina	Rob	
Napetost				
po Hookeu	1,00	1,00	1,00	
Po sestavi krivulj	0,192	0,366	2,545	
Deformacija				
po Hookeu	2,00	1,878	1,274	R/E_z
Po sestavi krivulj	1,363	1,363	1,363	R/E_z

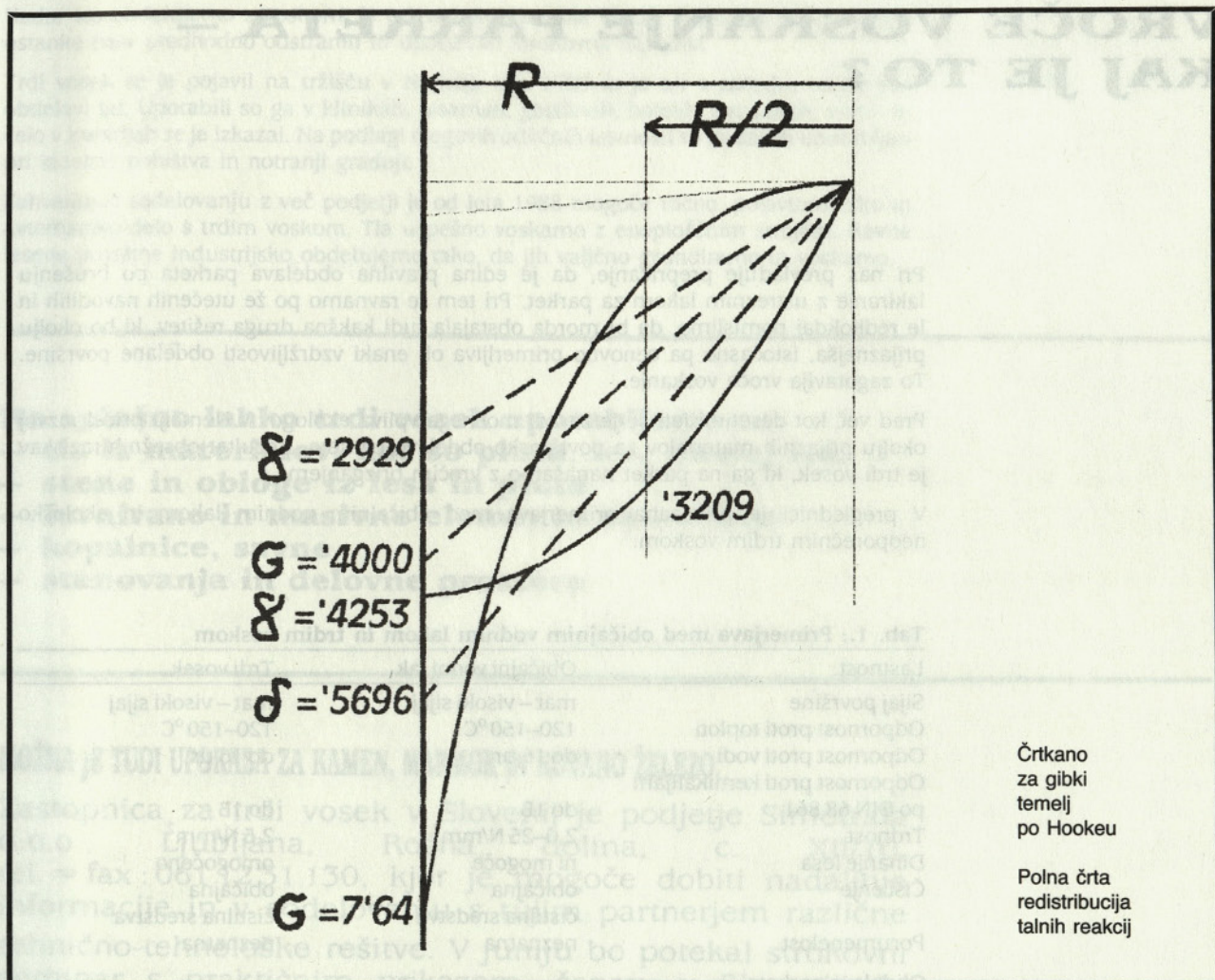
Obremenitev podplata z vrtilnim momentom M

Namesto Hookeove premice je bila privzeta kombinacija te premice v vrednosti 9 % M in napetostne kubične parabole v vrednosti 91 % vrtilnega momenta M. Zaradi matematičnega postopka je bila privzeta razdelitev napetosti vzporedno z vrtilno osjo v liniji premice in analogno tudi deformacija, kar ustreza le povprečju napetostne in deformacijske funkcije. Ta neustreznost je morala biti privzeta zaradi računskega postopka. Rezultati so naslednji:

	Sredina	Četrtnina	Rob	
Poveski:	naklon	povesek	povesek	
Gibki temelj				
σ po Hookeu	0,714/R	0,3209	0,4253	$R/E_z \times \sigma$
$\sigma = k_3 x^3$	0,2502/R	0,1288	0,2798	$R/E_z \times \sigma$
σ Hookea $\times 0,09$	0,0667/R	0,0288	0,0383	$R/E_z \times \sigma$
$\sigma = k_3 x^3 \times 0,91$	0,2277/R	0,1172	0,2546	$R/E_z \times \sigma$
Skupaj	0,2944/R	0,1460	0,2929	$R/E_z \times \sigma$
Napetosti:				
po Hookeu 100 %		2,00	4,00	$M/R^3 1/\pi$
za $\sigma = k_3 x^3$		1,00	8,00	$M/R^3 1/\pi$
σ Hookea $\times 0,09$		0,18	0,36	$M/R^3 1/\pi$
$\sigma = k_3 x^3 \times 0,91$		0,91	7,28	$M/R^3 1/\pi$
Skupaj		1,09	7,64	$M/R^3 1/\pi$

Redistribucija napetosti zvišuje robni pritisk na tla za 91 % v osti (7,64/4,00). Istočasno se zmanjšuje nagib temelja pod vplivom vrtilnega momenta: Od povprečnega nagiba po Hookeovih napetostih v vrednosti 0,5692 na vrednost 0,2929, to je za 48,5 odstotka, skoraj na polovično vrednost. To predstavlja povečanje vrtilne togosti temelja za 94 odstotkov. Oddaljenost težišča talnih reakcij meri po Hookeovem razporedu $3\pi R/16 = 0,589 R$, po razporedu $k_3 x^3$ pa $15\pi R/64 = 0,736 R$; pri naši distribucijski kombinaciji le 0,723 R. To pa ni pomembno, ker je vrtilni moment podan z zahtevo in se ne spreminja.

Prednja izvajanja so prikazala redistribucijo reakcijskih talnih odporov zemljine pri njeni elastični podajnosti in neskončno togem, nepodajnem temelju. Ta redistribucija povečuje robne reakcije tal in jih zmanjšuje v notranjosti



podplata, posebno pri zelo stisljivih zemljinah. Čim bo modul zemljine E_z sorazmerno visok, temeljni podplatni krožnik pa zelo vitek, posebno na temeljnih skalnatih tleh, bo redistribucija talnih reakcij obratna: deformacija krožnega podplata bo dvignila obod in ga morda kar odlepila od naravne skale. V mnogih primerih pa bo rešitev v neki vmesni distribuciji pritiskov, ki bo ustrezala enaki deformaciji roba krožnega podplata: deformaciji samega podplata + stisnjenju zemljine na robu.

Za izračun podajnosti roba krožnega podplata navzgor je avtor izpeljal zelo enostavni izraz:

$$\delta_b = 1,1 \frac{R v^3}{E_b} \quad [\text{za širino odpora } b = R/2].$$

Pri tem pomeni znak v vitkost podplata na stiku s stebrom:

$$v = \frac{R \text{ podplata}}{h \text{ debelina podplata}},$$

E_b je elastični modul betona podplata. Poiskati bo pač treba takó za deformacijo kot za talne pritiske vmesno linijo med črtkanimi vrednostmi za rešitev po Hookeu in polno risanim diagramom za neskončno togi temelj pri podajni zemljini. To velja tako za same deformacije kot tudi za reakcijske pritiske. Za dimenzioniranje odločilne črte deformacij in pritiskov bodo pač bližje krivulji, kateri se bliža dejansko stanje. Kot rečeno, pri temeljenju na skali bo potekal proces redistribucije v obratnem smislu, središče podplata bo prevzemalo večje pritiske, rob podplata bo razbremenjen, upogibni momenti v podplatu pa še manjši od izračunanih na klasični način po Hookeu.

VROČE VOSKANJE PARKETA — KAJ JE TO?

Pri nas prevladuje prepričanje, da je edina pravilna obdelava parketa po brušenju lakiranje z ustreznim lakom za parket. Pri tem se ravnamo po že utečenih navodilih in le redkokdaj pomislimo, da bi morda obstajala tudi kakšna druga rešitev, ki bo okolju prijaznejša, istočasno pa cenovno primerljiva ob enaki vzdržljivosti obdelane površine. To zagotavlja vroče voskanje.

Pred več kot desetimi leti se je zaradi močnega vpliva ekologov v Nemčiji pričel razvoj okolju prijaznih materialov za površinsko obdelavo parketa. Rezultat obsežnih raziskav je trdi vosek, ki ga na parket nanašamo z vročim brizganjem.

V preglednici je prikazana primerjava med običajnim vodnim lakom in ekološko neoporečnim trdim voskom.

Tab. 1.: Primerjava med običajnim vodnim lakom in trdim voskom

Lastnost:	Običajni vodni lak	Trdi vosek
Sijaj površine	mat – visoki sijaj	mat – visoki sijaj
Odpornost proti toploti	120–150 °C	120–150 °C
Odpornost proti vodi	do 16 ur	do 16 ur
Odpornost proti kemikalijam po DIN 68 861	do 1B	do 1B
Trdnost	2,0–25 N/mm ²	2,5 N/mm ²
Dihanje lesa	ni mogoče	omogočeno
Čiščenje	običajna čistilna sredstva	običajna čistilna sredstva
Porumenelost	neznatna	neznatna
Obdelava parketa:		
Predbrušenje	150–240 zrnavost	120–180 zrnavost
Grundiranje	odpade	je potrebno
Vmesno brušenje	1–2	odpade
Število premazov	2–4	1–2
Popravila	samo celotno površino	možna delna popravila
Čas sušenja	nekaj sek (UV) ur (zračno)	sek (IR) do ur (zračno)
Obremenitev okolja:		
Surovine	petrokemijske	obnovljive
Topila	5–10 % na liter	nobenih
Ravnanje z odpadki	poseben mlin	biološko razgradljiv
Ekonomičnost:		
Poraba	5–20 m ² /l	60–80 m ² /l
Cena materiala	približno enaka za oba	
Cena obnove	zelo narašča	majhna

AVTOR:

Barbara Tišler, SIMETRALA d.o.o., 1000 Ljubljana, Rožna dolina, c. XII/10

Kadar les obdelujemo z voskom, je pomembno, kakšna so tla. Pri starih tleh moramo ostanke barv predhodno odstraniti in upoštevati strokovna navodila.

Trdi vosek se je pojavil na tržišču v Nemčiji leta 1985 in je bil v začetku namenjen obdelavi tal. Uporabili so ga v klinikah, pisarnah, gostilnah, hotelih, pensionih, vrtcih in celo v kuhinjah se je izkazal. Na podlagi njegovih odličnih lastnosti so ga začeli uporabljati pri izdelavi pohištva in notranji gradnji.

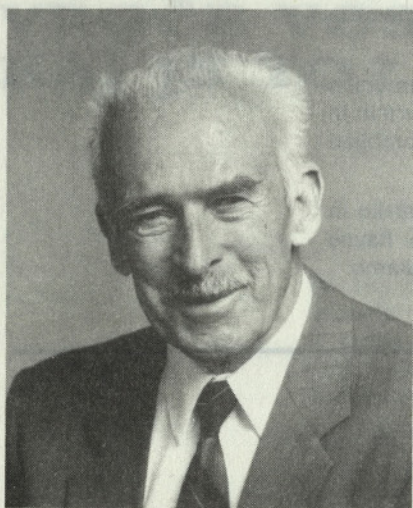
Zahvaljujoč sodelovanju z več podjetji je od leta 1988 mogoče ročno, polavtomatsko in avtomatsko delo s trdim voskom. Tla uspešno voskamo z enoploščnim strojem. Ravne lesene površine industrijsko obdelujemo tako, da jih valjčno grundiramo in voskamo.

Na splošno lahko trdi vosek uporabljamo za:

- **tla iz materialov, kot so pluta, les, linolej itd.**
 - **stene in obloge iz lesa in plute**
 - **furnirane in masivne elemente za kuhinje**
 - **kopalnice, savne**
 - **stanovanja in delovne prostore**
-

MOŽNA JE TUDI UPORABA ZA KAMEN, MARMOR IN KOVANO ŽELEZO.

Zastopnica za trdi vosek v Slovenij je podjetje Simetrala d.o.o., Ljubljana, Rožna dolina, c. XII/10, tel. = fax : 061 12 31 130, kjer je mogoče dobiti nadaljnje informacije in v sodelovanju s tujim partnerjem različne tehnično-tehnološke rešitve. V juniju bo potekal strokovni seminar s praktičnim prikazom, čeprav v Sloveniji že obstajajo referenčni objekti.



Maks Megušar slavi 85-letnico

Redki možje gradbene stroke živijo 85 let kakor naš večni društvenik in zvezni funkcionar Maks Megušar, dipl. gr. inž., profesor, predavatelj, športnik, trener, plavalec, tekač, predvsem pa človek in zaveden Slovenec.

Množica gradbenih strokovnjakov pozna gospoda Maksa, sedaj že osivelega gradbenega senatorja, kako pozorno in strokovno spremlja vsakoletne pripravljalne seminarje gradiva, ki ga potrebujejo gradbeni strokovnjaki ob opravljanju obveznega državnega izpita za pooblašcene gradbenike.

Gospod Maks Megušar je še eden redkih strokovnjakov, ki so leta 1958 gradili sedaj »krvavo cesto« Ljubljana–Zagreb. Na kraju samem je usklajeval pod vodstvom direktorja Mravljeta operativno izvajanje vseh asfaltnih del, od Grosuplja vse do hrvaške republike v Breganah.

Tedaj je država pozvala vsa cestna podjetja širom po Jugoslaviji, da pridejo v Slovenijo z vso potrebno strojno opremo in asfaltnimi finišerji. Položili so vse asfaltne sloje na gramozno podlago, ki so jo izvršila slovenska podjetja s pomočjo mladine Jugoslavije, ki je prihitela na solidarno pomoč.

Ko smo se vodje odsekov vsak ponedeljek sestali na strokovnih obravnavah, mi je nekoč rekel: »Srečen bom, če se neki dan ne bom utopil v bitumnu in asfaltu ali pa zadušil od prahu, ko mladina na kolodvorih ročno vsakodnevno premetava stotine vagonov cementa, apna, mivke, zdroba in vse vrste gramoza na tovarnjake.«

Ker mi je znano, s kakšno strokovno, športno in gradbeno zavzetostjo ter ihto se je boril, da bi ob gradnji pokritega kopališča v Tivoliju zgradili 50 m dolg bazen, naj mu vsa športna Ljubljana ob njegovi 85-letnici prizna, da je sedaj, ko smo v Koleziji pokrili 50 m olimpijski bazen, njegova zamisel in želja izpolnjena.

Ob tem prazniku mu čestitamo gradbinci in vsi športniki Slovenije, ko gostujemo v Koleziji.

Našemu dragemu Maksu še na mnoga leta, da bomo šli tako že leta 1998, ob 40-letnici, v renesanso gradnje »krvave ceste« Ljubljana–Zagreb, v dokončno avtocesto.

Maks! Mi vsi te čakamo!

Zdravo!

CIRIL STANIČ



GV XXXXV • 3-4

POROČILA

41

**VREDNOTENJE PRETOČNIH
HITROSTI VODA V STRMIH
HUDOURNIŠKIH STRUGAH****Evaluation of water flow
velocities in steep torrential
streams**

UDK: 532.57:627.141

MATJAŽ MIKOŠ

P O V Z E T E K

Prispevek povzema pet najnovejših empiričnih enačb za vrednotenje srednjih pretočnih hitrosti, dobljenih na podlagi terenskih meritev hitrosti v naravnih strugah s padci dna do 63 %. Prikazana je uporabnost teh enačb v primerjavi s klasično Manning-Stricklerjevo enačbo in dosedaj predlagano Jarrettovo enačbo. Obravnavane enačbe so uporabljene za primerjavo računskih pretočnih hitrosti z merjenimi vrednostmi na reki Kokri. Namesto Jarrettove enačbe je kot najprimernejša enačba za račun stalnega toka v strmih hudourniških strugah predlagana triparametrsko empirična enačba. Uporaba te enačbe je prikazana na primeru ureditve hudournika Belca v Bohinjski Beli. Prispevek podaja tudi triparametrsko empirično enačbo podobne sestave, ki pa je uporabna za račun srednjih pretočnih hitrosti v prodonosnih vodotokih.

S U M M A R Y

The paper presents the five newest empirical equations for the evaluation of mean water flow velocities, derived from field measurements of flow velocities in steep torrential streams in the slope range up to 63 %. The applicability of these equations is compared with the classical Manning-Strickler's equation and with the until now proposed Jarrett's equation. The considered equations are also used for a comparison between computed and measured mean flow velocities in the Kokra River. Instead of the Jarrett's equation a three-parametric empirical equation is suggested as the most appropriate equation for the steady flow in steep torrential streams. The usage of this equation is shown in a real field situation on the torrent of Belca in the village of Bohinjska Bela. The paper also presents a similar three-parametric empirical equation for the evaluation of mean flow velocities in gravel-bed rivers.

AVTOR:

doc. dr. Matjaž MIKOŠ, dipl. inž. gradb., Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Univerza v Ljubljani, Ljubljana, Hajdrihova 28, Vodnogospodarski inštitut, Vodnogospodarski oddelek, Ljubljana, Hajdrihova 28

1.0. UVOD

Urejanja povirij voda in hudourniških območij je v Sloveniji stalna naloga pri urejanju in vzdrževanju vodnega režima kot sestavnega dela vodnega gospodarstva. Pomembno mesto pri tem zavzema ustaljevanje in urejanje strmih hudourniških strug. To lahko storimo z njihovim zagrajevanjem (stopnjevanjem ter utrjevanjem dna in brežin), pri čemer moramo kot sestavni del inženirske rešitve nujno določiti maksimalno hidravlično prevodnost hudourniških strug za vodo in plavine. Za tak preračun potrebujemo oceno ali meritev pretočnih hitrosti voda, ki so odločilne za določitev hidrodinamične obtežbe na dno in brežine hudourniških strug. Ti elementi so osnova za izbor običajno togih ustaljitvenih objektov (pregrade, stopnje), podajnih kamnitih zložb in za njihovo kombiniranje z živimi gradivi (travna ruša, podtaknjenci, živi vrbovi popleti ipd.). Neposredno odvisna od lokalnih in srednjih pretočnih hitrosti voda sta tudi dva pomembna procesa dolvodne drobnitve plavin v naravnih vodotokih, namreč selektivno premeščanje in fluvialna abrazija. Procese fluvialne abrazije in tudi vpliv pretočnih hitrosti voda na njih je raziskoval Mikoš [5]. Vrednotenje pretočnih hitrosti voda je pomembno tudi kot del določanja biološkega minimuma, ki postaja vse bolj pomemben ekološki faktor, predvsem v zvezi s podeljevanjem koncesij za male hidroelektrarne.

Poznamo dva načina analitičnega vrednotenja pretočnih hitrosti v naravnih vodotokih. Prvi način vrednotenja lahko imenujemo **empirično vrednotenje**, zasnovano na teren-skih meritvah pretočnih hitrosti in izbranih vplivnih parametrov, ki jih s statistično obdelavo povzamemo v empiričnih enačbah. Tovrstno vrednotenje srednjih pretočnih hitrosti v hudournikih ni enostavno. Fizikalne meritve pogosto niso možne ali niso enostavne, predvsem zaradi velike hrapavosti dna in zelo spremenljive geometrije hudourniških strug. Drugi način vrednotenja lahko imenujemo **teoretično vrednotenje**, zasnovano na uporabi osnovnih diferencialnih enačb turbulentnega toka mešanice plavin in voda s prosto gladino. Teoretično vrednotenje je zelo zahtevno, predvsem zaradi izrazite tridimenzionalnosti problema in večfaznosti toka (voda-plavine-zrak). Zahtevni hidravlični izračuni, ki temeljijo na numeričnem reševanju diferencialnih enačb, so redki in se izvajajo predvsem za študijske namene in ne za potrebe vsakodnevne inženirske prakse. Tako se v praksi uporabljajo v glavnem le enostavne polempirične rešitve za stalni tok, ki kot vplivni parameter vsebujejo tudi hidravlični radij oziroma srednje pretočne globine vode, torej dva parametra, ki sta v strmih hudourniških strugah pogosto težko določljiva. Tudi v Sloveniji pri vrednotenju pretočnih hitrosti voda v naravnih vodotokih prevladuje uporaba empiričnih enačb. Kljub razširjenosti uporabe empiričnih enačb, pridobljenih na podlagi meritev v tujini, v Sloveniji nihče ne opravlja sistematičnih meritev pretočnih hitrosti, le izjemoma v posameznih primerih (npr. zadrževalni prostori hidroenergetskih objektov).

Metod za merjenje pretočnih hitrosti v naravnih vodotokih je več [1]. V strugo hudournika lahko vgradimo stalne merske prečne prereze, ki so lahko v obliki različnih merskih kanalov (npr. Venturijev) ali pogosteje opremljeni

z različnimi prelivi (npr. Thompsonov, ostrorobi ipd.). Taka rešitev se najpogosteje izbere v primeru eksperimentalnih povodij, na katerih spremljamo različne vplive na dinamiko vodnega režima in naravnih erozijskih procesov v izbranem povodju. Eksperimentalna povodja so npr. običajen eksperimentalni pristop pri ugotavljanju vplivov gozda na vodni režim [6]. Ker ima Slovenija prek 8000 km hudourniških strug, je seveda nemogoče tako obsežno hidrografsko mrežo kolikor toliko na gosto opremiti s stalnimi merskimi prerezi. Ugodneje bi bilo eksperimentalno opremiti le nekatera, za slovenske hidrografske, geološke, pedološke in vegetacijske razmere, tipična povodja. Na ostalih hudourniških strugah pa bi morali začeti sistematično izvajati stalne meritve pretokov voda in njihovih pretočnih hitrosti.

Pri tem se seveda takoj pojavi vprašanje ustrezne metode meritev. V rečni hidravliki je uporaba hidrometričnih kril zelo razširjena, precej zanesljiva in enostavna metoda za merjenje lokalnih pretočnih hitrosti. V strmih hudournikih pa je njena uporaba zelo omejena. Tako namesto meritev lokalnih pretočnih hitrosti s hidrometričnim krilom v alpskem prostoru za meritve pretočnih hitrosti in odtokov voda v hudourniških strugah raje uporabljajo razne metode sledenja, kjer koncentrirano ali kontinuirano dodajajo različna sledila v vodni tok. Uporabljajo radioaktivna sledila (zelo problematično!), fluorescentna sledila ali pa topne soli (običajno kar navadna kuhinjska sol). Metode sledenja so uporabne za meritve srednjih pretočnih hitrosti, saj temeljijo na popolnem mešanju sledila z vodnim tokom v celotnem pretočnem prerezu, tako da določitev lokalnih pretočnih hitrosti s to metodo ni možna.

Tudi sicer se v inženirski praksi v glavnem uporabljajo le izrazi za vrednotenje srednjih pretočnih hitrosti. Pregled 16 analitičnih metod vrednotenja srednjih pretočnih hitrosti v strmih strugah je podal Mikoš [3]. Da bi preverili, katera od navedenih 16 metod je primerna za strmejšše struge, so bile opravljene meritve na reki Kokri s padci dna struge 0,59 – 1,75 % in s precej enakomerno izoblikovanim prečnim prerezom [7]. Kot posebej uporabna metoda se je pokazala režimska Jarrettova enačba, ki na merjenih odsekih Kokre ni nikjer odstopala od meritev več kot pa 28 %. Za zelo strme in nepravilne struge sta Rajar in Širca [7] odsvetovala uporabo katerekoli od 16 enačb in priporočila direktno določitev pretoka na podlagi kritičnega prereza, kjer nastopa kritični tok s kritično pretočno globino. Problem, ki nastopi v praksi, je izbor merskega mesta, torej vprašanje, kje nastopi v strmi in nepravilni strugi tak kritični profil. Namen tega prispevka je bil poiskati analitični izraz, ki ga bomo uporabljali za strme hudourniške struge velike hrapavosti in nepravilnega prečnega prereza.

2.0. METODE VREDNOTENJA

Običajno se pretočne hitrosti v strmih naravnih strugah vrednotijo s pomočjo enačb za račun stalnega toka. Najpogosteje se za račun stalnega toka še vedno uporabljajo enačbe, razvite za manjše padce dna, kot npr. pogosto uporabljena **Manning-Stricklerjeva enačba** (preglednica 1). Praksa je pokazala, da v strmih hudourniških strugah navedene enačbe ne moremo uporabljati,

št.	enačba	področje uporabe	analitični izraz	
(1)	Manning - Strickler	$0.00004 < I < 0.025$	$k_{st} = 26 d_{90}^{-0.17}$	$V = 26 R^{0.67} I^{0.5} d_{90}^{-0.17}$
(2)	Jarrett	$0.002 < I < 0.039$	$k_{st} = 3.14 R^{0.16} I^{-0.38}$	$V = 3.14 R^{0.83} I^{0.12}$
(3)	Rickenmann 1	$0.008 \leq I < 0.63$		$V = 0.79 Q^{0.34} I^{0.20} d_{90}^{-0.35}$
(4)	Rickenmann 2	$I < 0.008$		$V = 2.18 Q^{0.29} I^{0.35} d_{90}^{-0.23}$
(5)	Rickenmann 3	$0.008 < I < 0.63$	$k_{st} = 0.97 g^{0.41} Q^{0.19} I^{-0.19} d_{90}^{-0.64}$	$V = 2.47 Q^{0.19} R^{0.67} I^{0.31} d_{90}^{-0.64}$
(6)	Rickenmann 4	$0.000085 < I < 0.008$	$k_{st} = 4.36 g^{0.49} Q^{0.02} I^{-0.03} d_{90}^{-0.23}$	$V = 13.35 Q^{0.02} R^{0.67} I^{0.47} d_{90}^{-0.23}$
(7)	Rickenmann 5	$0.008 < I < 0.20$		$V = 0.97 Q^{0.41} I^{0.35} d_{90}^{-0.53}$
k_{st}	Stricklerjev koeficient trenja ($m^{1/3}/s$)		g	pospešek sile teže g (m/s^2)
R	hidravlični radij (m)		Q	pretok vode (m^3/s)
I	padec energijske črte (-), pogosto izenačen s padcem dna struge		d_{90}	90 %-no zrno plavin (m)

Preglednica 1. Primerjava empiričnih izrazov $V = k_{st} R^{0.67} I^{0.5}$ za vrednotenje srednjih pretočnih hitrosti v naravnih strugah

saj Stricklerjev koeficient trenja k_{st} ni več konstanten in je zato potrebno to dejstvo kakorkoli upoštevati in vgraditi v vrednotenje pretočnih hitrosti. Znane metode vrednotenja srednjih pretočnih hitrosti v naravnih vodotokih je opisal že Mikoš [3]. Kasnejše terenske meritve na Kokri [7] so za strme struge relativno pravilnih oblik pokazale primer-nost predvsem ene empirične metode in sicer naj bi se uporabljala **Jarrettova enačba** (preglednica 1). Ta v primerjavi z Manning-Stricklerjevo enačbo (1) kaže na bistveno zmanjšan vpliv padca dna struge I na srednje pretočne hitrosti V v strmih strugah. Tako Jarrettova kot Manning-Stricklerjeva enačba zahtevata poznavanje sred-njih pretočnih globlin (hidravličnega radija) kot vplivnega parametra. V hudournikih je pogosto zelo nepraktično ali celo nemogoče določiti srednje pretočne globline voda. Če jih lahko vseeno določimo, je izračun pretočnih hitrosti iterativen, saj moramo sočasno upoštevati tudi kontinui-etno enačbo za pretok voda. V inženirski praksi je za potrebe projektiranja ureditvenih del na vodotokih bolj pogost primer, ko izberemo ustrezen računski maksimalni pretok voda, ki ga mora prevajati stopnjevana naravna struga.

V zadnjih letih so se pojavili v strokovni literaturi nekateri pregledi empiričnih metod vrednotenja pretočnih hitrosti [2, 8, 9, 10]. Posebej zanimiv in obetajoč je prispevek Rickenmanna [8], ki je objavil empirične enačbe za vred-notenje srednjih pretočnih hitrosti v strmih hribovskih in gorskih vodotokih ter hudourniških strugah. Njegov prispe-vek k vrednotenju srednjih pretočnih hitrosti sloni na statistični obdelavi lastnih in v literaturi objavljenih meritev pretočnih hitrosti v strmih hudourniških strugah. Vse Rickenmannove empirične enačbe temeljijo na terenskih meritvah, opravljenih na strugah brez izrazitih skokov ali stopenj. Tovrstne meritve so bile v postopku izbire meritev izločene. Tako v tem prispevku navedeni izrazi **ne veljajo za strme hudourniške struge z izrazitimi skoki in stopnjami ter za s prečnimi objekti stopnjevane od-seke hudourniških strug**.

Kot osnovo za statistično obdelavo vseh 373 terenskih meritev je Rickenmann vzel dva brezdimenzijska parame-tra in s pomočjo večkratne regresije določil srednjo pre-točno hitrost v obliki potenčne enačbe. Rezultat statistične analize je bila velikost eksponenta pri posameznem vpliv-nem parametru v potenčni enačbi. Kot vplivne parametre je izbral pospešek sile teže g (m/s^2), pretok vode Q (m^3/s), padec dna struge I (-) in 90 %-no zrno plavin $d_{90}(m)$. V postopku regresije je ugotovil, da ni možno celotnega območja padcev dna strug ($0.000085 < I < 0.63$) opisati le z enim izrazom. Tako predlaga v praktično uporabo dve empirični enačbi, ki ju lahko poimenujemo **Rickenman-nova 1. enačba** in **2. enačba** (preglednica 1).

Rickenmann je opravil tudi primerjavo predlaganih empirič-nih enačb (3) in (4) z Manning-Stricklerjevo enačbo (1). Za ta namen je v enačbi (1) hidravlični radij R nadomestil s srednjo pretočno globino $h = Q/(VB)$. Pri tem je širino dna struge B izrazil kot režimsko enačbo na podlagi terenskih meritev hidravličnih parametrov in izračunal izraze za spremenljiv Stricklerjev koeficient trenja. Le-tega je podal ločeno za dve območji padcev dna struge, ki ju lahko vstavimo v enačbo za srednjo pretočno hitrost in tako dobimo empirično **Rickenmannovo 3. enačbo** in **4. enačbo** (preglednica 1). Rickenmann je tudi vnesel enačbo (4) v izraz za srednje pretočne hitrosti blatnih tokov, pridobljen na podlagi lastnih raziskav v strmem laboratorijskem žlebu, in tako dobil še en empirični izraz za srednje pretočne hitrosti vode v strmih naravnih stru-gah, imenovano **Rickenmannova 5. enačba** (preglednica 1).

3.0. PRIMERJAVA METOD

Preden lahko predlagamo za prakso primerno empirično enačbo, poskušajmo primerjati različne metode še z meritvami pretočnih hitrosti na reki Kokri [7]. Primerjava je prikazana v preglednicah 1 in 2. Na podlagi opravljene primerjave lahko zapišemo naslednje ugotovitve:

Odsek na reki Kokri [7]	A1	A2	B	C	D
padec I (-)	0.0093	0.0175	0.0072	0.0144	0.0059
pretok Q (m ³ /s)	3.465	3.465	3.465	3.465	3.465
zrnavost d ₉₀ (m)	0.25	0.35*	0.20	0.50*	0.12
hidravlični radij (m)	0.272	0.303	0.296	0.302	0.406
merjena srednja pretočna hitrost V (m/s)	0.725	0.633	0.870	0.873	0.903
računska srednja pretočna hitrost (m/s)	v oklepaju podani odstotki so izračunani s primerjavo računskih in merjenih vrednosti srednjih pretočnih hitrosti				
Manning-Strickler ($I < 0.025$)	1.33 (183 %)	1.85 (292 %)	1.28 (147 %)	1.57 (180 %)	1.57 (173 %)
Jarrett ($0.002 < I < 0.039$)	0.60 (83 %)	0.71 (112 %)	0.63 (72 %)	0.69 (79 %)	0.80 (89 %)
Rickenmann 1 ($I \geq 0.008$)	0.76 (105 %)	0.77 (122 %)	0.79 (91 %)	0.65 (74 %)	0.90 (100 %)
Rickenmann 2 ($I < 0.008$)	0.84 (116 %)	0.97 (153 %)	0.81 (93 %)	0.83 (95 %)	0.85 (94 %)
Rickenmann 3 ($0.008 < I < 0.63$)	0.75 (103 %)	0.79 (125 %)	0.84 (97 %)	0.59 (68 %)	1.35 (150 %)
Rickenmann 4 ($I < 0.008$)	0.87 (120 %)	1.17 (185 %)	0.86 (99 %)	0.98 (112 %)	1.09 (121 %)
Rickenmann 5 ($0.008 < I < 0.20$)	0.66 (91 %)	0.68 (107 %)	0.68 (78 %)	0.53 (61 %)	0.83 (92 %)

* ... glej tekst

Preglednica 2. Rezultati računov srednjih pretočnih hitrosti po različnih avtorjih za meritve na reki Kokri [7].

– Manning-Stricklerjeva enačba da na vseh 5 odsekih Kokre previsoke vrednosti pretočnih hitrosti, v povprečju skoraj za faktor 2. Vzrok ni v prevelikih padcih dna struge I , saj enačba načeloma velja pri padcih manjših od 0.025. Vzrok je prevelika hrapavost dna struge, saj je bil na Kokri hidravlični radij R v času meritev praktično iste velikosti kot 90 %-no zrno plavin d_{90} . Enačba je bila namreč razvita za primer majhne relativne hrapavosti $R/d_{90} > 20$. Uporabo Manning-Stricklerjeve enačbe lahko v hudourniških strugah torej odsvetujemo.

– Pri analitičnem vrednotenju srednjih pretočnih hitrosti v strmih hudourniških strugah (grobe plavine in razgibana struga) je potrebno dati prednost tistim empiričnim enačbam, ki ne vsebujejo hidravličnega radija oziroma pretočnih globin voda kot vplivni parameter, saj so te količine težko opredeljive in določljive v takih naravnih strugah. Ta zahteva daje prednost Rickenmannovim enačbam (1., 2. in 5. enačba) pred Jarrettovo enačbo, ki ostaja dobra izbira za sicer strme struge, ki pa so pravilnejši oblik in omogočajo določitev hidravličnega radija. V takih strugah daje Jarrettova enačba primerljivo zadovoljive rezultate z Rickenmannovo 1. enačbo, kar potrjuje primer izračuna na reki Kokri.

– Pri praktični uporabi vsake izbrane empirične enačbe moramo dosledno upoštevati območje njene dopustne uporabe. Vsako enačbo je seveda možno uporabiti tudi v povsem drugem območju hidravličnih pogojev, kot so veljali za njen razvoj, vendar so taki rezultati zelo vprašljivi, če ne celo povsem napačni.

– Empirične regresijske enačbe potenčne oblike se med seboj razlikujejo v glavnem le po eksponentu pri vsakem

posameznem vplivnem parametru in manj v izboru vplivnih parametrov (preglednica 1). Praktičen napotek pri izbiri ustrezne enačbe je vsekakor prav vrednost tega eksponenta. Izbrati je potrebno tako obliko empirične enačbe, da ima najtežje določljiv parameter najmanjši možni vpliv na končno vrednost pretočne hitrosti. Izbrati je torej potrebno tisto med empiričnimi enačbami, ki ima pri najtežje določljivem vplivnem parametru najnižjo vrednost eksponenta med vsemi enačbami.

– Če se omejimo na potenčne enačbe, ki ne vsebujejo hidravličnega radija kot vplivnega parametra, ocenjujemo, da je med tremi vplivnimi parametri v empiričnih enačbah (Q , I in d_{90}) najtežje določljiv parameter prav zrnavost plavin.

– Določanje vrednosti parametra zrnavosti plavin d_{90} naj ne bi bilo le optično na terenu, ampak mora sloneti na vsaj nekaj, čeprav enostavnih meritvah zrnavosti plavin. Sicer je res, da je sejalna analiza zelo zamudna oblika ugotavljanja zrnavosti plavin, kot pravilno ugotavljata Rajar in Širca [7], vendar vseeno ta ugotovitev ne sme biti dovolj močan argument, da se v praksi določanje zrnavosti plavin poenostavi le na njeno optično ocenjevanje. Tako lahko podvomimo o pravilnosti ocene parametra $d_{90} = 35$ cm na merskem odseku A2 in parametra $d_{90} = 50$ cm na merskem odseku C (preglednica 2), saj praktično vse empirične enačbe, uporabne za tako strme struge, ob upoštevanju ocenjenih vrednosti za parameter d_{90} sistematično precenijo izmerjeno dejansko pretočno hitrost na merskem odseku A2 oziroma jo podcenijo na merskem odseku C. Za druge merske odseke Kokre tega ne moremo trditi, kar kaže na pravilnejšo oceno zrnavosti

$$V = 0.79 Q^{0.34} I^{0.20} d_{90}^{-0.35} \dots \text{ m/s}$$

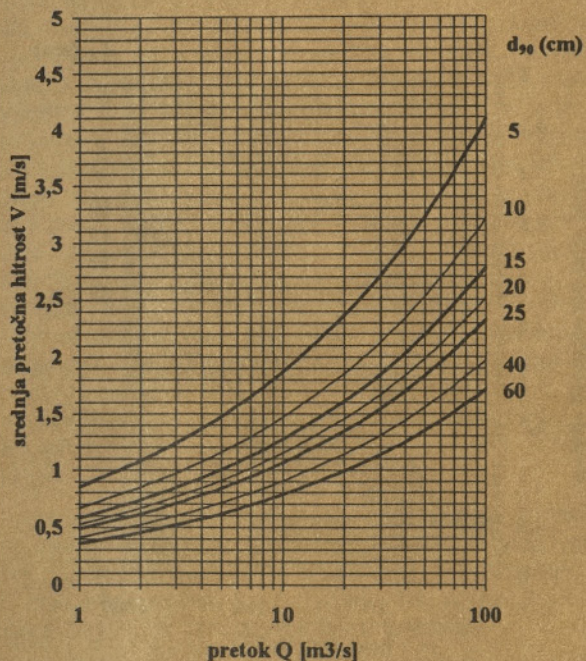
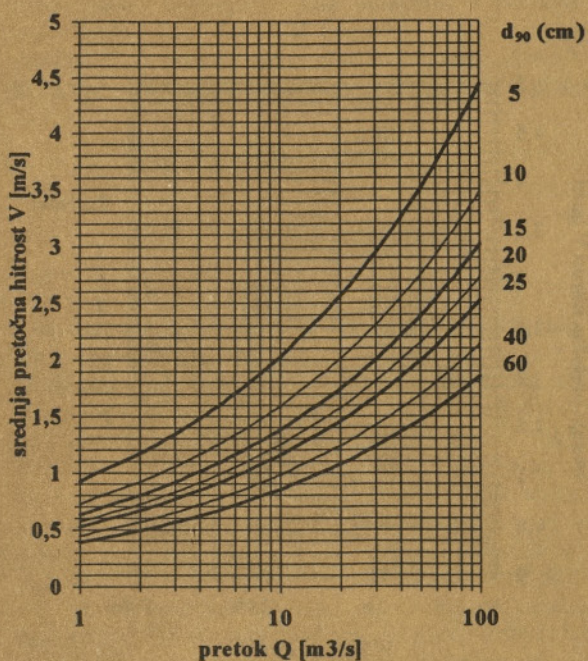
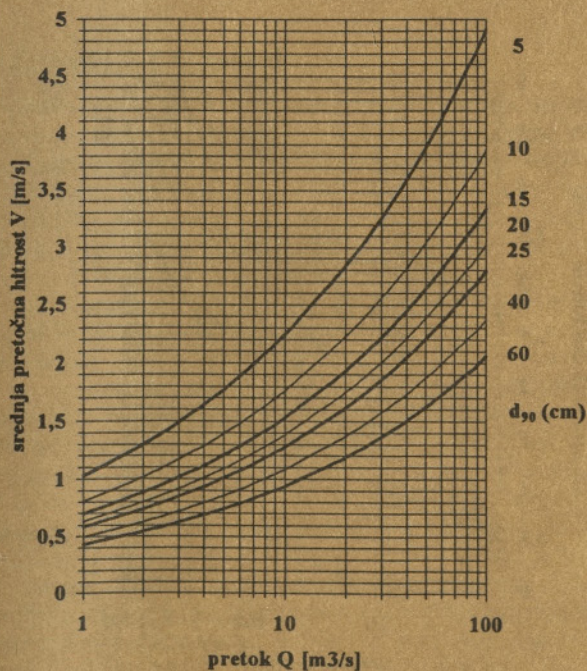
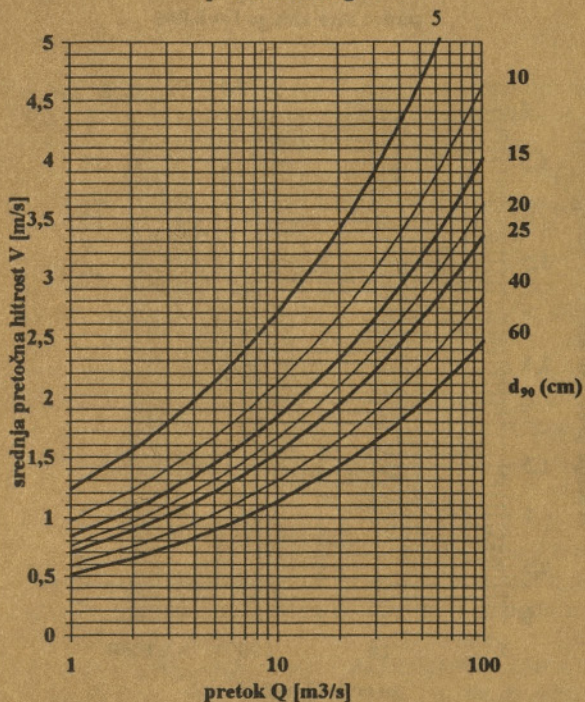
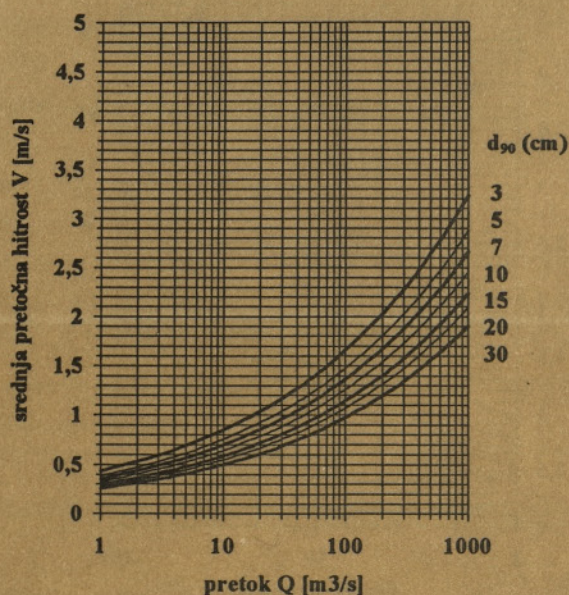
omejitve: $0.008 < I < 0.63$ in $0.4 < h/d_{90} < 4$ padec dna struge $I = 0.008$ padec dna struge $I = 0.012$ padec dna struge $I = 0.02$ padec dna struge $I = 0.05$ 

Diagram 1. Srednje pretočne hitrosti voda V [m/s] v strmih hudourniških strugah v odvisnosti od pretokov voda Q [m³/s] podane za različno zrnavost plavin d_{90} [cm] in 4 padce dna struge I [–]. Omejitve pri uporabi diagrama: padec dna struge I mora biti v intervalu 0.008–0.63 ter razmerje med pretočno globino voda h [cm] in hrapavostjo dna struge d_{90} [cm] v intervalu 0.4–4.

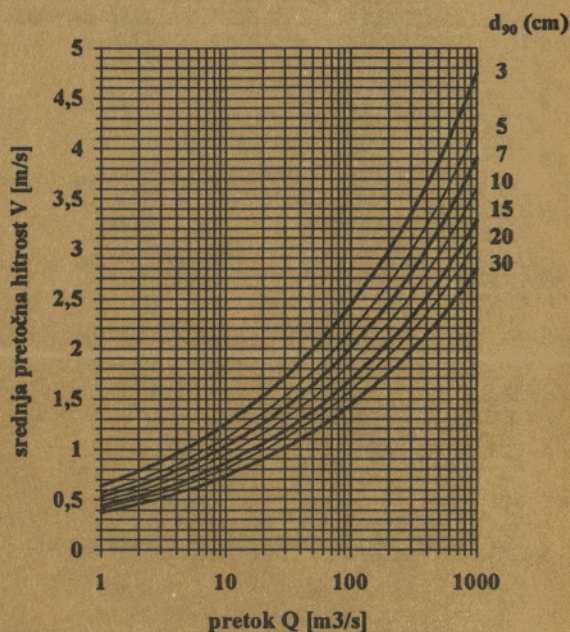
$$V = 2.18 Q^{0.29} I^{0.35} d_{90}^{-0.23} \dots \text{ m/s}$$

omejitve: $0.008 < I < 0.63$ in $0.4 < h/d_{90} < 4$

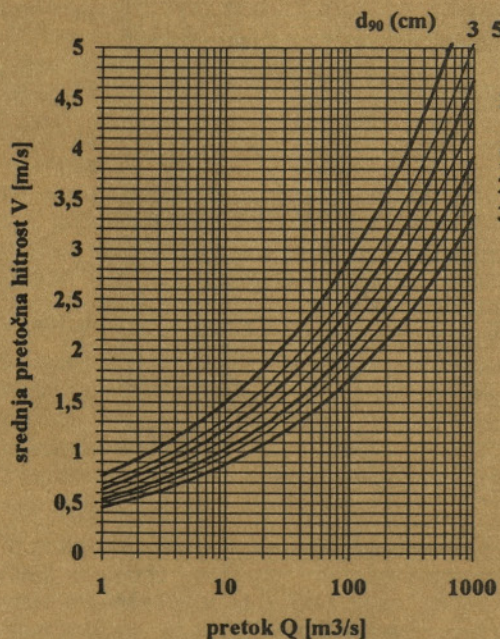
padec dna struge $I = 0.001$



padec dna struge $I = 0.003$



padec dna struge $I = 0.005$



padec dna struge $I = 0.008$

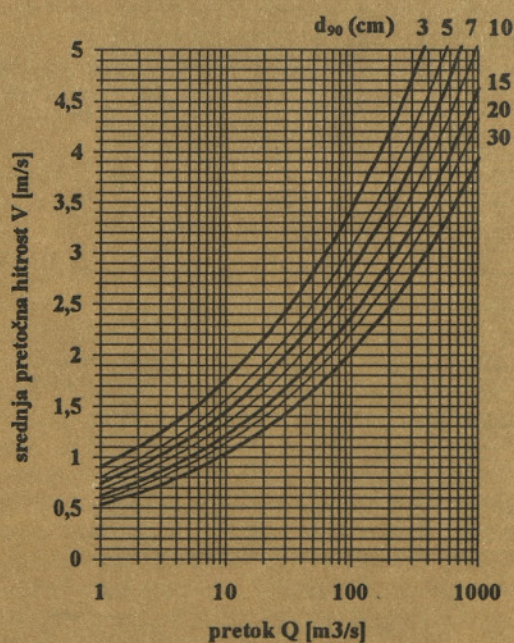


Diagram 2. Srednje pretočne hitrosti voda V [m/s] v prodonosnih vodotokih v odvisnosti od pretokov voda Q [m³/s], podane za različno zrnavost plavin d_{90} [cm] in padce dna struge I [–]. Omejitve pri uporabi diagrama: padec dna struge I mora biti manjši od 0.008 ter pretok voda Q manjši od 2400 m³/s.

plavin v teh odsekih.

– Celovit opis vrednotenja zrnastosti združb plavin je podal Mikoš [4] in pokazal, da je določitev parametra d_{90} možna tudi posredno. Najenostavnejša možnost je izvedba linijske analize krovnega sloja plavin v dnu hudourniške struge, pri čemer nam plavin ni potrebno premeščati v laboratorij, saj analizo opravimo na licu mesta. Linijsko analizo grobih zrn plavin nato preračunamo v težnostno-prostorninsko analizo (enakovredno sejalni analizi) in jo sestavimo s Fullerjevo zrnastostno krivuljo v območju drobnejših zrn plavin. Tako sestavljena zrnastostna krivulja plavin omogoča dokaj zanesljivo oceno tako srednjega zrna plavin kot tudi 90 %-nega zrna hudourniških plavin. To je najhitrejša pot do ocene parametra d_{90} . Ne pozabimo, da je vpliv zrnastostne sestavine plavin na srednje pretočne hitrosti pri strmih padcih dna hudourniške struge večji od vpliva padca dna samega, ki ga podobno kot hidravlični radij določamo v praksi na nekaj % natančno. Na drugi strani pa se ob oceni zrnastosti in s tem zelo pomembnega parametra vrednotenja srednjih pretočnih hitrosti zadovoljujemo z njegovo oceno tudi le s 50 %-no ali še celo slabšo natančnostjo.

– Kot primerno empirično enačbo za analitično vrednotenje srednjih pretočnih hitrosti v strmih hudourniških strugah nepravilnih oblik lahko predlagamo Rickenmannovo 1. enačbo (diagram 1). Za pravilnejše oblike strug je primerna tudi še Jarrettova empirična enačba.

– Kot primerno empirično enačbo za analitično vrednotenje srednjih pretočnih hitrosti v prodonosnih vodotokih lahko predlagamo Rickenmannovo 2. enačbo (diagram 2).

4.0. PRIMER UPORABE

Uporabo predlagane empirične enačbe za vrednotenje srednjih pretočnih hitrosti voda v strmih hudourniških strugah nepravilnih oblik (3) prikažimo na primeru hudournika Belca pred in po ureditvi njegove struge skozi Bohinjsko Belo leta 1992. Velikost prispevnega območja Belce F meri $3,13 \text{ km}^2$, kar je glavni vhodni parameter za oceno maksimalnih odtokov voda s tega povodja. Kadar ni na razpolago nobenih hidroloških meritev pretokov voda in njihovega trajanja, ne moremo izvesti hidrološke statistične analize. To dejstvo velja za večino slovenskih hudournikov, na katerih se ne opravlja nikakršnih hidroloških in hidravličnih meritev. Opozoriti pa je potrebno tudi na zmotno in zavajajočo prakso, da se na nekaterih vodotokih opravljajo take meritve zelo kratko obdobje, največkrat le nekaj let. Nato se na podlagi teh meritev določajo maksimalni odtoki voda povratnih dob 50 do 100 let, kar je svojevrsten nesmisel. V takih primerih je bolje pomagati si z empiričnimi enačbami za določitev maksimalnih odtokov voda, pridobljenih na povodjih s podobnimi hidrološkimi razmerami. V primeru hudournika Belca je lahko kot primerna izbrana enačba Kresnika in kot maksimalni možni odtok z 1 km^2 je lahko predvidena vrednost $12 \text{ m}^3/\text{s}$. Tako je bo upoštevanju koeficienta $a = 0.6$ kot računski maksimalni odtok s celotnega prispevnega območja Belce s povratno dobo 100 let določena vrednost:

$$Q_{100} = \frac{a F^{30}}{0,5 + \sqrt{F}} = 24,8 \text{ m}^3/\text{s} \quad (8)$$

Padec dna hudourniške struge Belce I je bil med 9 % in 13 % pred njeno ureditvijo. Zrnastost plavin v dnu struge pred njeno ureditvijo je bila ocenjena s parametrom $d_{90} = 0,3 \text{ m}$. Tako lahko s pomočjo izbrane empirične enačbe (5) ocenimo maksimalne srednje pretočne hitrosti, ki bi nastopile ob 100-letnih odtokih voda v hudourniku Belca:

$$V_{100} = 0,37 g^{0,33} Q_{100}^{0,34} I^{0,20} d_{90}^{-0,35} \dots (\text{m/s}) \quad (3)$$

$$V_{100} = 0,37 \cdot 9,81^{0,33} \cdot 24,8^{0,34} \cdot (0,09 \div 0,13)^{0,20} \cdot 0,3^{-0,35} \\ V_{100} = 2,2 \div 2,4 \text{ m/s} \quad (9)$$

Ureditev hudournika Belca je bila izvedena v obliki stopnjevanja dna struge s kaštnimi pregradami, ki naj preprečijo globinsko in bočno erozijo, kot dva glavna izvora plavin v strugi sami. Postopna zaplavitve med pregradnimi objekti bo znižala padec dna sicer naravne struge na projektiranih 4 %. Ker je Belca prodonosen hudournik, lahko ob zmanjšanem padcu dna predvidimo odlaganje plavin drobnejše zrnastostne sestave, s čimer se bo zmanjšala zrnastost plavin v dnu struge, npr. na ocenjeno vrednost $d_{90} = 0,25 \text{ m}$. Maksimalne srednje pretočne hitrosti V_{100} ob 100-letnih odtokih voda Q_{100} v stopnjevani strugi hudournika Belca lahko torej ob predpostavljani zrnastosti plavin v dnu stopnjevanje struge d_{90} ocenimo na

$$V_{100} = 0,37 \cdot 9,81^{0,33} \cdot 24,8^{0,34} \cdot 0,04^{0,20} \cdot 0,25^{-0,35} \\ V_{100} = 2,0 \text{ m/s} \quad (10)$$

in kot vidimo, naj bi skoraj 3-kratno zmanjšanje padca dna struge I le rahlo zmanjšalo maksimalne srednje pretočne hitrosti V_{100} . Eksponent v enačbi (3) pri padcu dna struge I je namreč le 0.20, medtem ko je eksponent pri zrnastosti plavin v dnu struge d_{90} absolutno večji in znaša 0.35. Vpliv spremembe padca dna struge je v veliki meri kompenziran z zmanjšanjem zrnastosti v dnu struge, ki deluje pospeševalno na srednje pretočne hitrosti. Pri strmih padcih dna vodotoka (nad 1 %) je vpliv sprememb padca dna bistveno manjši kot v položnejših strugah. Povezanost srednjih pretočnih hitrosti voda s stabilnostjo in zrnastostjo hudourniških plavin je kompleksen problem, ki zahteva poseben prispevek in zato tukaj ne bo podrobneje obravnavan.

5.0. SKLEPI

S pregledom in medsebojno primerjavo najnovejših metod vrednotenja srednjih pretočnih hitrosti v strmih naravnih strugah gorskih in hribovskih vodotokov ter v hudourniških strugah lahko podamo naslednje ugotovitve:

1. V strmih naravnih strugah vodotokov vertikalna razporeditev pretočnih hitrosti ne sledi logaritmičnemu zakonu.
2. Vrednotenje lokalnih pretočnih hitrosti, ki sloni na logaritmični razporeditvi hitrosti, je v razgibani in zelo hrapavi naravni strugi zelo nezanesljivo in zato prak-

tično neizvedljivo.

3. Vrednotenje pretočnih hitrosti voda v strmih strugah se v praksi omejuje na vrednotenje srednjih pretočnih hitrosti na osnovi empiričnih potenčnih obrazcev, pridobljenih v večini primerov z različnimi metodami sledenja.
4. Najustreznejši vplivni parametri vrednotenja srednjih pretočnih hitrosti voda so pretok voda Q , padec dna struge I in 90 % zrno plavin d_{90} .
5. Za strme in naravne odseke hudourniških strug brez izrazitih skokov in stopenj, vendar ne tudi za s prečnimi objekti stopnjevane odseke hudourniških strug, ki imajo padce dna I med 1 % in vse do 63 % ter za relativne pretočne globine h/d_{90} med 0.4 in 4 priporočamo uporabo empirične potenčne enačbe iz diagrama 1.
6. Za prodonosne vodotoke s padci dna, manjšimi od 1 % in za pretoke voda do 2400 m³/s priporočamo uporabo empirične potenčne enačbe iz diagrama 2.

L I T E R A T U R A

- [1] Barsch D., Mäusbacher R., Pörtge K.-H. in Schmidt K.-H.: »Messungen in fluvialen Systemen«, Springer-Verlag, 220 str., 1994.
- [2] Hager W. H.: »Fließformeln in Rauherinnen«, Wasserwirtschaft, Wassertechnik, Vol. 8, pp. 381-384, 1992.
- [3] Mikoš M.: »Metode vrednotenja srednjih pretočnih hitrosti vode v naravnih vodotokih«, Gradbeni vestnik, Ljubljana, letnik 38, pp. 16-23, 1989.
- [4] Mikoš M.: »Metode vrednotenja zrnastosti združb plavin v naravnih vodotokih«, Gradbeni vestnik, Ljubljana, letnik 38, str. 158-165, 1989.
- [5] Mikoš M.: »Fluvialna abrazija v prodonosnih vodotokih. II. del: Laboratorijsko raziskovanje procesov in njihov matematični opis«, Gradbeni vestnik, Ljubljana, letnik 43, pp. 136-144, 1994.
- [6] Mikoš M.: »Pomen eksperimentalnih povodij za ugotavljanje vplivov gozda na vodni režim«, Zbornik seminarja XVI. Gozdarski študijski dnevi »Gozd in voda«, Univerza v Ljubljani, Biotehniška fakulteta, Oddelek za gozdarstvo, Ljubljana, pp. 51-60, 1994.
- [7] Rajar R. in Širca A.: »Račun povprečnih hitrosti toka v strmih strugah«, Gradbeni vestnik, Ljubljana, letnik 41, pp. 95-101, 1992.
- [8] Rickenmann D.: »An alternative equation for the mean velocity in gravel-bed rivers and mountain torrents«, Proceedings of the ASCE 1994 National Conference on Hydraulic Engineering: Hydraulics of Mountain Rivers, Vol. 1, pp. 672-676, 1994.
- [9] Ruf G.: »Neue Ergebnisse über die Fließgeschwindigkeit in sehr rauhen Gerinnen (Wildbächen)«, Proceedings of the International Symposium INTERPRAEVENT, Graz, Band 4, pp. 165-176, 1988.
- [10] Zeller J.: Die Gerinnegeometrie von Wildbächen oder ist die Regime-Theorie auch für Gebirgsbäche anwendbar«, Wasser, Energie, Luft, 1994.

VPLIV PLASTIFIKACIJE NA DINAMIČNE KARAKTERISTIKE NOSILCA

Influence of plastification on dynamic characteristics of the beam

UDK: 624.044:620.19

MAJA MIKLUŠ MORAN

P O V Z E T E K

Plastične deformacije se lahko pojavijo zaradi preobremenitve ali napak v konstrukciji. Plastifikacija povzroči spremembo togosti konstrukcije, ta pa nadalje spremembo dinamičnih karakteristik konstrukcije. S spremljanjem spreminjanja dinamičnih karakteristik konstrukcije lahko ocenimo stopnjo poškodovanosti konstrukcije v smislu nepovratnih deformacij. Predstavljen je poizkus rešitve inverznega problema. S pomočjo Rayleighovega kvocienta so izračunane spremenjene lastne vrednosti. Za primer dinamično obremenjenega nosilca je analizirana veljavnost linearizacije pri določanju lastnih vrednosti.

S U M M A R Y

The plastic deformation in a structure may occur because of the overload or presence of some defects in a structure. The plastic deformation of a structure necessarily changes its stiffness, which is reflected in a change of its modal characteristics. By observing the modal characteristics of a structure one can then estimate the extent of damage caused by the irreversible deformation. An attempt to solve an inverse problem is presented. The change of eigenvalues is calculated by means of a Rayleigh quotient. The validity of linearisation is established for the case of dynamically loaded beam.

AVTOR:

Maja Mikluš Moran, Fakulteta za gradbeništvo – Smetanova 17, Maribor

1. UVOD

Odkrivanje poškodb v konstrukcijah s pomočjo neporušnih preiskav je vedno bolj popularno področje tudi v gradbeništvu. Zanesljivi merilni inštrumenti (akcelometri in analizatorji signalov) in natančnejša matematična obdelava rezultatov dinamičnega odgovora konstrukcije omogočata spremljanje stanja konstrukcije. V večini primerov vizualno opazovanje ne zadošča za ugotavljanje lokacije in obsega poškodbe. Z merjenjem dinamičnih karakteristik se lahko izognemo nesrečam ali celo porušitvam. Večina metod za ugotavljanje poškodb iz spremenjenih dinamičnih karakteristik uporablja izmerjene lastne frekvence [1]. Z merjenjem dinamičnih karakteristik lahko določimo tudi dejanske robne pogoje ali materialne parametre [2]. V zadnjih dveh letih se je za analizo izmerjenih rezultatov na področju detektiranja poškodb uveljavila metoda nevronske mreže [3].

Poškodba (damage) je ponavadi definirana kot skalarna vrednost ($0 \leq D \leq 1$). Predstavlja površinsko gostoto mikro razpok in mikro praznin v kateremkoli prerezu. Pri poškodbi se zmanjša Youngov modul. Maugin [4] je povezano obravnaval plastifikacijo in poškodbo. V tem članku je termin poškodba uporabljen za vsako nepovratno deformacijo v konstrukciji.

2. VSILJENO NIHANJE

Problem vsiljenega nihanja lahko zapišemo kot:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{p}(\mathbf{u}) = \mathbf{f}(\mathbf{u}, t). \quad (1)$$

Vektor $\ddot{\mathbf{u}}$ je vektor pospeškov, $\mathbf{p}(\mathbf{u}(t))$ je vektor notranjih sil, ki je v primeru plastičnih deformacij funkcija pomikov. Nelinearnost vpliva tako na zunanjo obtežbo $\mathbf{f}(\mathbf{u}, t)$, kot na notranje sile $\mathbf{p}(\mathbf{u})$. $\mathbf{M}$ je konsistentna masna matrika konstrukcije.

Za diskretizacijo nelinearnega problema vsiljenega nihanja je potrebno uporabiti primerno časovno integracijsko shemo [5]. Uporabili smo popolno implicitno časovno integracijo, Newmarkov postopek in matrično faktorizacijo za integracijo sistema enačb (1).

3. LASTNO NIHANJE IN RAYLEIGHOV KVOCIENT

3.1 Analiza lastnega nihanja

Lastne vektorje in lastne vrednosti konstrukcije določimo z rešitvijo generaliziranega lastnega problema

$$\mathbf{K}\Phi = \mathbf{M}\Phi\Lambda, \quad (2)$$

pri čemer predstavljajo stolpci v Φ lastne vektorje in Λ diagonalno matriko pripadajočih lastnih vrednosti. Upoštevali smo naslednje osnovne lastnosti lastnih vektorjev.

$$\begin{aligned} \mathbf{K}\Phi_i &= \lambda_i \mathbf{M}\Phi_i; & i &= 1, \dots, n \\ \mathbf{K}(\alpha_i \Phi_i) &= \lambda_i \mathbf{M}(\alpha_i \Phi_i); \\ \Phi_i^T \mathbf{M}\Phi_j &= \delta_{ij}; \\ \Phi_i^T \mathbf{K}\Phi_j &= \lambda_i \delta_{ij} \end{aligned} \quad (3)$$

Za določitev lastnih vrednosti je bila uporabljena iteracijska metoda v območju (subspace iteration technique) [5].

3.2 Rayleighov kvocient

Rayleighov kvocient zagotavlja grob približek pri določanju spremenjenih lastnih vrednosti. Predpostavimo, da se masna matrika ne spremeni, in da povzroči spremembo lastnih vrednosti spremenjena togostna matrika (plastifikacija). Rayleighov kvocient je enak [6,7]

$$\Delta\lambda_i = \Phi_i^T \Delta\mathbf{K}\Phi_i, \quad (4)$$

pri čemer so lastni vektorji normalizirani glede na masno matriko.

Linearizirani približek za lastne vrednosti je ponavadi nenatančen, saj so lastni vektorji nelinearna funkcija togostne matrike.

Natančne spremenjene lastne vrednosti lahko izračunamo s pomočjo naslednjega izraza.

$$\Delta\lambda_i = \frac{\Phi_i^T \Delta K \Phi_i + \Phi_i^T \Delta K \Delta \Phi_i}{\Phi_i^T M \Phi_i + \Phi_i^T M \Delta \Phi_i} \quad (5)$$

Ponavadi spremenjenih lastnih vektorjev ne poznamo. Kadar so spremembe lastnih vektorjev relativno male, dobimo z Rayleighovim kvocientom dovolj zanesljive rezultate [7].

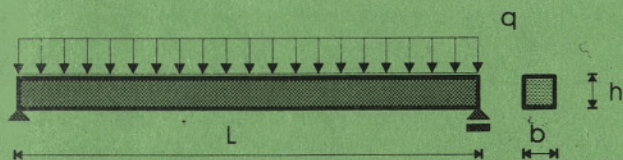
Analizirali smo spreminjanje lastnih vektorjev zaradi plastifikacije in primernost uporabe linearizacije za dinamično obremenjen elasto-idealno plastični prosto ležeč nosilec.

4. DINAMIČNO OBREMENJEN ELASTIČNI IDEALNO PLASTIČNI PROSTO LEŽEČ NOSILEC

Izračunali in primerjali smo natančno določene vrednosti spremenjenih lastnih vrednosti s tistimi, ki jih dobimo iz Rayleighovega kvocienta.

4.1 Geometrijske karakteristike in obtežba

Zaradi simetrije obtežbe in geometrije nosilca smo analizirali samo zgornjo levo četrtino nosilca. Obtežba in geometrijske karakteristike so prikazane na sliki 1.



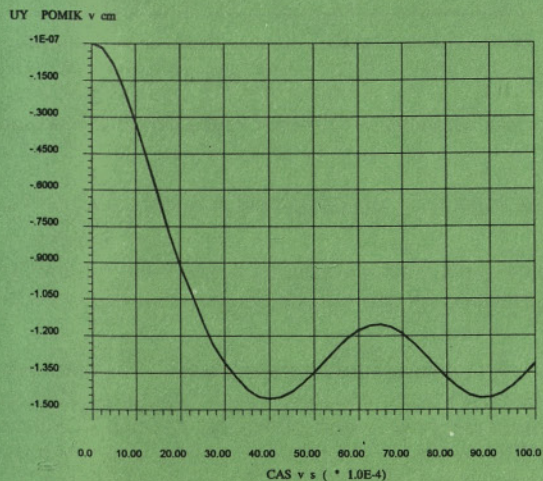
$$\begin{aligned} L &= 75.0 \text{ cm} & b &= 2.5 \text{ cm} & h &= 5.0 \text{ cm} & q &= 0.3 \text{ kN/cm} \\ E &= 21000.0 \text{ kN/cm}^2 & \nu &= 0.3 & \rho &= 0.785E-7 \text{ kNs}^2/\text{cm}^4 & \sigma_y &= 36.0 \text{ kN/cm}^2 \end{aligned}$$

Slika 1: Prosto ležeč nosilec

Obtežba je časovno neodvisna (Heavisidova) funkcija. Uporabljen je von Misesov kriterij plastičnega tečenja.

4.2 Rezultati dinamične elasto-plastične analize

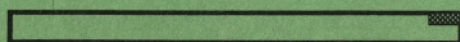
Numerični rezultati so dobjeni s pomočjo MKE programa MIXDYN [8]. Uporabili smo male časovne korake, $\Delta t = 0.1E-4$ zaradi natančnejšega spremljanja širjenja plastične cone. Dinamični odziv konstrukcije (vertikalni pomik na sredini razpetine nosilca) je prikazan na sliki 2.



Slika 2: Vertikalni pomik na sredini razpetine nosilca

Na sliki 3 je prikazano širjenje plastične cone za različne karakteristične čase. V vsakem od navedenih časov se je plastificirala nova Gaussova integracijska točka.

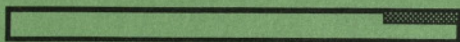
Slika 3: Širjenje plastične cone (leva zgornja četrtina nosilca)



plastična cona za čas $t = 1.332 \text{ E-3}$



plastična cona za čas $t = 1.387 \text{ E-3}$



plastična cona za čas $t = 1.345 \text{ E-3}$



plastična cona za čas $t = 1.498 \text{ E-3}$

4.3 Sprememba prvega lastnega vektorja in prve lastne vrednosti

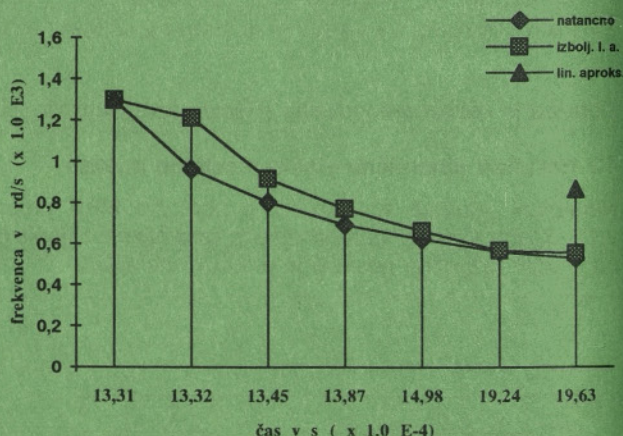
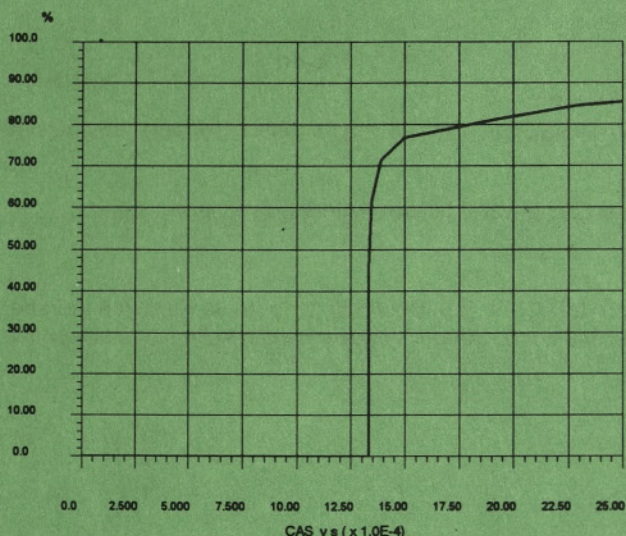
Lastne vrednosti smo določili v vsakem koraku, kjer je bil izpolnjen pogoj:

(6)

K_t je časovno odvisna tangentna matrika.

$$K_t = \frac{\partial \mathbf{p}}{\partial \mathbf{u}}$$

(7)



Slika 4: Relativna sprememba prve lastne vrednosti

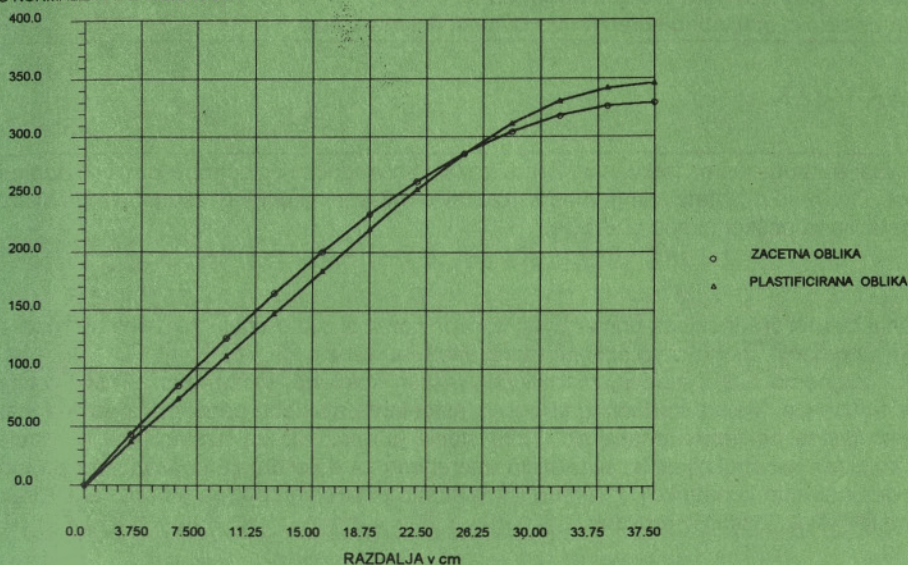
Slika 5: Primerjava natančno izračunanih in lineariziranih frekvenc

Relativne spremembe lastnih vrednosti so prikazane na sliki 4. Izstopa velik padec lastnih frekvenc na začetku plastifikacije.

Natančno določene lastne vrednosti smo primerjali z rezultati spremenjenih lastnih vrednosti izračunanih s pomočjo Rayleighovega kvocienta (4). Primerjava različno določenih lastnih frekvenc na sliki 5 kaže neujemanje rezultatov za čase, v katerih se je plastična cona povečala.

Linearizirane vrednosti lastnih frekvenc smo izračunali na dva načina. Pri totalni linearni aproksimaciji je bil uporabljen začetni lastni vektor, v izboljšani linearni aproksimaciji pa je bil v vsakem koraku upoštevan lastni vektor prejšnjega koraka. Kljub temu, da je iz slike 6 razvidna relativno mala sprememba prve lastne oblike na začetku in koncu opazovanega časa, je relativna napaka pri totalni linearizaciji ca. 75 %. Večje spremembe so opazne v ukrivljenosti prve lastne oblike. Pandey in drugi [9] so uporabili spremembo v ukrivljenosti za ugotavljanje lokacije poškodbe. Ta hipoteza ni uporabna za primer nelokalizirane plastične cone. S pomočjo centralne diferenčne aproksimacije smo iz lastne oblike pomikov numerično določili spremembo ukrivljenosti. Dobljeni rezultati izkazujejo večjo spremembo ukrivljenosti prve oblike v območju brez plastifikacije.

MASNO NORMALIZIRANE VREDNOSTI



Slika 6: Primerjava začetne in spremenjene prve lastne oblike

5. REŠEVANJE INVERZNEGA PROBLEMA

Ob predpostavki, da so znane vse lastne vrednosti in vsi lastni vektorji, je rešitev inverznega problema, torej določitev modificirane togosti konstrukcije, enolično definirana kot:

$$\mathbf{K} + \Delta\mathbf{K} = \mathbf{M}(\Phi + \Delta\Phi)^T (\Lambda + \Delta\Lambda)(\Phi + \Delta\Phi)\mathbf{M} \quad (8)$$

V praksi je znano manj podatkov. Problem določanja modificirane togosti tako postane slabo pogojen. Če zanemarimo spremembe lastnih vektorjev, se izraz (8) poenostavi.

$$\Delta\mathbf{K} = \mathbf{M}\Phi^T \Delta\Lambda\Phi\mathbf{M} \quad (9)$$

Ta poenostavitev je točna za primer, ko se vsi členi togostne matrike konstrukcije spremenijo linearno. Če upoštevamo poljubno spremembo togostne matrike, še posebej izven diagonalnih členov, naredimo s tako poenostavitvijo veliko napako [10].

Rešitev izboljšamo, če uporabimo proporcionalno optimalno ortogonalizacijo merjenih oblik [11] z naslednjo enačbo

$$\Delta\tilde{\mathbf{K}} = \mathbf{M}(\Phi + \Delta\Phi)_m^T (\Lambda + \Delta\Lambda)_m (\Phi + \Delta\Phi)_m \mathbf{M} + \mathbf{D}\mathbf{K}\mathbf{D}^T - \mathbf{K}\mathbf{D}^T - \mathbf{D}\mathbf{K}^T, \quad (10)$$

pri čemer je $\Delta\tilde{\mathbf{K}}$ približna vrednost spremembe togosti, indeks m pomeni število znanih dinamičnih karakteristik (meritev), matrika $\mathbf{D}$ pa je enaka:

$$\mathbf{D} = \mathbf{M}(\Phi + \Delta\Phi)_m (\Phi + \Delta\Phi)_m^T. \quad (11)$$

Ponavadi lahko izmerimo le nekaj prvih osnovnih oblik in frekvenc. Zaradi tega dejstva je tudi izraz (10) le groba aproksimacija.

Plastifikacija konstrukcije povzroči padec elastičnega modula v območju plastične cone. To dejstvo uporabimo za določitev velikosti deformacijske energije v predpostavljani poškodovani coni.

Na osnovi predpostavljene poškodovane cone Ω_d določimo spremenjeno togostno matriko $\mathbf{K}_d$.

$$\tilde{\mathbf{K}}_d = \mathbf{K}_{ud} + \Delta\tilde{\mathbf{K}}_d(\Omega_d) \quad (12)$$

$\mathbf{K}_{ud}$ je togost osnovnega sistema. Iz pogoja:

$$\Phi_m^T (\Delta\tilde{\mathbf{K}} - \Delta\mathbf{K})\Phi_m \Rightarrow 0 \quad (13)$$

določimo "natančno" spremembo togosti (ΔK) na predpostavljenem območju. V primeru, ko je znan en lastni vektor in pripadajoča lastna vrednost določimo optimalno spremembo iz naslednjega izraza.

$$\Delta K = (\Phi_1^T \Delta \tilde{K}_d \Phi_1)^{-1} (\Phi_1^T \Delta \tilde{K} \Phi_1) \Delta K_d \quad (14)$$

V večini primerov je izmerjena vsaj še druga lastna frekvenca. Z analizo lastnih vrednosti določimo teoretične numerične vrednosti višjih lastnih vrednosti. Dobljene rezultate primerjamo z rezultati meritev in na podlagi zadovoljivega ujemanja potrdimo ali negiramo predpostavljeno poškodovano področje.

6. SKLEP

Linearizacija problema določanja lastnih vrednosti za primer plastificirane konstrukcije ne daje zadovoljivih rezultatov. Inverzni problem lahko rešimo s pomočjo znane prve oblike in vsaj dveh frekvenc. Porušitvi konstrukcije se lahko izognemo tudi z merjenjem izključno lastnih frekvenc. Vzporedno z rastjo plastičnih deformacij se manjšajo lastne frekvence. Mejno vrednost predstavlja singularna ali slabo pogojena togostna matrika [12]. V tem primeru je vsaj ena lastna frekvenca enaka nič. Tako stanje je opozorilo za nestabilnost konstrukcije. Opazovanje izključno lastnih frekvenc konstrukcij lahko zanesljivo uporabimo za detektiranje poškodb, ne pa tudi za natančno lociranje. Plastično deformiranih konstrukcij, z izjemo lokaliziranih plastičnih con, ne smemo analizirati kot linearne probleme v smislu modificiranih lastnih vrednosti.

Zahvala

Zahvaljujem se za štipendijo USAID/BOSTID.

LITERATURA

- [1] Rytter, A. *Vibrational based inspection of civil engineering structures*, PhD Thesis, Aalborg, Danska, 1993.
- [2] Mottershead, J. E. in Friswell, M. I., Model updating in structural dynamics: A survey, *Journal of Sound and Vibration*, 167, 2, 347-375, 1993.
- [3] Worden, K., Ball, A. D. in Tomlinson, G. R. Fault location in a framework structure using neural networks. *Smart Mater. Struct.*, 2, 189-200, 1993.
- [4] Maugin, G. A. *The thermomechanics of plasticity and fracture*, Cambridge University Press, Cambridge, 1992.
- [5] Bathe, K. J. in Wilson, E. D. *Numerical methods in finite element analysis*, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, 1976.
- [6] Murthy, D. V. in Haftka, R. T. Approximations to eigenvalues of modified general matrices, *Computers & Structures*, 29, 5, 903-917, 1988.
- [7] To, W. M. in Ewins, D. J. Structural modification analysis using Rayleigh Quotient iteration. *International Journal of Mechanical Sciences*, 32, 3, 169-179, 1990.
- [8] Owen, D. R. J. in Hinton, E. *Finite elements in plasticity: Theory and practice*. Pineridge Press Limited, Swansea, 1980.
- [9] Pandey, A. K., Biswas, M. in Samman, M. M. Damage detection from changes in curvature mode shapes. *Journal of sound and vibration*, 145, 2, 321-332, 1991.
- [10] Stewart, G. W. *Introduction to matrix computations*. Academic Press, New York, 1973.
- [11] Ewins, D. J. *Modal Testing: Theory and practice*. Bruel and Kjaer, Naerum, Danska, 1986.
- [12] Napoleao, J., Elwi, A. E. in Murray, D. W., Eigenmode dominance and its application to structures with nonlinear materials. *Computers & Structures*, 41, 2, 281-291, 1991.
- [13] To, W. M. in Ewins, D. J. Non-linear sensitivity analysis of mechanical structures using modal data. *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part C - Journal of mechanical Engineering Science*, 205, 1, 67-75, 1991.

MERITVE PROMETNIH OBREMENITEV Z METODO TEHTANJA VOZIL MED VOŽNJO (WIM)

Weigh-in-motion measurements of road heavy traffic

UDK: 656.13.021:629.1.071

ALEŠ ŽNIDARIČ

POVZETEK

Realna prometna obtežba je nujno potreben podatek pri učinkovitem upravljanju s cestami in mostovi. V zadnjih 15 letih se v svetu vedno bolj širijo različni sistemi za tehtanje vozil med vožnjo (ang. Weigh-in-Motion, WIM), ki zbirajo podatke o težah vseh osi, ki peljejo čez merjeni cestni odsek. V referatu je podan pregled različnih WIM sistemov, ki so trenutno na voljo, skupaj z bistvenimi prednostmi in pomanjkljivostmi.

V Sloveniji smo v preteklih letih izvedli precej obširne meritve prometa z namenom, da bi določili obtežne sheme za vrednotenje varnosti obstoječih mostov. V referatu je opisan postopek tehtanja vozil med vožnjo čez most (ang. Bridge WIM), pri katerem prevzame vlogo tehtnice umerjena prekladna konstrukcija mostu. Podane so teoretične osnove metode, ocena natančnosti postopka ter primera uporabe WIM rezultatov pri napovedovanju pričakovane maksimalne obremenitve mostov in obremenitvi voziščne konstrukcije.

SUMMARY

In order to develop efficient road and bridge management tools the actual heavy traffic data is needed. For the last 15 years different Weigh-in-Motion (WIM) techniques have been applied around the world to collect heavy freight traffic information including axle spacings and axle weights. Paper is presenting an overview of different types of WIM systems currently available on market with the main advantages and disadvantages.

In order to develop live load models to be used for the realistic safety evaluation of existing bridges, rather extensive weighing of heavy vehicles, circulating on the Slovenian roads, has been accomplished. Bridge weigh-in-motion technique, where the instrumented bridge structures acts as a scale, is described and illustrated with applications of WIM data to bridges and pavements.

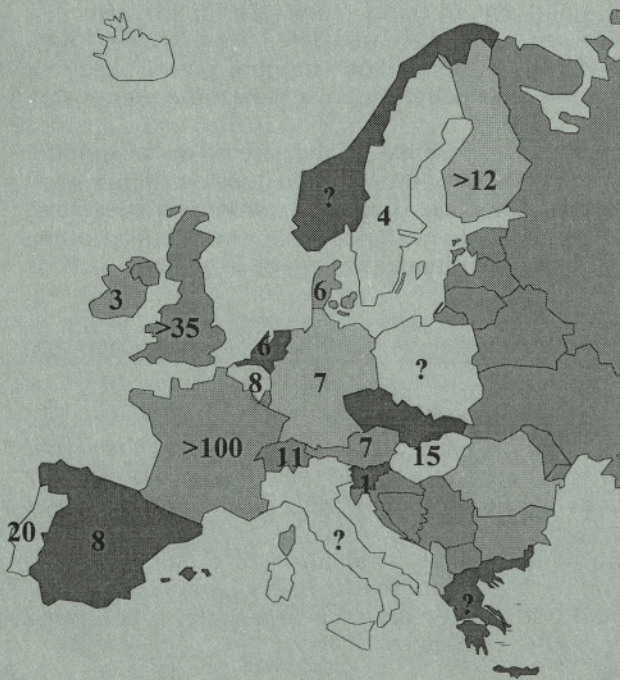
MERITVE PROMETNIH OBREMENITEV

Potreba po poznavanju tež težkih tovornih vozil, tj. po realni prometni obremenitvi, se je najprej pokazala pri dimenzioniranju voziščnih konstrukcij v zgodnjih sedemdesetih letih. Kasneje so začeli podatke o težah tovornih vozil uporabljati tudi upravljalci mostov in pripravljenci predpisov, npr. Eurocoda 1. Rezultate meritev tež torej potrebujemo:

- za zbiranje statističnih podatkov o prometnih obremenitvah na cestah in cestnih objektih,
- za določanje realne prometne obremenitve pri:
 - dimenzioniranju voziščnih konstrukcij in
 - vrednotenju stanja obstoječih mostnih konstrukcij,
- v okviru mednarodnih projektov SHRP (Strateški cestni raziskovalni program, ang. Strategic Highway Research Program) in LTPP (Dolgoročno spremljanje obnašanja cestnih konstrukcij, ang. Long Term Pavement Performance), ki spremljajo prometne obremenitve skozi daljša časovna obdobja,
- za kalibracijo nacionalnih pravilnikov itd.

Osnove podatke o težah vozil lahko ocenimo iz rezultatov štetja prometa, vendar so ti podatki zgolj približni, zato moramo v primeru njihove uporabe v analizah obremenitev upoštevati njihovo precej veliko nezanesljivost.

Za natančnejšo analizo je torej potrebno tovarna vozila tehtati. To lahko storimo s statičnimi tehtnicami, ki jih uporabljajo na deponijah, kamnolomih, skladiščih ipd., s "kvazi-statičnimi" tehtnicami na tehtalnih postajah, ki tehtajo vozila med počasno vožnjo s hitrostjo do 10 km/h, in s prenosnimi tehtnicami, ki se postavijo pod kolesa tovarnega vozila. Našteti načini zaenkrat edini omogočajo kaznovanje kršilcev, imajo pa nekaj bistvenih pomanjklivosti. Na statičnih tehtnicah se tehta le majhen odstotek vozil, ki v večini primerov pripadajo lastniku tehtnice.



Slika 1. Razširjenost WIM-a v Evropi; z vprašajem so označene države, ki WIM uporabljajo, vendar ni poznano točno število postaj

Tehtalne postaje ob glavnih cestah, ki so zelo razširjene v ZDA, so zelo drage in velikokrat ne obratujejo 24 ur na dan. Vozniki preobteženih vozil, ki so med seboj povezani z radijsko zvezo, počakajo na konec obratovanja ali pa tehtalno postajo preprosto zaobidejo po drugi poti. Na ta način se izgubijo najbolj merodajni podatki tako za dimenzioniranje voziščnih konstrukcij kot za vrednotenje stanja premostitvenih objektov. Na isto težavo naletimo pri tehtanju s prenosnimi tehtnicami, ki so sicer cenovno ugodnejše, vendar za množično uporabo tudi zelo nepraktične.

Sistemi za tehtanje vozil med vožnjo (ang. WIM, Weigh-in-Motion sistemi) po drugi strani omogočajo neprekinjeno tehtanje vozil, ki peljejo preko merilne postaje, poleg tega pa so merilni instrumenti izza volana neopazni, zato se vozniki tovornih vozil med seboj ne morejo opozarjati.

ZGODOVINA IN RAZŠIRJENOST WIM SISTEMOV

Po manj uspešnih poskusih v šestdesetih letih segajo dejanski začetki tehtanja težkih vozil med vožnjo v zgodnja sedemdeseta leta. Intenzivno so se začeli uporabljati v osemdesetih letih, zlasti z uvajanjem LTPP projektov, ki med drugim zbirajo tudi osne obremenitve tovornih vozil na testnih odsekih. Čeprav razvoj sistemov z vidika natančnosti in ugodne cene ni potekal po pričakovanjih, imajo danes v ZDA pribl. 450 delujočih WIM sistemov. V Evropi (slika 1) deluje pribl. 300 WIM sistemov, prednjačijo pa Francija, Velika Britanija in Portugalska. Zunaj Evrope in ZDA ima najbolj razvito mrežo Avstralija s 140 sistemi, uporabljajo pa jih tudi v Izraelu, Južni Afriki ter Južni Koreji. Kako pomembna postaja kontrola obremenitev na cestah, pove podatek, da namerava Francija v nekaj letih, vzporedno s "pravimi" WIM sistemi, pokriti celotno cestno omrežje z več kot 1000 manj natančnimi a občutno cenejšimi, v številne postaje vključenimi WIM sistemi.

Delitev WIM sistemov

Do tega trenutka so samo ZDA izdale standard o tehtanju vozil med vožnjo /1/, ki definira tako tipe kot načine postavitve WIM sistemov. V Evropi se podoben dokument pripravlja v okviru COST ("European cooperation in the field of scientific and technical research") projekta 323 "Weigh-in-Motion of Road Vehicles", zato načini zbiranja podatkov, zahtevane natančnosti, postopki kalibracije WIM sistemov ipd., še niso poenoteni. Vsi obstoječi WIM sistemi pa omogočajo zbiranje in statistično obdelavo vsaj naslednjih podatkov o strukturi prometa:

- datum in ura prehoda vozila,
- vozni pas,
- razred vozila,
- hitrost vozila,
- skupna dolžina vozila,
- skupna teža vozila,
- osni pritiski in
- medosne razdalje.

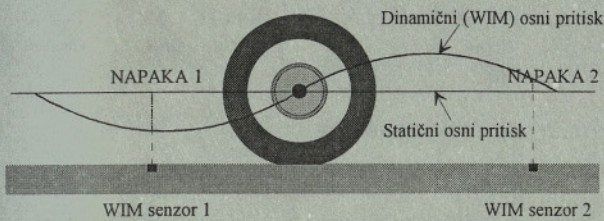
Po režimu delovanja delimo WIM sisteme na:

- stalne, kjer senzorji in sistem za zajemanje podatkov delujejo neprekinjeno na isti lokaciji,
- delno pomične, kjer so senzorji vgrajeni v cestišče, sistem za zajemanje in obdelavo podatkov pa se priključi po potrebi na
- v celoti pomične, kjer se tako senzorji kot sistem za zajemanje podatkov predstavljajo iz objekta na objekt.

Po principu delovanja delimo WIM sisteme na:

- piezo sisteme, kjer je merilni element v vozišče vgrajen

ki zaradi meritev z večimi (vsaj štirimi) sezorji zagotavljajo bistveno večjo natančnost. Iz slike 4 je očitno, da lahko že s povprečenjem meritev na dveh WIM senzorjih napako občutno zmanjšamo.



Slika 4. Statični in dinamični osni pritisk ter napaka pri meritvi z v vozišče vgrajenim WIM senzorjem

Problemi zaradi nihanja vozil so pri mostnem WIM sistemu manj izraziti, saj se vozilo med vožnjo po instrumentiranem polju mostu tehta neprekinjeno, osni pritiski pa so rezultat povprečenja večih meritev. Ob pravilni kalibraciji na primernem objektu je mostni WIM sistem bolj natančen od komercialnih različic v cestišče vgrajenih WIM sistemov z enim ali dvema senzorjema v vsakem pasu.

Delež izmerjenih vozil

Noben obstoječi WIM sistem ne izvrednoti tež vseh mimovozečih vozil. Mostni WIM sistem, ki ga uporabljamo pri nas, npr. ne izračuna tež tovornih vozil, ki so istočasno na merjenem polju, jih pa razvrsti v določeni razred. Težava pri v vozišče vgrajenih senzorjih je, da le-ti nikoli ne pokrivajo celotne širine vozišča, tovorna vozila pa lahko kljub prepovedi zapeljejo na sosednji pas. Raziskave v ZDA so pokazale, da je lahko odstotek nestehtanih oz. nepravilno stehtanih vozil na upogibnih ploščah tudi 40 %. Ker so algoritmi za vrednotenje tež pri v cestišče vgrajenih WIM sistemih narejeni tako, da izločijo meritve, ki pokažejo preveliko odstopanje tež posameznih koles na osi, so v sodobne izvedbe le-teh vključene dodatne induktivne zanke za klasifikacijo vozil.

Trajnost WIM sistemov

Najbolj nezanesljivi deli vseh sodobnih WIM sistemov so deli, ki so vgrajeni v vozišče. Zato bo v nadaljnjem razvoju največji povdarek, poleg večje natančnosti meritev, posvečen prav večji trajnosti WIM sistemov.

V tabeli 2 so zbrane splošne prednosti in pomanjkljivosti različnih WIM sistemov (proizvodi različnih proizvajalcev se lahko močno razlikujejo med seboj).

Preglednica 2. Prednosti in pomanjkljivosti različnih tipov WIM sistemov

	Piezo in kapacitivni senzorji	Upogibne plošče	Mostni WIM sistem
+	- tehta posamezne osne ali kolesne pritiske - cenovno ugodni - intenziven razvoj v Zahodni Evropi	- tehtajo posamezne osne pritiske - bolj natančni od piezo-keramičnih in kapacitivnih senzorjev	- zaradi dolžine meritve manj občutljivi na dinamične vplive - vedno tehta celo vozilo - popolnoma prenosljiv - meri dodatne parametre za analizo mostov
-	- potrebno zelo ravno cestišče pred in za senzorjem - zelo kratek čas meritve - popačena meritev, če kolo delno ali v celoti zgreši senzor	- potrebno zelo ravno cestišče pred in za tehcnico - kratek čas meritve - popačena meritev, če kolo zgreši tehcnico	- potrebna primerna mostna konstrukcija - nujen tekoč promet - ne tehta več težkih vozil, ki so sočasno na mostu, jih pa klasificira - občutljivi pomični detektorji osi

V Sloveniji za tehtanje vozil uporabljamo sistem proizvajalca Bridge Weighing Systems Inc. (BWS) iz ZDA, s katerim lahko s pomočjo največ osmih deformetrov sočasno tehtamo vozila na dveh voznih pasovih. Poleg osnovnih podatkov o stehtanih vozilih, s tem sistemom dobimo:

- histogram medsebojnih zamikov vozil, ki ga potrebujemo pri simulaciji maksimalne prometne obtežbe,
- statistično obdelane podatke o prečnem raznosu prometne obtežbe in koeficientu sunka in
- signale specifičnih deformacij.

V nadaljevanju je ta sistem bolj podrobno predstavljen.

MOSTNI WIM SISTEM

Opis mostnega WIM sistema

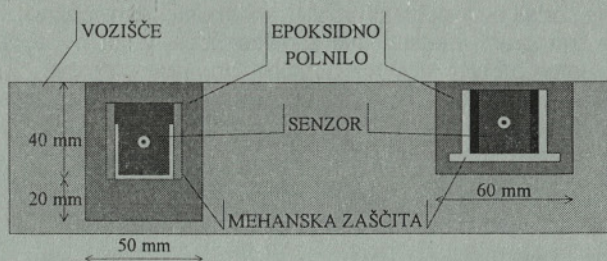
Mostni WIM sistem je bil razvit koncem sedemdesetih let na Case Western Reserve University v Clevelandu, Ohio, ZDA, z namenom zbirati osne pritiske vozil, ki vozijo z običajno, nezmanjšano hitrostjo (pred tem so že uporabljale tehtalne postaje, čez katere pa so morala vozila peljati s hitrostjo pribl. 10 km/h). Pri meritvi prevzame prekladna konstrukcija vlogo tehtnice. Ko vozilo prečka most, se glavni nosilni elementi mostu pod obtežbo upognejo. Zaradi proporcionalnosti momentov in specifičnih deformacij merimo z deformetri specifične deformacije prekladnih elementov – nosilcev ali plošče. Shema instrumentacije mostnega WIM sistema je prikazana na sliki 5.

Najnovejša izvedba BWS sistema je shranjena v hermetično zaprtem aluminijastem kovčku dimenzij 38 × 24 × 45 cm skupne teže pribl. 20 kg. Največji del teže odpade na baterije, ki omogočajo 14 dnevno neprekinjeno delovanje sistema.

Pred meritvijo je potrebno na podlagi geometrijskih karakteristik objekta skonstruirati vplivnico statičnega sistema. Ta je pri prostoležečem sistemu enostavna, pri kontinuirnih mostovih pa uporabimo v BWS sistem vključen računalniški program, ki z metodo končnih elementov izračuna vplivnico mostu.

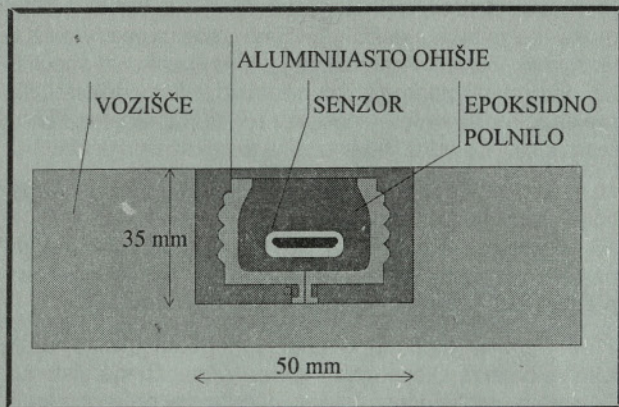
Kadar je le mogoče, merimo deformacije vseh nosilcev. Če je prekladna konstrukcija plošča, razporedimo deformetre na enakih razdaljah po celotni širini plošče. Iz razmerja deformacij na posameznih deformetrih izračunamo prečni raznos obtežbe in s tem faktor g v enačbi 5.

senzor iz piezo-keramičnega materiala; inducirana napetost v senzorju je odvisna od spremembe pritiska in dolžine senzorja (širine koles na osi) pod obremenitvijo (slika 2);



Slika 2. Shema piezo-keramičnih senzorjev proizvajalcev Hestia (Francija) in Peak Traffic (Južna Afrika)

- kapacitivne sisteme, kjer je merilni element največkrat v vozišče vgrajena aluminijasta cev; osni pritisk je sorazmeren spremembi kapacitivnosti v elementu (slika 3);
- upogibne plošče (ang. bending plate) so v principu modificirane statične tehtnice, kjer je osni pritisk proportionalen deformaciji tehtalne plošče.
- pri tehtanju vozil med vožnjo čez most (ang. BWIM – Bridge Weigh-in-Motion) prevzame vlogo tehtnice umerjena prekladna konstrukcija mostu.



Slika 3. Shema kapacitivnega senzorja proizvajalca Golden River (Velika Britanija)

Trenutno so v svetu najbolj popularni piezo-keramični in kapacitivni senzorji. Proizvajalci WIM sistemov prihajajo iz Velike Britanije, Francije, Nemčije, ZDA, Kanade in Južne Afrike. Njihova natančnost je omejena z majhno širino senzorja (<2 cm) in potrebo po zelo ravni vozni površini pred in za sistemom.

V cestišče vgrajene upogibne plošče so zaradi večje tehtalne površine bolj natančne vendar tudi dražje od ostalih sistemov. V starejših izvedbah so bile zaradi množice mehanskih delov tudi večinoma bolj občutljive na klimatske spremembe. Sodobni sistemi so bolj enostavni in bolj zanesljivi, vendar je njihov delež v primerjavi s piezo-keramičnimi in kapacitivni sistemi manjši, oz. je omejen zgolj na nekatere države (Portugalska, nekatere zvezne države v ZDA).

V končni fazi razvoja so senzorji na podlagi optičnih vlaken, ki dajejo obetavne rezultate. Na tržišču bodo predvidoma v letu 1996 in naj bi bili tudi cenovno ugodni.

Mostni WIM sistemi so bili razviti predvsem za analizo

mostnih konstrukcij. Uporabljajo jih v Avstraliji (120 sistemov), ZDA, Izraelu, Južni Koreji, na Irskem in od leta 1993 v Sloveniji. Zaradi meritev na sami prekladni konstrukciji lahko s tem sistemom sočasno z zbiranjem podatkov o prometu iz vrednotimo tudi prečni raznos obtežbe in koeficient sunka konstrukcije, ki nastopata v enačbi za izračun prometne obtežbe (enačba 5). Signale specifičnih deformacij pa lahko uporabimo pri nadaljnji analizi prekladne konstrukcije.

Primernost WIM sistemov

Primernost posameznih WIM sistemov ocenjujemo s tremi parametri:

1. Natančnost meritev
2. Delež izmerjenih vozil
3. Trajnost WIM sistema

Natančnost meritev

V Evropskem standardu za WIM meritve, ki je v pripravi, bodo WIM sistemi glede na natančnosti meritev razvrščeni v 4. razrede. Da bo sistem zadostil pogojem za določen razred, bo morala biti napaka 95% naključno izmerjenih osi manjša od predpisane (preglednica 1).

Preglednica 1. Zahtevana natančnost WIM rezultatov

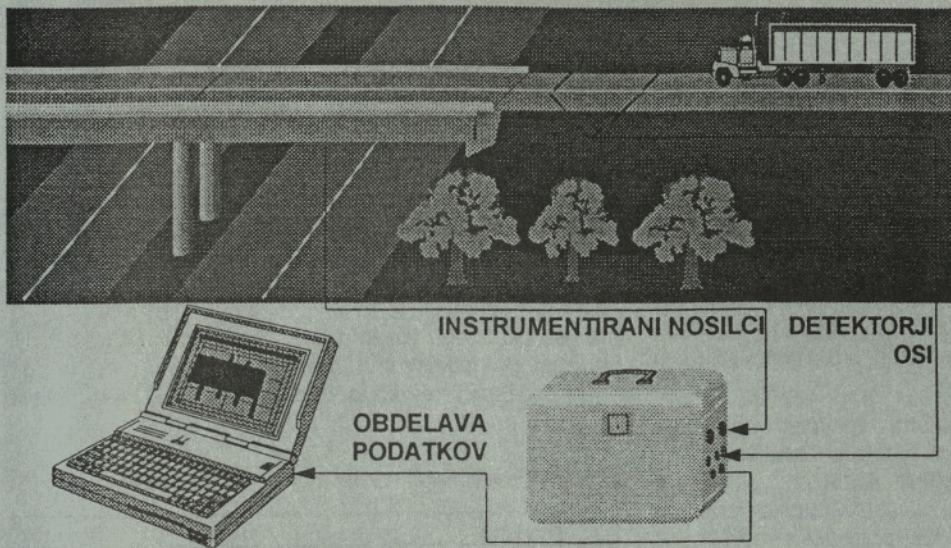
Razred	Napaka	Namen uporabe rezultatov
4.	30%	Groba ocena prometnih tokov
3.	20%	Klasifikacija vozil Predizbira vozil za tehtanje na statičnih tehtnicah
2.	10%	Specifične kontrole za industrijo Prometna varnost
1.	5%	Neposredno kaznovanje kršiteljev

Večina današnjih WIM sistemov izpolnjuje pogoje za 3. razred, nekateri med njimi pa ob pravilni postavitvi in kalibraciji sistema že sodijo v 2. razred. Trenutno na tržišču ni sistema, ki bi zadostil pogojem za 1. razred.

Na natančnosti izmerjenih tež med WIM meritvami najbolj vpliva nihanje vozila, zaradi česar tudi uporabljamo izraz dinamični kolesni oz. osni pritisk. Vozilo s hitrostjo 60 km/h prevozi vgrajeni senzor širine pribl. 2 cm v dobri tisočinki sekunde. Ker je osnovna nihajna doba tovornega vozila neprimerno višja (pribl. 0,2 do 1 sekunde), so izmerjeni dinamični osni pritiski, odvisno od smeri nihanja okoli statične vrednosti osnega pritiska, večji ali manjši (slika 4). Jakost nihanja je močno odvisna od neravnin na vozni površini, od kvalitete podvozja in od faze nihaja vozila, v katerem kolo vozila pelje čez WIM senzor.

Verjetnost, da bosta ravno v trenutku meritve dinamični in statični osni pritisk enaka, je minimalna. Da bi zmanjšali dinamične vplive, so v nekaterih Evropskih državah (Francija, Nizozemska, Portugalska) pripravili ustrezna priporočila za namestitve, uporabo in vzdrževanje WIM sistemov. V že omenjenem ameriškem standardu /1/ so za v vozišče vgrajene WIM sisteme v območju 45 m pred in 45 m za senzorji postavljene zelo stroge zahteve po ravnosti, prečnem in vzdolžnem naklonu ter vzdolžnem radiju vozne površine.

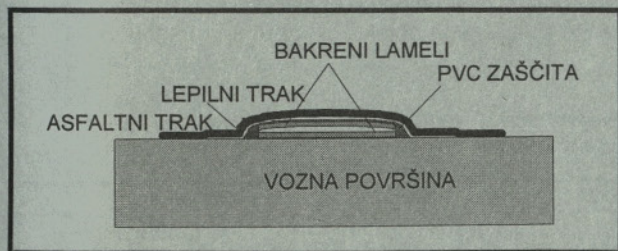
Velik poudarek v razvoju je zato v zadnjem času namenjen t.i. večsenzorskim sistemom (ang. Multi Sensor Systems),



Slika 5. Shema postavitve mostnega WIM sistema

Osi vozila in razdaljo med njimi zaznavajo detektorji osi. V glavnem se uporabljajo tri vrste senzorjev, ki jih vgradimo ali pritrdimo na cestišče pred mostom:

1. Stikalni trakovi (ang. tape-switch, slika 6) so dolgi 2,80 m in so po celotni dolžini sestavljeni iz dveh 2 cm širokih bakrenih lamel, ki sta v začetnem stanju med seboj razmaknjeni. Če kjerkoli na trak deluje sila večja od pribl. 0,5 kN, se sklene tokokrog in s tem inducira signal. Stikalni trak prilepimo na vozno površino z močnim lepilnim trakom in ga zaščitimo z ojačenim bitumenskim trakom. Tako opremljeno merilno mesto je iz voznikovega sedeža neopazno. Signali so zelo ostri, kar ugodno vpliva na natančnost meritev, njihova pomanjkljivost pa je precejšnja občutljivost na mehanske in vremenske vplive.
2. Pnevmatiski trakovi oz. cevi (ang. road-hose) se prav tako pritrdijo na cestišče. Signal pri prehodu kolesa se sproži zaradi spremembe zračnega tlaka v cevi. So manj občutljivi na zunanje vplive, vendar manj natančni od stikalnih trakov.
3. Za stalne WIM postaje so edino primerni piezo-kera-mični senzorji, ki se vgradijo v cestišče. So podobni senzorjem, ki tehtajo vozila, vendar so lahko zaradi svoje funkcije (samo zaznavanje osi) bistveno manj natančni.



Slika 6. Prerez stikalnega traku

V vsakem merjenem voznem pasu namestimo na tisti strani mostu, od koder prihaja promet, po dva detektorja osi. Iz izmerjenih časovnih intervalov, v katerih posamezne osi prevozijo znano razdaljo med njima, izračunamo hitrost in medosne razdalje vozila, ki so pomemben podatek pri vrednotenju tež in klasifikaciji vozil.

V BWS sistem v sedanji izvedbi lahko naenkrat shranimo

podatke o 20.000 vozilih. Ko je ta številka presežena, se novi podatki zapisujejo čez najstarejše.

class 2	lane 2	100.5 kmph	spacing 2.6	time: 16:32:28
387	lane : 1	69.5 kmph	class: 3 date : 11/10/93	time: 16:32:32
	spacing	2.9		
	axle weights	2.6 3.2		
	total weight	5.8 mton		
class 1	lane 1	90.9 kmph	spacing 2.4	time: 16:32:35
class 1	lane 2	116.3 kmph	spacing 2.5	time: 16:32:38
388	lane : 1	66.1 kmph	class: 11 date : 11/10/93	time: 16:32:41
	spacing	3.5 5.1 1.3 1.3		
	axle weights	6.6 10.2 8.1 8.1 8.1		
	total weight	41.1 mton		
class 1	lane 2	111.2 kmph	spacing 2.5	time: 16:32:44

Slika 7. Izpis rezultatov na BWS sistemu med tehtanjem vozil

Sam BWS sistem nima zaslona, tipkovnice in diskov. Programska oprema za nastavitve, zajemanje podatkov in za obdelavo signalov je shranjena v pomnilniku, z enoto pa preko serijskega vmesnika upravljamo s prenosnim osebним računalnikom. Na sliki 7 je prikazan izpis podatkov o merjenih vozilih med tehtanjem na terenu.

Teoretične osnove za določitev osnih pritiskov in bruto tež

Med prehodom vozila niha most okoli statične deformacijske linije. Celotni upogibni moment prekladne konstrukcije je enak vsoti upogibnih momentov posameznih nosilcev. Odnos med napetostjo v i -tem nosilcu in pripadajočim momentom izrazimo z enačbo:

$$\sigma_i = \frac{M_i}{W_i} \quad (1)$$

kjer so:

σ_i – napetost v i -tem nosilcu

M_i – upogibni moment v i -tem nosilcu

W_i – odpornostni moment i -tega nosilca

$i = 1, \dots, n_g$ – število nosilcev

Skupni moment je torej ob predpostavki konstantnega modula elastičnosti E in odpornostnega momenta W po vseh nosilcih proporcionalen vsoti izmerjenih specifičnih deformacij (ϵ_i) na posameznih nosilcih:

$$M = \sum_i^{n_g} M_i = \sum_i^{n_g} W_i \times \sigma_i =$$

$$= E \times \sum_i^{n_g} W_i \times \varepsilon_i = E \times W \times \sum_i^{n_g} \varepsilon_i \quad (2)$$

WIM analiza predstavlja obraten problem. Merimo odziv konstrukcije (specifične deformacije oz. upogibni moment), izračunati pa želimo obtežbo, ki je ta upogibni moment povzročila.

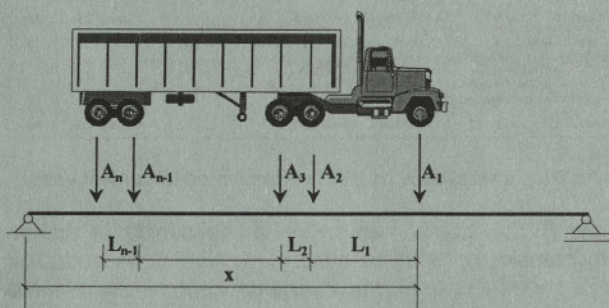
Teoretično je število neznanih tež vozila enako številu osi n. Določimo jih s pomočjo n različnih upogibnih momentov, ki jih povzročijo vplivi v n različnih položajih vozila na mostu.

Za nastavitev enačb potrebujemo vplivnico upogibnih momentov $I(x)$. Če si zamislimo vozilo, shematično prikazano na sliki 8, z osnimi pritiski $A_1, A_2, \dots, A_n$ in z medosnimi razdaljami $L_1, L_2, \dots, L_{n-1}$, lahko izrazimo upogibni moment za vsak položaj prve osi x kot:

$$M(x) = A_1 I(x) + A_2 I(x - L_1) + A_3 I(x - (L_1 + L_2)) + \dots +$$

$$+ A_N I(x - (L_1 + L_2 + \dots + L_{N-1})) =$$

$$= \sum_{i=1}^N A_N I(x - \sum_{j=1}^{i-1} L_j) \quad (3)$$



Slika 8. Obtežba vozila z n osmi

Če izberemo n položajev, v katerih nastavimo enačbo 3, dobimo sistem n linearnih enačb z n neznankami:

$$[F] \{A\} = \{M\} \quad (4)$$

$[F]$ je matrika upogibnih momentov zaradi enotnega osnega pritiska, ki so odvisni od položaja prve osi X_i in od medosnih razdalj vozila ($I(x, L_i)$). V stolpcu $\{A\}$ so zbrani neznani osni pritiski A_i , v stolpcu $\{M\}$ pa iz meritev dobljeni momenti $M_i = E \times W \times \varepsilon_i(t)$ v času t_i (ko je bila prva os v položaju x_i). Pri tem določimo produkt $E \times W$ iz enačbe 2 s pomočjo referenčnega (kalibracijskega) vozila znanih osnih pritiskov in medosnih razdalj (konstrukcijo umerimo).

Kalibracija objektov

Vsi WIM sistemi se pred uporabo brez izjeme umerijo s pomočjo enega ali večih kalibracijskih vozil poznanih osnih pritiskov in medosnih razdalj. Vozila z različnimi hitrostmi peljejo čez merilno mesto, na podlagi rezultatov meritev tež pa se določijo kalibracijski faktorji sistema, ki pretvorijo električni signal v fizikalno količino – težo. Z večjim številom kalibracijskih voženj se povečuje zaupanje

v točnost kalibracijskih faktorjev in s tem v izmerjene rezultate. Pri BWS sistemu podamo ločena kalibracijska faktorja za vsak merjen vozni pas in v vsakem od njih izvedemo približno deset kalibracijskih voženj.

Klasifikacija vozil

Tako kot večina ostalih WIM sistemov tudi BWS sistem sočasno z vrednotenjem osnih pritiskov razvršča vozila na razrede in podrazrede. Vgrajeni algoritem za klasifikacijo združi izmerjene medosne razdalje v vozila na podlagi dveh predpostavk:

- vse osi istega vozila morajo imeti enako hitrost,
- obstaja maksimalna medosna razdalja; če je le-ta presežena, osi kljub enaki hitrosti pripadajo večim vozilom.

Preglednica 3. Klasifikacija vozil – glavni razredi

	Tip vozila	Tip vozila	Tip vozila	Tip vozila
1	MOTOCIKL 	4 	8 	12
2		5 	9 	13
3		6 	10 	14 OSTALO
		7 	11 	

Z BWS sistemom razdelimo vozila na 14 glavnih razredov, od katerih lahko vsak vsebuje po 10 podrazredov. Na podlagi Pravilnika o dimenzijah, skupnih masah in osnih obremenitvah vozil v cestnem prometu /10/ smo se odločili za osnovne razrede, ki so prikazani v preglednici 3. Za potrebe analize rezultatov smo vozila združili v naslednje kategorije:

- dvoosni tovornjaki,
- troosni tovornjaki,
- tovornjaki s priklopniki,
- tovornjaki s polpriklopniki (vlačilci),
- avtobusi in
- neklasificirana vozila.

Natančnost mostnega WIM sistema

Natančnost mostnega WIM sistema je v veliki meri odvisna od pravilne izbire mostne konstrukcije. Osnovni kriteriji za izbiro primerne objekta so zbrani v preglednici 4.

Preglednica 4. Kriteriji za izbiro objekta za mostne WIM meritve /9/

Kriterij	Optimalno	Sprejemljivo
Tip mostu	jekleni nosilci prednapeti betonski nosilci armiranobetonski nosilci	armiranobetonske plošče
Razpetina	10 do 20 metrov	8 do 35 metrov
Poševnost	0 do 10 stopinj	10 do 25 stopinj, pogojno do 45 stopinj
Dostop na most	kolikor mogoče gladek, brez izrazitih neravnin	manj gladek dostop vpliva na natančnost meritev
Gostota prometa	povprečni letni dnevni pretok 15.000 do 20.000 vozil	> 20,000

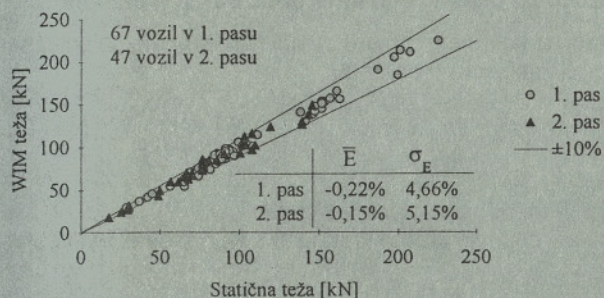
Napako meritve E ocenimo na podlagi primerjave statičnih in WIM tež vozil po enačbi:

$$E(\%) = \frac{WIM\ teza - statična\ teza}{statična\ teza} \quad (5)$$

Oceno natančnosti BWS sistema smo izvedli na mostu pred Ljubljansko deponijo Barje. Most sicer ni bil najbolj primeren, saj je od statične tehnične oddaljen le približno 50 m. Večina vozil je zato začela zavirati še preden je v celoti zapeljala z mostu. Kljub temu so bili rezultati (slika 9) glede na kriterije iz tabele 1 ugodni:

- napaka 70% vozil je bila pod 5%
- napaka 96% vozil je bila pod 10%
- napaka več kot 99 % vozil je bila pod 15%
- napaka manj kot 1% vozil je bila večja od 15%

Vse napake večje od 10% so bile ugotovljene pri lažjih vozilih s skupno težo pod 90 kN, ki so tako za analizo mostov kot voziščnih obremenitev manj pomembna.



Slika 9. Primerjava skupnih tež vozil dobljenih z WIM meritvami in na statični tehnici na mostu pri Ljubljanski deponiji Barje

Obdelava rezultatov WIM meritev

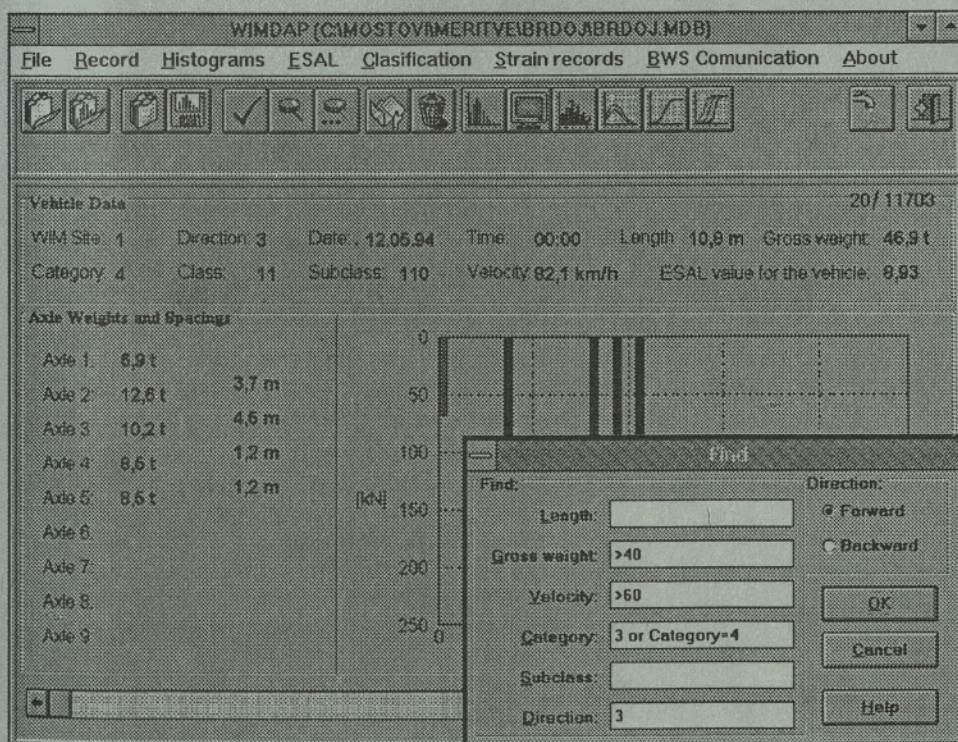
Mostni WIM sistem shranjuje podatke v formatu, ki ga predpisuje Zvezna direkcija za ceste ZDA (FHWA). Da bi olajšali zbiranje in obdelavo podatkov meritev tež, je bila razvita poskusna verzija programske opreme WIMDAP® (Weigh-In-Motion Data Analysis Programme) v okolju Microsoft Windows, ki trenutno omogoča:

- pretvorbo podatkov iz formata FHWA v format podatkovne baze Microsoft Access®,
- iskanje podatkov po bazi,
- možnost vizualne kontrole tež in dimenzij vseh stehtanih vozil,
- možnost ponovne klasifikacije vseh stehtanih vozil,
- račun povprečnih vrednosti hitrosti, tež in težišč vozil po posameznih pasovih,
- račun histogramov različnih razredov in kategorij vozil po dnevih, urah, voznih pasovih ...
- račun pričakovane maksimalne prometne obtežbe z metodo konvolucije,
- račun kumulativne vrednosti faktorja ekvivalentnosti FE po posameznih dnevih in voznih pasovih,
- vizualni prikaz histogramov itd.

Osnovni zaslon programa je prikazan na sliki 10.

WIM meritve v Sloveniji

V okviru raziskovalne naloge /17/ smo v letih 1993 in 1994 opravili mostne WIM meritve na 9 mostovih z različno zasnovo in z različno strukturo prometa (preglednica 5). S tem smo pridobili bazo podatkov za več kot 21.000 težkih vozil, ki dajejo solidno oceno o strukturi tovornih vozil na slovenskih cestah. Z letom 1995 smo začeli tehtati tovorna vozila tudi za potrebe vrednotenja varnosti konkretnih objektov (viadukt Ravberkomanda) in v okviru meritev na 13 slovenskih LTPP odsekih.



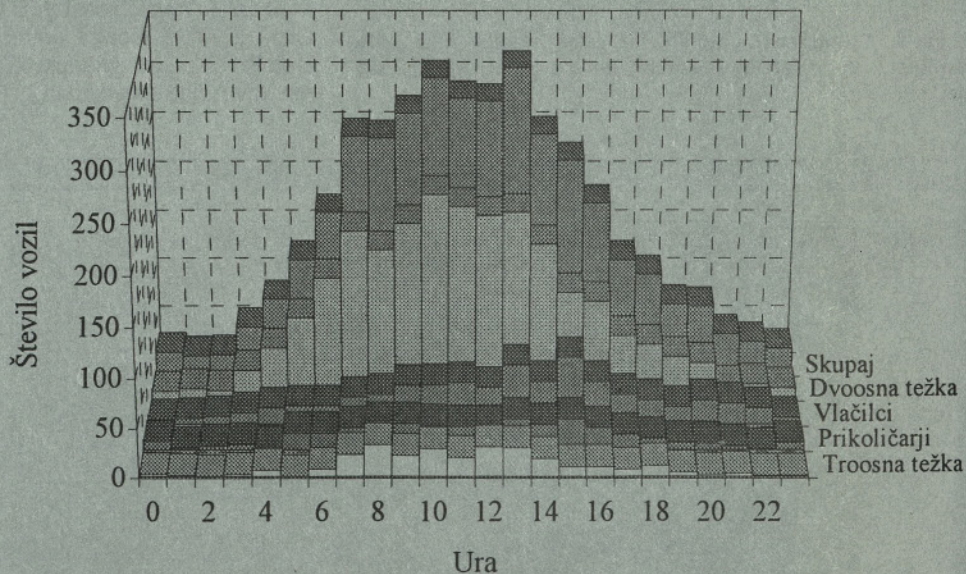
Slika 10. WIMDAP, obdelava rezultatov WIM meritev

Preglednica 5. Osnovni podatki o merjenih objektih v letih 1993 in 1994

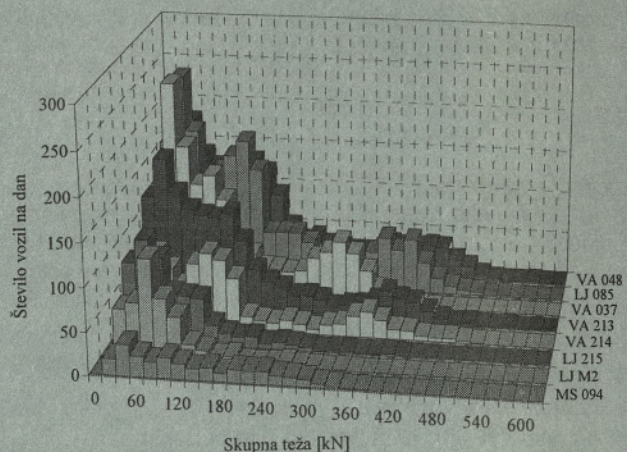
Lokacija	Prekladna konstrukcija	Statični sistem	Dolžina polj [m]
VA 213 Črnuče jug	2 škatl. prednapeta nosilca	kontinuirni čez 7 polj	7 × 25,3
VA 214 Črnuče sev.	2 škatl. prednapeta nosilca	kontinuirni čez 7 polj	7 × 25,3
LJ 085 Domžale	AB plošča	kontinuirna čez 3 polja	5,5 + 9,25 + 4,5
LJ 215 Šentjakob	5 škatl. prednapetih nosilcev	prostoležeči	5 × 27,5
VA 037 Brdo sever	10 AB I nosilcev	prostoležeči	3 × 10,28
VA 048 Brdo jug	10 AB I nosilcev	prostoležeči	3 × 10,28
MS 094 Lendava	montaž. plošča, 14 nosilcev	prostoležeči	3 × 12,70
LJ M1 Barje	6 AB I nosilcev	prostoležeči	3 × 13,20
LJ M2 Gradaščica	7 AB I nosilcev	prostoležeči	11,9 + 18,8 + 11,9

V nadaljevanju sta na slikah 11 in 12 kot primer prikazani 2 obliki statistično izrednotenih rezultatov WIM meritev:

- število težkih vozil po kategorijah in urah dneva na podvozu Brdo jug 13.5.1994,
- povprečni dnevni histogrami skupnih tež tovornih vozil na objektih iz preglednice 5,



Slika 11. Število težkih vozil po kategorijah in urah dneva na objektu Brdo jug 13.5.1994



Slika 12. Povprečni dnevni histogrami skupnih tež tovornih vozil po posameznih objektih

UPORABA WIM REZULTATOV PRI GOSPODARJENJU S CESTAMI IN MOSTOVI

Računski model prometne obtežbe na mostovih

Statično količino v prerezu zaradi vpliva prometne obtežbe lahko zapišemo v obliki /6/:

$$Q = a \times m \times W_{95} \times H \times g \times K_d = a \times Q_T \quad (6)$$

kjer je:

- Q – notranja statična količina
- a – deterministična vrednost, s katero se enotna obte-

žba vseh osi referenčnega tipskega vozila določene kategorije (tovornjak, vlačilec, prikoličar) pretvori v statično količino

m – razmerje med vplivom normirane obtežbe z referenčnim vozilom in naključnim vozilom

W_{95} – karakteristična teža izmerjenih vozil, ki je definirana kot 95% fraktila verjetnostne porazdelitve tež

H – mnogokratnik karakteristične teže W_{95} , s katerim se upošteva istočasna prisotnost večjega števila vozil na prekladni konstrukciji; na podlagi meritev

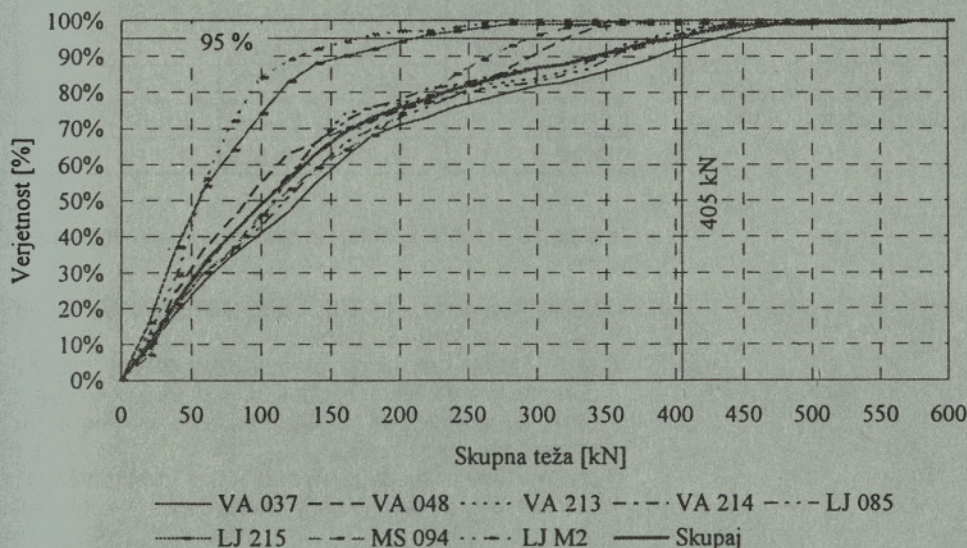
- tež ga iz vrednotimo z metodo simulacije
- g – koeficient prečnega raznosa obtežbe
- K_d – koeficient sunka
- Q_T – vpliv prometne obtežbe

Razen vrednosti a so vsi parametri tega računskega modela naključne spremenljivke, s srednjo vrednostjo μ , standardnim odklonom σ in koeficientom variacije $V = \sigma/\mu$ in jih dobimo z WIM meritvami.

Srednja vrednost statične količine je podana z izrazom:

$$\bar{Q} = a \times \bar{m} \times \bar{W}_{95} \times \bar{H} \times \bar{g} \times \bar{K}_d \quad (7)$$

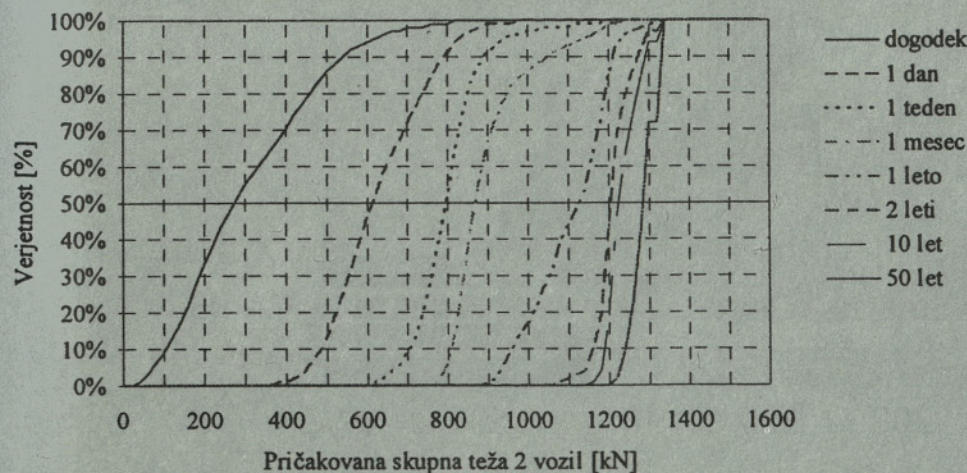
koeficient variacije pa s:



Slika 13: Verjetnost skupnih tež tovornih vozil po posameznih objektih

$$V_Q^2 = \sqrt{V_m^2 + V_{W_{95}, H}^2 + V_g^2 + V_{K_d}^2} \quad (8)$$

LJ 085



Slika 14: Pričakovane maksimalne obtežbe na podvozu LJ 085

Osnova za račun pričakovane maksimalne prometne obre-

Vpliv prometnih obremenitev na voziščno konstrukcijo

Vpliv prometnih obremenitev na voziščno konstrukcijo vrednotimo s faktorjem ekvivalentnosti FE /4/, tj. s številom prehodov osi normirane obtežbe 82 kN:

FE = \sum_{i=1}^N 10^{-8} \times f_i \times A_i^4 (9)

- kjer je:
- FE – faktor ekvivalentnosti vpliva dejanske osne obremenitve glede na nominalno osno obremenitev 82 kN;
 - f – faktor razporeda osi na vozilu (f = 2,212 za enojno in f = 0,0195 za dvojno os);
 - A – obremenitev posamezne osi v kN;
 - N – število osi;

S pomočjo WIMDAP programske opreme smo analizirali vpliv prometnih obremenitev na voziščno konstrukcijo na zahodni ljubljanski obvoznici (objekta VA 038 in VA 047).

Na sliki 15 so prikazani povprečni histogrami skupnih tež vozil z deležem preobteženih vozil v obeh smereh v voznem (VP) in prehitevalnem pasu (PP). Za vsak dan posebej smo po enačbi 9 izračunali faktor ekvivalentnosti FE. Rezultati so zbrani v tabeli 6.

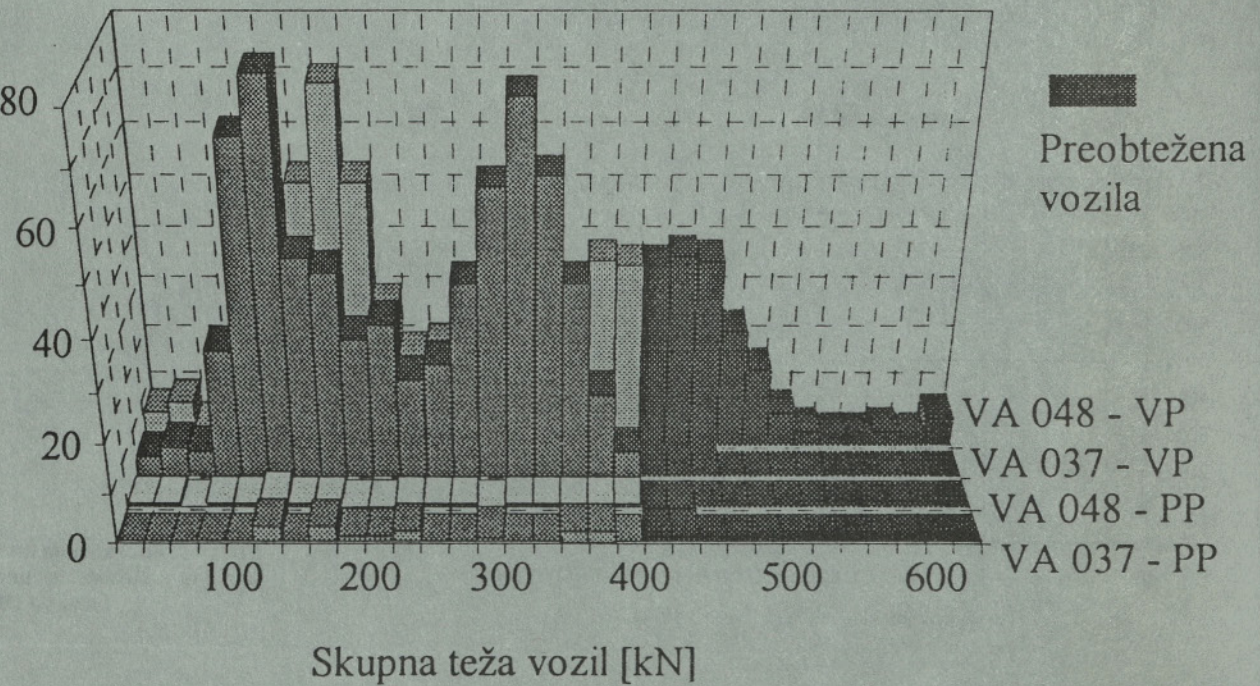
Preglednica 6. Faktorja ekvivalentnosti na objektu VA 048

dan v tednu	vozni pas		prehitevalni pas	
	ΣFE	Osi	ΣFE	Osi
Sre, 11.05.94	6213,9	4042	123,4	855
Čet, 12.05.94	6578,2	9181	19,5	630
Pet, 13.05.94	4899,6	7853	73,5	1363
Sob, 14.05.94	1847,3	3436	16,3	383
Ned, 15.05.94	882,1	2189	7,4	168
Pon, 16.05.94	1448,5	3733	21,4	529
Skupaj:	21869,6	30434	261,5	3928
Delež:	98,8%	88,6%	1,2%	11,4%

Iz slike 15 in table 6 lahko povzamemo naslednje ugotovitve:

- Večino preobteženih vozil smo stekali v smeri od severa proti jugu (VA 048),
- 88.6% vseh osi, ki so predstavljale 98.8% celotne obremenitve na cestnem odseku, je peljalo po voznem pasu, kar pomeni, da je bil ta 82-krat bolj obremenjen od prehitevalnega pasu,
- obremenitev voznega pasu bi bila 2,5-krat manjša, če bi bile vse preobtežene osi v okviru dopustnih obremenitev.

Vozil/dan



Slika 15. Preobtežena vozila na zahodni ljubljanski obvoznici v voznem (VP) in prehitevalnem pasu (PP)

Takšna analiza ne bi bila mogoča brez WIM meritev, s pomočjo katerih smo dobili osne pritiske in medosne razdalje praktično vseh vozil, ki so v 6 dneh peljala po zahodni ljubljanski obvoznici.

ZAKLJUČEK

Tehtanje vozil med vožnjo ima v svetu že nekaj let pomembno vlogo pri upravljanju s cestami in mostovi. Glavni razlog je, da lahko WIM sisteme, ki delujejo neprekinjeno, namestimo praktično povsod. Namen pravkar sprejetega raziskovalnega projekta, v katerem sodelujejo raziskovalci iz 7 držav Evropske unije ter Švice in Slovenije, je zagotoviti še boljše strokovne podlage za razvoj nove in obstoječe opreme ter za nadaljnje širjenje WIMa po Evropi.

V Sloveniji smo začeli prvi mostni WIM sistem uspešno

uporabljati v okviru raziskovalnega projekta o varnosti obstoječih mostov. Bistvene prednosti sistema, ki so se pokazale med uporabo, so:

- enostavna in hitra montaža,
- popolna prenosljivost,
- velika natančnost v primerjavi z v cestišče vgrajenimi sistemi,
- manjša občutljivost na neravnine cestišča,
- zajemanje dodatnih podatkov, ki jih potrebujemo pri analizi mostov.

V določenih primerih uporabo mostnega WIM sistema omejujeta potreba po primernem objektu, na katerega lahko sistem instaliramo, ter zahteva po tekočem prometu brez intenzivnega zaviranja ali pospeševanja čez merjeni objekt.

LITERATURA

1. ASTM 1318-90: "Standard Specification for Highway Weigh-in-Motion (WIM) Systems with User Requirements and Test Method", 1990
2. Doupal E., Caprez M.: "European Test of WIM Systems in Switzerland", Zbornik 1. Evropske WIM konference, str. 189-207, Zürich, 1995
3. Evropski predstandard "prENV 1991-3, Eurocode 1 – Basis of Design and Actions on Structures – Part 3: Traffic Loads on Bridges", Bruselj, 1994
4. Jacob B., Maeder C., George L. A., Gaillac M.: "Results of Weigh-in-Motion Project in France: 1989-1992", Transportation Research Record No. 1410, str.115-122; National Academy Press, Washington, D.C. 1993
5. JUS U.C4.010: "Določitev skupne ekvivalentne prometne obremenitve za dimenzioniranje asfaltnih voziščnih konstrukcij", Uradni list SFRJ 46/81
6. Moses F.: "Weigh-in-Motion System Using Instrumented Bridges", Transportation Engineering Journal, 5/1979
7. Moses F., Verma D.: "Load Capacity Evaluation of Existing Bridges", National Cooperative Highway Research Program (NCHRP) Report 301, Washington DC, 1987
8. Nyman W. E., Moses F.: "Load Simulation for Bridge Design and Life Prediction", Case Western Reserve University, Cleveland, 1984
9. "Promet 92 – Podatki o štetju prometa na magistralnih in regionalnih cestah v R Sloveniji", Republiška uprava za ceste, Ljubljana, 1993
10. "Pravilnik o dimenzijah, skupnih masah in osnih obremenitvah vozil ter o osnovnih pogojih, ki jih morajo izpolnjevati naprave in oprema na vozilih v cestnem prometu", Uradni list SFRJ 50/82 do 57/91;
11. Snyder R.E.: "Field Trials of Low-Cost Bridge WIM", Publication FHWA-SA-92-014, Washington DC, 1992
12. Snyder R.E., Žnidarič A.: "Error in Cumulative ESAL Values Calculated from Estimated Axle Weights Obtained from WIM Systems", Zbornik 1. Evropske WIM konference, p. 451-456, Zürich, 1995
13. Žnidarič A., Žnidarič J., Snyder R.E., Moses F.: "Bridge Weigh-in-Motion Testing of Vehicle Gross Weights in Slovenia", Zbornik 1. Evropske WIM konference, str. 251-258, Zürich, 1995
14. Žnidarič A.: "Collection, Storage and Transfer of WIM Data", Zbornik 1. Evropske WIM konference, str. 273-278, Zürich, 1995
15. Žnidarič J., Žnidarič A.: "Evaluation of the Carrying Capacity of Existing Bridges", Slovensko-Ameriški projekt JF 026, Končno poročilo, Ljubljana, 1994
16. Žnidarič J., Terčelj S., Žnidarič A.: "Prognoza življenjske dobe objektov. Določanje teže vozil med prevozom čez most (Tehtanje v gibanju – TVG)", Raziskovalna naloga ZRMK, Ljubljana 1990
17. Žnidarič J., Žnidarič A., Ukrainczyk V., Peruš I.: "Vrednotenje varnosti in preostale življenjske dobe obstoječih mostov", raziskovalna naloga, ZAG Ljubljana, 1995



**ZVEZA DRUŠTEV GRADBENIH
INŽENIRJEV IN TEHNIKOV SLOVENIJE,
LJUBLJANA, KARLOVŠKA 3**

**STROKOVNI IZPITI
ZA GRADBENIŠTVO IN ARHITEKTURO
TER PRIPRAVLJALNI SEMINARJI
ZA STROKOVNE IZPITE V LETU 1996**

A.

Rok	Leto	Mesec	SEMINAR
V.	1996	Maj	20.–24. maj
VI.	1996	September	16.–20. september
VII.	1996	Oktober	14.–18. oktober
VIII.	1996	November	18.–22. november
IX.	1996	December	16.–20. december

B.

IZPIT

pisni	ustni
20. april	6.–10. maj
25. maj	10.–14. junij
19. oktober	4.–8. november
16. november	2.–6. december

A. Pripravljalni seminar za strokovne izpite organizira **ZVEZA DRUŠTEV GRADBENIH INŽENIRJEV IN TEHNIKOV SLOVENIJE, LJUBLJANA, KARLOVŠKA 3, telefon (061) 221-587**. Prijavo, v obliki dopisa, pošlje organizatorju plačnik seminarja za prijavljeno osebo. Če je plačnik seminarja podjetje (pravna oseba), priobči v prijavi izjavo, kdo je plačnik. Samoplačnik pošlje organizatorju prijavo v obliki dopisa, skupaj s kopijo dokazila o plačilu seminarja. Cena seminarja za eno osebo znaša 57.960,00 SIT (znesku je že prištet 5% prometni davek). Številka žiro računa je 50101-678-47602. Prijave za seminar v določenem roku je potrebno poslati najmanj 14 dni prej.

B. Strokovni izpit organizira **GRADBENI INŠTITUT ZRMK, Dimičeva 12, Ljubljana, Gradbeni center (Dimičeva 9), telefon (061) 342-671**. Prijave, v obliki obrazca, z vsemi prilogami, ki so razvidne iz obrazca, sprejema organizator 20 dni pred pisnim delom izpita. Obrazce je mogoče dobiti pri organizatorju, vse informacije pri inž. Jakobu Grošlju od 8.00 do 12.00 ure.