

GRADBENI VESTNIK

9-10

1995



PROSTOKONZOLNA GRADNJA KOROŠKEGA MOSTU V MARIBORU
Dela izvaja GRADIS GP Nizke gradnje Maribor

GRADIS

50
1945-95

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. Žiro račun pri Agenciji za plačilni promet, Enota Ljubljana, številka: 50101-678-47602. Tiska Tiskarna Tone Tomšič v Ljubljani. Letno izide 12 številčk. Letna naročnina za individualne člane društev znaša 2.310 SIT, za študente in upokoјence velja polovična cena. Naročnina za gospodarske naročnike znaša 26.250 SIT, za inozemske naročnike 100 US \$. V ceni je vključen 5 % prometni davek.

Revija izhaja ob finančni pomoči Ministrstva za znanost in tehnologijo, Gradbenega inštituta ZRMK, Zavoda za gradbeništvo ZRMK, Fakultete za gradbeništvo in geodezijo, Univerze v Ljubljani in Fakultete za gradbeništvo, Univerze v Mariboru.


GRADBENI VESTNIK

GLASILO ZVEZE DRUŠTEV GRADBENIH INŽENIRJEV IN TEHNIKOV SLOVENIJE
ŠT. 9-10 • LETNIK 44 • 1995 • ISSN 0017-2774

VSEBINA-CONTENTS

Poročila – Reports	Tone Zaletelj, Milka Marc-Kloboves, Štefan Žemva: GRADISOVIH 50 LET 180 THE GRADIS'S 50 YEARS
Članki, študije, razprave Articles studies, proceedings	Marjan Pipenbahr: KONSTRUKCIJSKO-ARHITEKTONSKA ZASNOVA KOROŠKEGA MOSTU V MARIBORU 185 THE STRUCTURAL AND ARCHITECTURAL CONCEPT OF THE »KOROŠKI MOST« IN MARIBOR Milan Pukšič: AVTOCESTNI PROGRAM V REPUBLIKI SLOVENIJI 196 THE HIGHWAY CONSTRUCTION PROGRAM OF THE REPUBLIC OF SLOVENIA Projektanti GRADISA: PETDESETLETNE IZKUŠNJE GRADISA PRI GRADNJI PREMOSTITVENIH OBJEKTOV 203 GRADIS' 50-YEAR EXPERIENCE IN THE CONSTRUCTION OF BRIDGING STRUCTURES Andrej Petelin, Leon Hladnik: PRAKTIČNE MOŽNOSTI ZA OMEJEVANJE VIHANJA BETONSKIH TLAKOV 209 PRACTICAL POSSIBILITIES FOR LIMITATION OF CURLING OF CONCRETE – PAVEMENT – PLATE EDGES
Poročila Fakultete za gradbeništvo in geodezijo Univerze v Ljubljani Proceedings of the Department of Civil Engineering University, Ljubljana	Darko Beg, Leon Hladnik: NUMERICNA ANALIZA LOKALNE STABILNOSTI VARJENIH NOSILCEV, NARENJENIH IZ JEKEL VISOKE TRDNOSTI 217 NUMERICAL ANALYSIS OF LOCAL STABILITY OF WELDED I BEAMS MADE OF HIGH STRENGTH STEEL
Novosti – Gradbeništvo Tehniška fakulteta Univerza v Mariboru Civil Engineering News University in Maribor	Vlasta Rodošek: ZIMSKO VZDRŽEVANJE CEST – UPORABA PODATKOV CESTNIH VREMENSKIHIH POSTAJ 225 THE WINTER MAINTENANCE OF ROADS – USING THE ROAD WEATHER INFORMATION DATA
Informacije Zavoda za raziskavo materiala in konstrukcij Ljubljana Institute for testing and research in materials and structures Ljubljana	ZAVOD ZA GRADBENIŠTVO – ZRMK 231 NATIONAL BUILDING AND CIVIL ENGINEERING INSTITUTE – FOUNDED, STATUS AND SCOPE OF ITS WORK

GRADIS



V začetku oktobra mineva 50 let od časa, ko je bilo s sklepom vlade Ljudske Republike Slovenije ustanovljeno podjetje Gradbena direkcija Slovenije ali s kratiko GRADIS.

Prva naloga novo ustanovljenega podjetja je bila obnova porušene domovine, za kar pa je bila na voljo le skromna zapuščina mehanizacije in druge opreme. To pa ni bila ovira za kakovostno in požrtvovalno delo zbranih strokovnjakov s tega področja. Novo nastalemu kolektivu je bila na področju graditeljstva zaupana velika in odgovorna naloga, ki so jo delavci Gradisa tudi uspešno opravili.

V začetku smo zgradili nove tovarne – Litostroj, Kidričevo, Tovarno avtomobilov Maribor, rasli so novi energetske objekti – hidrocentrale, v Mostah, Medvodah, na Mariborskem otoku. Nastajale so nove cestne povezave med Ljubljano in Vrhniko, Ljubljano in Novim mestom.

Ne glede na materialne in druge možnosti pa je bila poleg operativnega delovanja vedno prisotna tudi skrb za lasten ustvarjalni razvoj, pa tudi za razvoj gradbene stroke v celoti.

Družbeni razvoj je narekoval tudi razvoj Gradisa in njegovega delovanja. Do tedaj zgrajenim objektom, kot so bili:

- vsi energetske objekti v Sloveniji,
- več kot 150 tovarn in skladišč,
- okoli tisoč stanovanj letno,
- 200 km cest,
- 70 % vseh mostov in viaduktov,
- 2 km luških obal,

številnim javnim stavbam in poslovnim objektom smo dodali nove energetske objekte, kot so hidrocentrala v Mavčičah, rekonstrukcija in razširitev HC Fala ter hidrocentrala Vrhovo. Zgradili smo tudi nova stanovanjska naselja, hotele, luške obale in marine. Večina pri nas zgrajenih mostov in viaduktov je plod znanja Gradisovih projektantov in izvajalcev. Veliko mostov in ostalih objektov z Gradisovo znamko je bilo projektiranih in zgrajenih v republikah bivše Jugoslavije.

Potrebe slovenske pa tudi jugoslovanske gradbene operative so narekovali tudi delovanje na področju izdelave potrebne opreme. Tako nastajajo v obratih Gradisa nove betonarne pa asfaltne baze, finiserji ter ostala oprema za potrebe gradbeništva.

V zadnjem desetletnem ustvarjalnem obdobju pa so Gradisove zastave zaplapolale tudi na gradbiščih zunaj naših meja. Tako smo jih lahko videli pri gradnji avtocest in vojaških objektov v Iraku, Kuvajtu pa v Rusiji in Nemčiji. Na tem zahtevnem tržišču smo prisotni še danes, tako z operativno kakor tudi s projektanti. Osamosvojitve Slovenije, zmanjšanje investicij in tržišča sta bistveno spremenila razmere v slovenskem gradbeništvu, tako tudi v Gradisu.

Še pred leti sedemtisočlanski kolektiv se je zmanjšal na tri tisoč zaposlenih, ki so leta 1994 realizirali vrednost del v višini 12,4 milijarde SIT. Nova država s spremenjeno zakonodajo in spremenjeni lastninski odnosi so narekovali tudi bistvene spremembe v organiziranosti Gradisa. Tako je leta 1993 iz bivšega Gradisa, d.o.o. nastalo Gospodarsko interesno združenje gradbeno-industrijskih podjetij Gradisa. V njem so združena skoraj vsa podjetja z Gradisovim imenom. Ne glede na dokaj rahlo zakonsko predvideno povezavo članic v Gospodarsko interesnem združenju povezujejo Gradisova podjetja skupno ime, tradicija, skupni projekti, kadri, skupno znanje, tako na tehničnem kot tehnološkem, finančnem in organizacijskem področju.

Strokovnost, rok in kakovost je bil naš moto v minulih petdesetih letih, ki ostaja tudi v bodoče.

Novi družbeno-ekonomski odnosi so nedvomno pustili v preobrazbi Gradisa organizacijske spremembe. Prepričan sem, da je naša sedanja organiziranost le prehodnega značaja. Čas bo pokazal, da je naša prihodnost tako na domačem gradbenem trgu kot tudi v tujini v še trdnem povezovanju, saj bomo le tako lahko nadgrajevali in bogatili dediščino, ki so nam jo zaupali in zapustili naši predhodniki.

GRADIS

50
1945-95

Ob tej priložnosti se želim zahvaliti vsem številnim bivšim in sedanjim delavcem Gradica, pa tudi tistim zunaj Gradisa, ki so v teh petdesetih letih, vsak po svojih močeh pripomogli k našemu razvoju in uspehu, z željo, da ostanemo še naprej ustvarjalni za napredek podjetja in dežele, v kateri živimo.

Tone Zaletelj, inž. org., v.d. direktorja Gospodarsko-interesnega združenja gradbeno-industrijskih podjetij GRADIS.

Rojstni datum Gradisa, kraji njegovega nastanka in delovanja so vpisani v Gradisovem osebnem listu.

Pred pol stoletja je skoraj po vseh slovenskih mestih začela svojo pot Gradbena direkcija Slovenije – Gradis – močno in enotno podjetje, ki je kaj hitro zaslovelo kot soliden projektant in izvajalec najzahtevnejših gradenj doma in na tujem.

Gradis je bil in tudi je nosilec napredka, zgled in ogledalo slovenskega gradbeništva, podjetje, ki ima odprte oči za vse, kar je najboljšega v gradbeni stroki. Skromne plošče, ki vzdane pričajo, da je to palačo, tovarno, elektrarno, ta viadukt itd. zgradil Gradis, pa so hkrati tudi posebna zahvala vsem njegovim delavcem, ki so z zanosom, ustvarjalnostjo in pripadnostjo pozidali, če malce pretiravamo, pol Slovenije.

In danes, ko je minilo petdeset let – bila so debela, pa tudi dosti suhih let – mora ostati Gradis dostojen naslednik vseh vrednot, ki so utrjevale in utrdile njegov sloves. To ni samo naš dolg, temveč tudi naša edina pot, ki nas bo popeljala v naslednje petdesetletje. Zato se mora danes, ko šele dobro začenjamo živeti v samostojni Sloveniji, Gradis še bolj kot doslej vključiti v sodobne zahteve stroke, biti kos novim potrebam in nalogam, kajti le tako bo dočakal stoletnico. Saj ljudi, ki to zmorejo, imamo. Zato trdno upajmo, da bodo naši zanamci bolj slovesno kot danes mi slavili stoletnico. Pot zanesljivo ne bo lahka, morda celo težja, kot je bila naša, toda cilj je svetel in zakaj ga ne bi dosegli!

Milka Marc-Kloboves, dipl. iur.

GRADIS

50
1945-95

Predstaviti razvoj kalkulacijsko-komercialne službe ob tako visokem jubileju podjetja je za mlajšega člana, ki je v podjetje prišel ob njegovi tridesetletnici, zelo težka naloga. Ne razpolagam s statističnimi podatki in bom skušal predstaviti to področje iz pripovedovanja mojih predhodnih sodelavcev, ki smo kar dobršen del poti prehodili skupno in so sedaj ob petdesetletnici v pokoju, številni pa žal tudi pokojni. Naj bo ta prispevek spomin na prijetne trenutke, ki smo jih doživeli na delovnih mestih v tej službi nekateri manj, drugi dalj časa. Slabe trenutke, ki pa tudi niso bili tako redki, pozabimo.

Razvoj kalkulacijske službe v petdesetih letih GRADISA je prišel skozi različne faze in razvojna obdobja, ki so bila bolj ali manj pretresljiva. Vse spremembe na trgu so vplivale najprej tu. Tu se je začel vsak objekt, ki je kasneje prišel v izvedbo. To se dogaja tudi še danes, saj je ravno kalkulanta oziroma komercialist tisti, ki se prvi sreča z novim objektom. Dostikrat je že od tega prvega prijema odvisna uspešnost ali neuspešnost izvedbe. Zato mora biti prav ta prvi prijem pravilen. Marsikdo od kasnejših udeležencev se tega ne zaveda ter se je delo in odgovornost kalkulanta tudi v vsem tem razvoju podjetja zato čestokrat zanemarjalo in pozabljal.

Prvi začetki kalkulacij segajo v sam začetek GRADIS-a, to je v oktober 1945, če ni še starejše. Tudi v obdobju udarništvu in obveznega prostovoljnega dela ter planskega gospodarstva so kalkulanti izračunavali oziroma oblikovali cene in vrednosti del. Po dokumentaciji, ki nam je na razpolago, je razvidno vloženo delo in natančnost, ki si jo danes komaj še zamišljamo. Kolikor pa vemo, s kakšnimi pripomočki so delo izvajali, bi danes marsikdo od mlajših rekel, da to ni mogoče. Prav tako metode, s katerimi so delo izvajali, danes niso več znane. Le kdo bi se danes še lotil izdelave predračuna z »ročnim« računanjem. Saj ne znamo več seštevati brez žepnega kalkulatorja! Kdo pa sploh še pozna enajstiške ali devetiške kotrole! Množiti večmestna števila pa sploh več ne obvladajo naši inženirji in tehniki. Kje so že logaritmična računalna »rehešiberji« in mlinčki, ki so bili v letih do 1965 nepogrešljiv pripomoček v računanju. Namizni električni kalkulatorji na trak ali celo s spominom so bili že prava tehnična revolucija. V 70-tih letih so se pojavili oziroma bolje rečeno začeli uporabljati računalniki z luknjanimi karticami, ki pa moram reči, da niso bili preveč uspešni, kajti zahtevali so strogo predpisan postopek in tudi svoj čas za vnos podatkov, ki pa ni bil vedno na voljo, tako da je bila v večini primerov ročna izdelava ponudbenih predračunov veliko hitrejša in zanesljivejša. Prav tako so ti starejši tipi računalnikov zahtevali ozko specializirane strokovnjake računalničarje, ki pa stroke, to je gradbeništva, sploh pa gradbene kalkulacije niso poznali. Tako so bile težave tudi pri sporazumevanju stroke. Lahko rečemo, da se prava tehnična revolucija v izdelavi ponudbenih predračunov in na področju gradbenih kalkulacij dogaja ravno danes, za petdesetletnico GRADIS-a. Uporaba sodobnih osebnih in prenosnih računalnikov in računalniških orodij programov, ki so specializirani za izdelavo predračunov, uvajajo nove pristope in tehnike. Novi kadri, ki prihajajo iz šol z obsežnim računalniškim znanjem in z neobremenjenostjo iz preteklosti, bodo v zelo kratkem času spremenili tehniko izdelave predračunov oziroma ponudb. V trenutku bodo imeli na voljo izredno veliko število podatkov in bodo tako njihove odločitve lažje in smelejše. Da je kalkulanta v letu 1950 dobil podatek o količini materiala, npr. apna ali število ur, je potreboval kar teden dni trdega dela in računanja ter goro tabel, da mu je to uspelo. Moderna oprema pa omogoča, da do takšnega podatka pridemo v trenutku.

V vseh petdesetih letih so se kalkulanti srečevali tudi z inflacijo in njenimi učinki. Ta je povzročila, da je bilo potrebno stalno spremljati gibanje, bolje rečeno naraščanje cen. Iz začetnih plansko določenih cen za posamezno leto se je zelo hitro prešlo na mesečno, tedensko pa tudi dnevno spreminjanje cen v zadnjih letih Jugoslavije. Bila so leta, ko so cene postale tako vroče, da jih je bilo treba celo zamrzniti. Vendar ta zima cen ni trajala dolgo. Po otoplitvi cen so le-te začele tako rasti, da je zmanjkovalo število mest v računskih strojih. Kar naenkrat ni bilo stroja, ki bi zmožal izračunati predračunsko vrednost! Črtali smo ničle in spet računali po starem načinu, ki ni odpovedal. Kar dvakrat se je v tem obdobju primerilo, da je bilo potrebno pisati dvojne zneske – po novem in po starem. Prvič smo to doživeli v letu 1962, ko smo dobili nove dinarje, ki so za dve ničli zmanjšali cifre starih din. V letu 1989 pa so se pojavili »Markovičevi« dinarji, ki so za štiri ničle zmanjšali prejšnje. Ker nadaljnje rasti cen ni bilo mogoče slediti, se je začelo preračunavati v marke, ki je bila kot čudež za našo državo fiksna. To nas je pripeljalo tako daleč, da se nismo sploh razumeli drugače kot v markah. Po osamosvojitvi smo prešli spet na nov denar, slovenske tolarje, ki pa smo se ga sorazmerno hitro navadili.

Posebno je potrebno omeniti še razlike v cenah, ki so bile vsakodnevna debata ob jutranjem »kofetu«. Tu smo iznašli nepregledno število metod in indeksov. Avtorje tega problema smo komaj sproti sledili in preračunavali njihove izume, kateri da več. Tu tudi druga stran ni lenarila. Naši kupci – investitorji so te metode zelo hitro obrnili v svoj prid tako, da so natančno vedeli, kaj da najmanj. Naša ponižnost in seveda vedno večja konkurenca nas je pripeljala do stanja, da smo morali biti že zadovoljni s polovičnim izračunom. Drsne skale smo tako ukiniteli ter se navadili na kolikor toliko fiksne cene. Materiala, ki ga je v preteklosti primanjkovalo kljub podpisovanju različnih samoupravnih sporazumov, je zdaj kar naenkrat dovolj. Cement in opeko dobite že v trafiki, kar je bila v preteklosti prava umetnost. Sedaj obstaja celo možnost, da izbirate ceno in kakovost, na kar v preteklosti še pomisliti niste smeli.

Ko se oziram nazaj v petdeseta leta, mi prihajajo v spomin normirske skupine. Kdo se danes izmed ne več mladih tehnikov in inženirjev tega dela še spomni. Tudi ti so bili del kalkulacij, saj so določali – normirali delo in material neposredno na gradbiščih. Danes te zvrsti kalkulacij ne poznamo več, čeprav bi nam bila z današnjo opremo še kako dobrodošla, saj bi s tem prihranili marsikakšen tolar, pa tudi dragocen vir podatkov za kalkuliranje bi dobili. Po vzorcu normirskih skupin so se okrog leta 1980 pojavili akordni obračuni oziroma nagrajevanje po delu. To pa ni trajalo dolgo, ker je zahtevalo natančne in izkušene ljudi, izračunavanje pa je bilo precej zahtevno in zamudno. Še izkušeni kalkulanti so imeli težave, kaj šele začetniki na gradbišču, ki jih je to delo najprej doletelo. Te metode so se opustile zaradi tega, ker se je z uporabo starejših metod in inprovizacij dosegel približno isti uspeh.

Na področju gradbenih normativov kot nekakšnega orodja za kalkulacije lahko rečem, da je bil razvoj zelo počasen ali ga sploh ni bilo. Prve snopiče »privremenih norm za građevninarstvo« so pričeli uporabljati v letu 1948. Te normative materiala so dopolnili v letu 1960. V letu 1969 smo dobili prve normative v slovenskem jeziku, ki jih je izdalo združenje gradbenih podjetij GIPOSS. Izdelani so bili po vzoru jugoslovanskih z nekaterimi nebitvenimi dopolnitvami. Zadnja dopolnjena izdaja teh normativov je izšla leta 1984. Omeniti velja še tovrstne pripomočke, ki jih je izdalo združenje vodogospodarskih podjetij okrog leta 1967. Kot zanimivost, v kakšnem režimu je gradbeništvo delovalo, naj navedem, da je inž. M. GJUD decembra 1962 v Ljubljani izdal normative v srbohrvaškem jeziku z naslovom »Privremeni normativi za kalkulacije troškova mašinskih zemljanih radova«, ki so rabili kalkulantom za izračunavanje cen strojnih storitev. Leta 1975 pa je bila v GRADIS-u ustanovljena posebna delovna skupina strokovnjakov, ki je začela pripravljati lastne normative, ki jih je zahtevala takratna računalniška obdelava na računalniku FACOM. To je bilo zelo obsežno delo, ki pa ni bilo deležno podpore s strani tehnične službe in operative. Posledice tega se poznajo še danes, kajti takrat je bila enkratna priložnost, da bi v GRADIS-u prišli do res kakovostnega in uporabnega priročnika z modernimi normativi za področje kalkulacij kakor tudi za določanje stroškov. V tistih letih od 1972 do 1985 je GRADIS namreč izvajal največje in najpomembnejše objekte doma in v tujini. Takrat je bilo gradbeništvo v Sloveniji na višku, tako po obsegu del kot tudi po znanju. Kaj je vzrok, da podatkov iz tega obdobja nismo ohranili za poznejše rodove? Eden je zagotovo ta, da je bila spremljava ravno iz vidika stroškov in pokalkulacij pomanjkljiva; niso imeli na razpolago zadovoljivih orodij za zbiranje in spremljanje informacij in ne nazadnje se nam je preveč mudilo. Nepopravljiva napaka! Zaradi gornjih ugotovitev danes na področju kalkulacij ne razpolagamo z bistveno boljšimi podatki, kot so jih imeli naši predniki kljub popolnoma drugačni opremljenosti in tehnologiji. Zato novim rodovom kalkulantom ne preostane drugega kot začeti na novo, če bodo imeli voljo.

Morda velja ob obletnici spomniti na nekatere cene, ki so veljale leta 1948, in kako bi v takratni vrednosti denarja pisali cene za enake današnje cene.

Vrednost bruto ure KV delavca zidarja je veljala takrat 15 Sdin, danes 120000000 Sdin (1200 SIT), opeka normalnega formata je veljala 1,15 Sdin/kom, danes velja 4800000 Sdin (48 SIT/kom), gladko betonsko železo do 12 mm je veljalo 12,75 Sdin/kg, danes velja 7500000 Sdin (75 SIT/kg), rezan smrekov les deske so veljale 2300 Sdin/m³, danes veljajo 2000000000 Sdin (20000 SIT/m³). Te primerjave bi lahko še navedel po posameznih obdobjih, vendar menim, da je za ilustracijo dovolj tako za spomin na upokojene sodelavce kot za opomin novim močem.

GRADIS

50
1945-95

Organizacija kalkulacijske službe je bila v začetku strogo centralna s sedežem v Ljubljani. Z ustanavljanjem gradišč oziroma sektorjev v mestih, koder so se gradili večji industrijski objekti, nadalje poslovnih in ekonomskih enot ter TOZD-ov in nazadnje podjetij GRADIS-a se je tudi organizacija komercialne službe temu prilagajala. Razvoj te službe po posameznih današnjih podjetjih je bil v veliki meri odvisen od kadrov in sposobnosti delavcev, ki so to področje pokrivali. Razvitost in opremljenost teh služb je različna prav iz prej navedenega razloga. Po razpadu skupnega GRADIS-a smo danes prišli tako daleč, da nastopamo v neposredni konkurenci na licitacijah pri pridobivanju del.

Naj se na koncu spomnim še sodelavcev. Skupno delo, posebno pri velikih projektih, nas je združevalo in izpopolnjevalo tako na službenem strokovnem kakor tudi osebnem področju. Kdo se ne spomni hitrosti in uigranosti ekipe pri sestavljanju dokumentacije za pomembno ponudbo. Nihče od tipkarice, kalkulanta do odgovornega komercialista ni imel niti časa pomisliti, da ponudba ne bi bila pravočasno do sekunde pri investitorju. Bili so tudi taki primeri (čeprav redki), da so nam na licitaciji pred nosom zaprli vrata ali so nas izločili, kolikor ni bila ponudba izdelana, kot je bilo predpisano. Večkrat smo se spominjali, kaj vse se je dogajalo na poti. Vratolomna vožnja, bližnjice in različni triki, da je bila ponudba pravočasno oddana. Pa kdo od bivših sodelavcev se ne spomni osebne napetosti med odpiranjem na licitaciji, napetosti teama, ki je čakal v pisarni, pa tudi olajšanja, ki je prišlo po končanem odpiranju. To so trenutki, ki jih je potrebno doživeti. Kot začetniku mi je izkušen kalkulanta na vrhuncu napetosti pred izdelavo neke ponudbe dal naslednji nasvet: »Delo kalkulanta je zelo nevhvaležno. Če si pri ponudbi najcenejši, te bodo zmerjali ves čas gradnje objekta. Če pa si najdražji, te zmerjajo dva dni.« Lahko zatrdim, da to kar drži. Ne da se primerjati niti z odličji na olimpiadi, kjer podeljujejo še srebrno in bronasto medaljo. Teh medalj v kalkulacijah ni. Moraš biti samo prvi in najugodnejši. Na srečo se včasih to tudi zgodi in upam, da bodo naši nasledniki imeli priložnost upihnuti še kakšno svečko več.

Jesenice, 25. dne malega srpana 1995.

dipl oec. inž. gradb.

ŠTEFAN ŽEMVA

Teh. komerc. pomočnik direktorja

GRADIS GP JESENICE

KONSTRUKCIJSKO- ARHITEKTONSKA ZASNOVA KOROŠKEGA MOSTU V MARIBORU

UDK 624.21:625.745.1

MARJAN PIPENBAHER

P O V Z E T E K

V prispevku je opisana konstrukcijska in arhitektonska zasnova Koroškega mostu v Mariboru, ki je sicer še v gradnji in bo predvidoma končan do junija 1996. Most je meri skupno 247 m in premošča reko Dravo z glavnim razponom dolžine 110 m.

Koroški most, ki ga tvorita 2 ločeni prednapeti škatlasti okvirni konstrukciji, sodi med projektantsko-tehnično in tehnološko-izvedbeno med najzahtevnejše premostitvene objekte, ki se gradijo danes v Republiki Sloveniji.

S svojo vitkostjo, transparentnostjo in konstrukcijsko skladnostjo pa se bo po končani izgradnji mirno vključil v mestno okolje ter dolino reke Drave.

THE STRUCTURAL AND ARCHITECTURAL CONCEPT OF THE »KOROŠKI MOST« IN MARIBOR

S U M M A R Y

The article describes the structural and architectural concept of the "Koroški most" bridge in Maribor which, however, is still under construction and is expected to be completed by June 1996. The overall bridge length is 247 m, its main span crossing the Drava River being 110 m.

Designed as 2 separate prestressed box frame constructions, the "Koroški most" bridge, considering the designing, technical, technological and executional points of view, is believed to be one of the most exacting projects currently under construction in the Republic of Slovenia.

Owing to its slenderness, transparency and constructional harmony, it will calmly integrate into the urban environment and the Drava River valley upon its completion.

1. UVOD

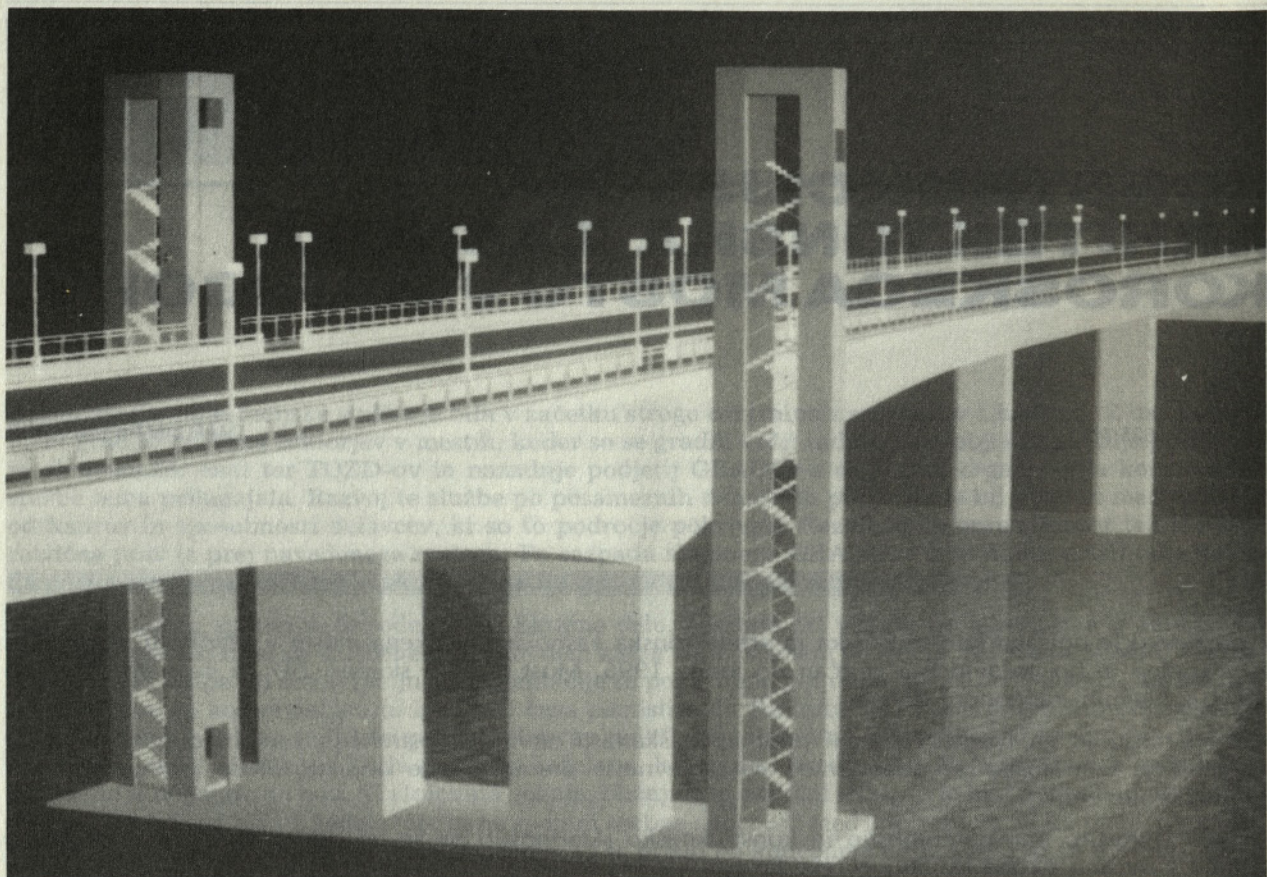
V Mariboru se gradi nov most prek reke Drave, ki bo namenjen tako mestnemu kot tranzitnemu prometu. Pri zasnovi mostu so bile enakovredno upoštevane tehnično-tehnološke in oblikovalske rešitve, tako da most zadovoljuje štirim osnovnim kriterijem, in sicer, kriteriju stabilnosti, uporabnosti, ekonomičnosti ter estetskemu kriteriju.

Osnovno vodilo pri izdelavi zasnove konstrukcije je bilo zasnovati sodobno in predvsem racionalno konstrukcijo s čimkrajšim časom gradnje in minimalnimi posegi v okolje, ki bo zadovoljevala tudi arhitektonsko-oblikovalskim kriterijem.

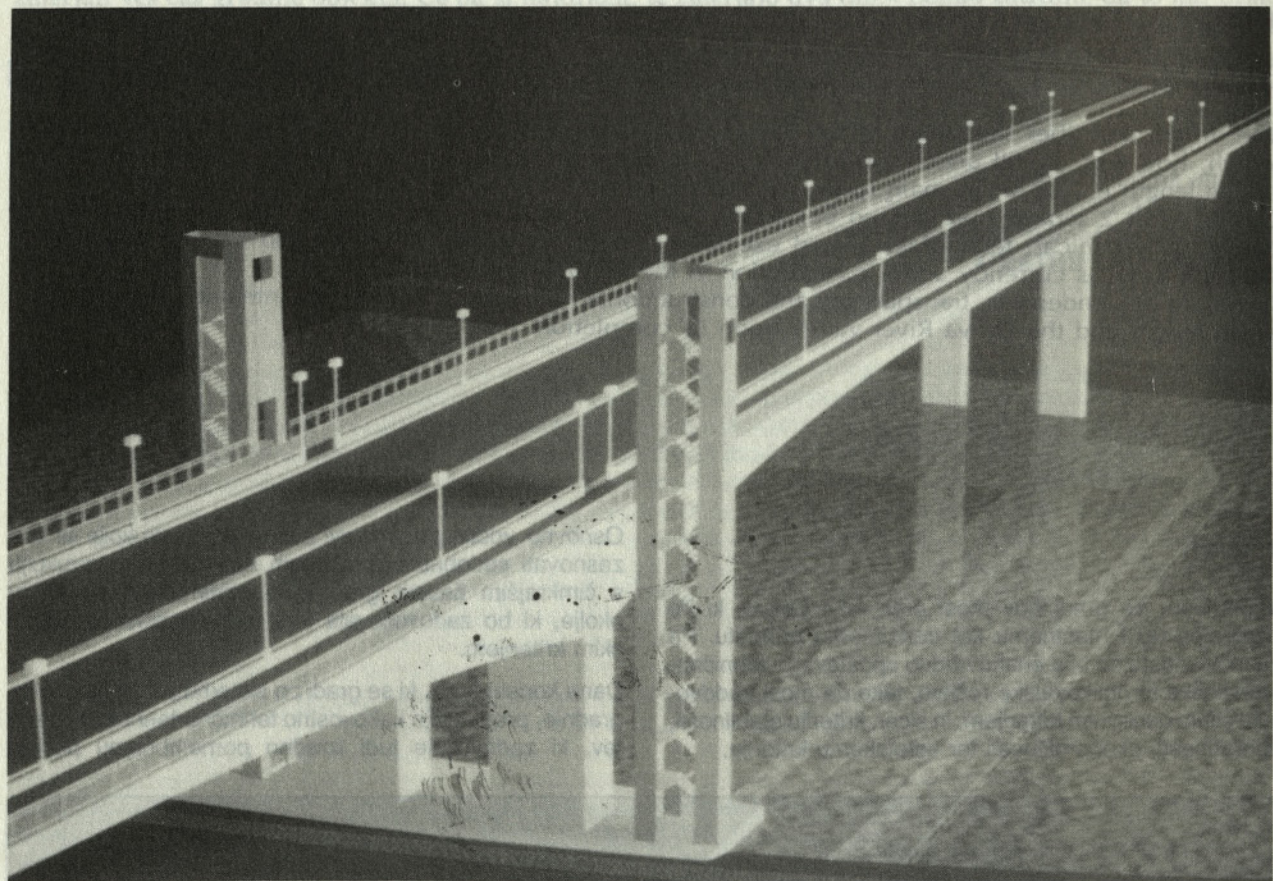
Dana konstrukcija, ki se gradi po sistemu proste konzolne gradnje, predstavlja kakovostno tehnično-tehnološko rešitev, ki zadovoljuje tudi izredno pomembnemu pogoju

Avtor:

Marjan PIPENBAHER, dipl. inž. gradb.
Inženirski biro PONTING d.o.o Maribor



ponudbe dal naslednji nasvet: »Delo kalkulante je zelo pehvalično. Če si pri ponudbi najcenejši, te bodo
zavržili vse za razpisno obdobje. Če pa si najdražji, te ravnajo drugače. Lahko zahtujem, da to kaj drži



Slika 1. 3D računalniška simulacija mostu s pilonoma

trajnosti konstrukcije; z vitkostjo, transparentnostjo in konstrukcijsko skladnostjo pa se mehko vključuje v okolje, tako da ne zapira doline reke Drave.

Investitorja gradnje sta občina Maribor ter Republika Slovenija – MPZ.

2. ZASNOVA MOSTA

2.1. Prometna zasnova

Trasa v območju mosta poteka tlorisno v premi ter v konveksni vertikalni zaokrožitvi $R=1000$ m s tangenta v naklonu 1.0%. Osi krajnih opornikov so locirane v km 0+753,50 (opornik 1) in km 0+988,50 (opornik 4), kar daje sistemske razpone $70,0 + 110,0 + 55,0 = 235,0$ m oziroma skupaj s komorami skupno dolžino mostu 247,0 m.

Most na levem bregu premošča prestavljeno Koroško cesto z minimalno svetlo odprtino 4,70 m.

Prečna profila na dveh ločenih objektih upoštevata projektno nalogo, in sicer kot kombinacijo minimalnega A ter maksimalnega B profila, kot sledi:

– venec	0,25 m
– hodnik za pešce	1,75 m
– kolesarska steza	1,25 m
– betonska ograja	0,25 m
– robni pas ob NJ	0,50 m
– robni pas ob hodniku	0,25 m
– vozna pasova $2 \times 3,25$	6,50 m
– ločilni pas	0,90 m
– znižana odbojna betonska ograja NJ	0,45 m
– širina levega objekta	11,70 m
– vzdolžna dilatacija	0,60 m
– širina desnega objekta	11,70 m
– skupna širina objekta	24,00 m

Bolj mestno je predvidena izvedba znižane odbojne betonske ograje z jeklenim profilom ter detajl ločevanja motornega prometa od pešcev in kolesarjev. Kombinacija robnika iz kamna ter dvignjenega ločilnega pasu in ograje ima pred klasično betonsko odbojno ograjo precej prednosti, od estetike pa do same prometne varnosti (psihično ugodje – ni učinka "bob steze", lažje pluzenje itd.).

Obdelava hodnika za pešce in kolesarje je predmet posebnega oblikovalskega projekta opreme in je določena na podlagi konstrukcijskih in arhitektonskih zahtev.

2.2. Hidravlično vodarska zasnova

Dolžina vmesnega razpona, s katerim se premošča reka Drava, znaša 110 m. Vmesna podpora 2 je situirana na

levo brežino, stebra podpore 3, ki sta hidravlično in arhitektonsko oblikovana, pa sta v strugi in oddaljena 20 m od desnega obrežja.

Na levi obali sta stebra postavljena na pilotno blazino, ki po končani gradnji predstavlja pomol. Med gradnjo se za izdelavo temeljev podpore 2 in 3 izvedeta v reko Dravo nasipa, ki se po končani gradnji odstranita.

2.3. Geološko-geomehanske karakteristike temeljnih tal v območju mosta

Drava je zarezala strugo v lapornato osnovo, medtem ko sta oba bregova prodnata. Podaljšek levega brega je umetno zasut z raznim neuporabnim materialom. Pod prodom se v debelini ca. 2 m nahaja preperina, pod katero je osnovna lapornata hribina, v katero so temeljene vse podpore.

Ker v fazi izdelave geotehničnega poročila še ni bila znana točna lokacija in razporeditev podpor, je bilo potrebno pred izvedbo temeljenja izvrtati dodatne geomehanski vrtine na mestu temeljenja vseh podpor.

Dodatne vrtine so segale v kompakten lapor minimalno 15 m, tako da je bila pred izvedbo temeljenja znana natančna struktura temeljnih tal.

2.4. Problematika vodenja instalacije na objektu

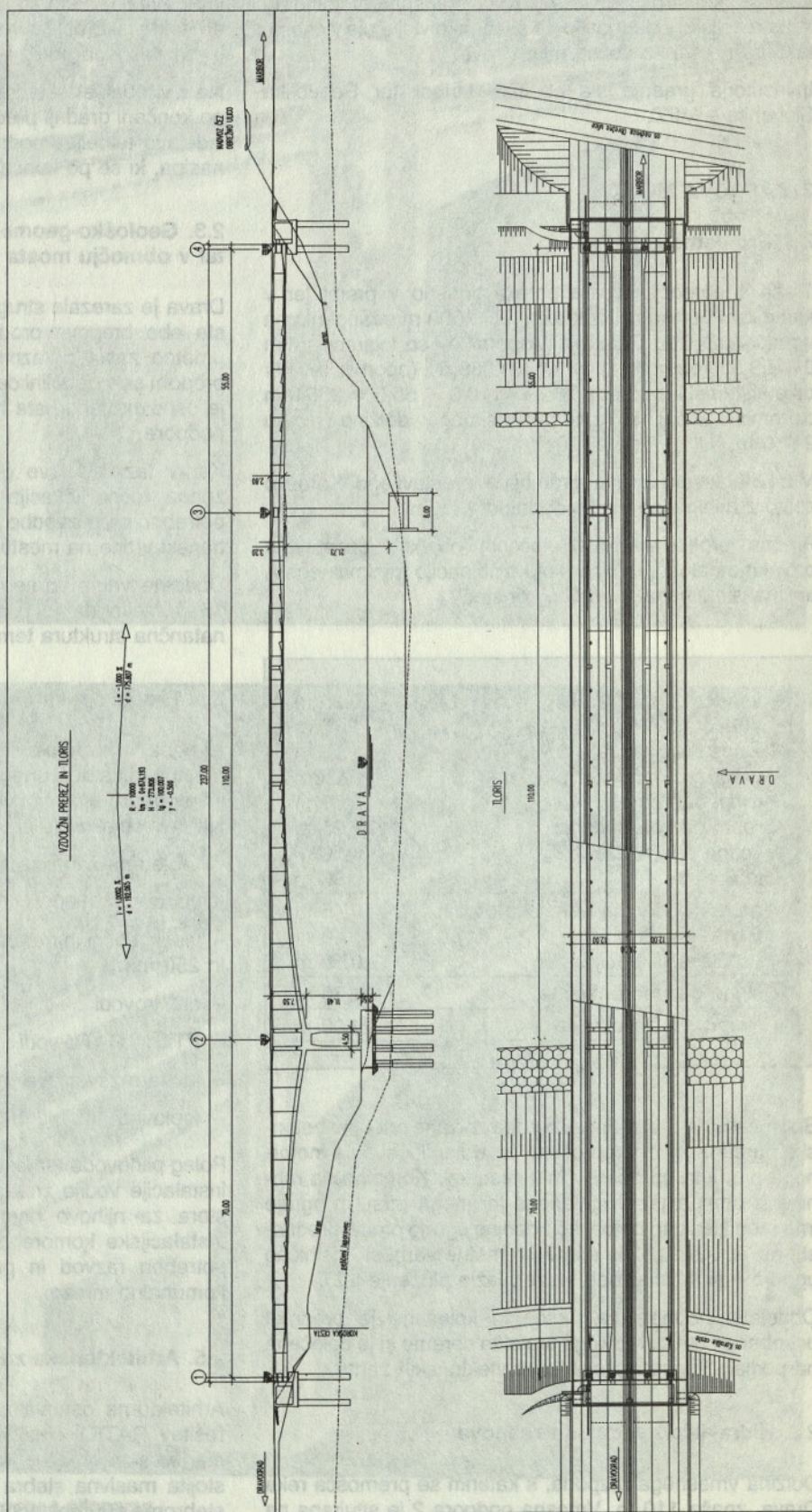
Izvedba in vodenje instalacij predstavlja predvsem za mestne mostove enega izmed osnovnih parametrov, ki jih mora projektant obvezno upoštevati pri zasnovi mostu. Na in v objektu so predvidene naslednje instalacije:

- meteorna kanalizacija d 250 mm
- vodovod d 500 mm
- visokotlačni in nizkotlačni plinovod (cevi premera d 200 in 250 mm)
- elektrovodi
- PTT in CATV vodi
- javna razsvetljava
- toplovod

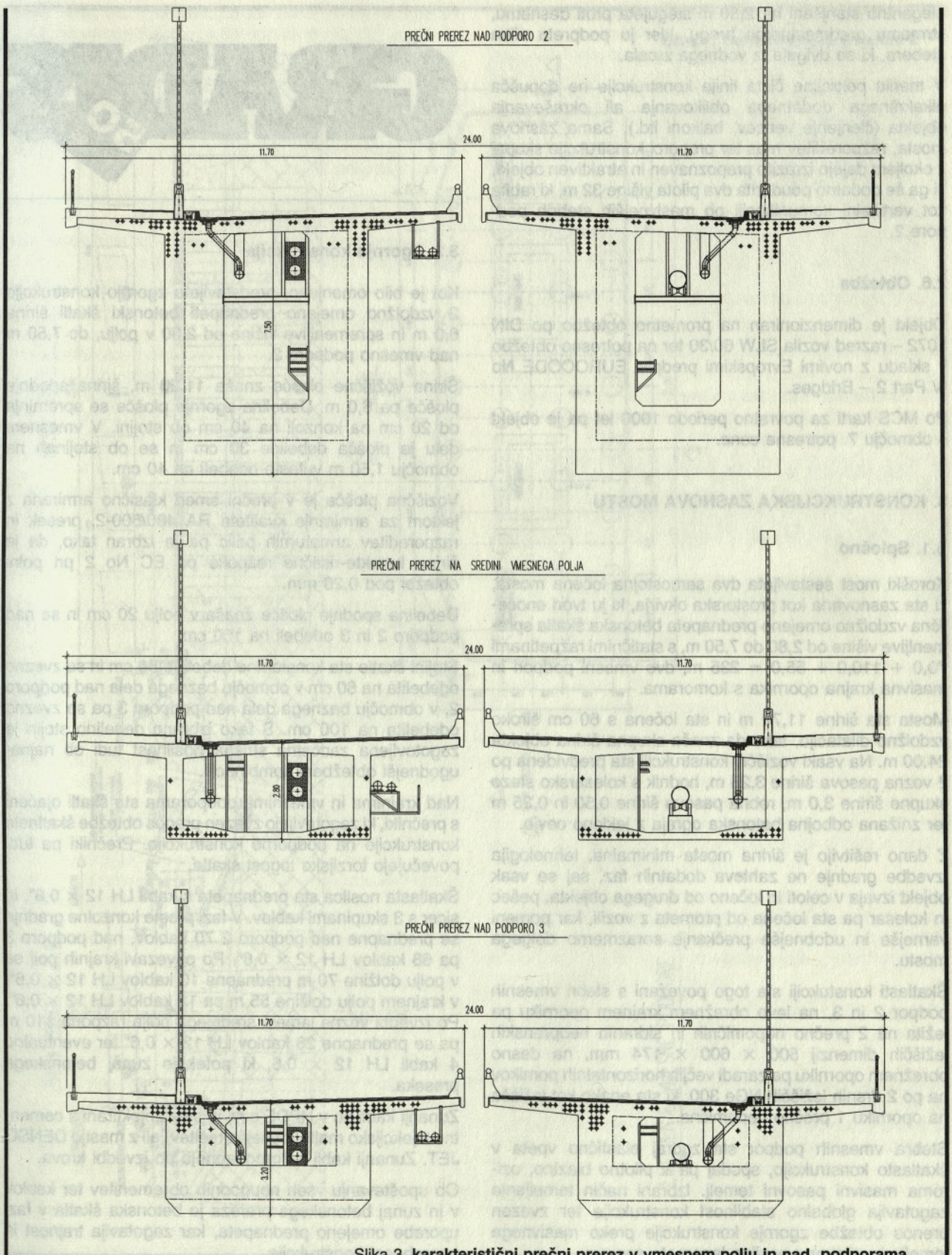
Poleg plinovoda ter instalacij za javno razsvetljava se vse instalacije vodijo znotraj obeh škatel, kjer je dovolj prostora za njihovo namestitvev ter za potrebne odmike. Instalacijske komore na obeh opornikih pa omogočajo potreben razvod in priključitev instalacij na obstoječo komunalno mrežo.

2.5. Arhitektonska zasnova

Arhitekturna osnova za projekt je nagrajena natečajna rešitev RATIO, ki s svojo asimetrijo poudarja dvojnost mariborskih bregov. Na levem, daljšem mestnem bregu stojita masivna stebra na sami brežini. Nad masivnima stebroma sta prekladni konstrukciji debeline 7,50 m in se



Slika 2. Vzdolžni prevez in tloris



Slika 3. karakteristični prečni prerez v vmesnem polju in nad podporama

elegantno stanjšani na 2,80 m stegujeta proti desnemu, strmemu predmestnemu bregu, kjer ju podpreta vitka stebra, ki se dviguje iz vodnega zrcala.

V merilu pokrajine čista linija konstrukcije ne dopušča nikakršnega dodatnega oblikovanja ali okraševanja objekta (členjenje vencev, balkoni itd.). Sama zasnova mosta, razporeditev mas ter proporci konstrukcije skupaj z okoljem dajejo izrazito prepoznaven in atraktiven objekt, ki ga še dodatno poudarita dva pilota višine 32 m, ki rabita kot vertikalni komunikaciji ob masivnejših stebrih podpore 2.

2.6. Obtežba

Objekt je dimenzioniran na prometno obtežbo po DIN 1072 – razred vozila SLW 60/30 ter na potresno obtežbo v skladu z novimi Evropskimi predpisi EUROCODE No 8/ Part 2 – Bridges.

Po MCS karti za povratno periodo 1000 let pa je objekt v območju 7. potresne cone.

3. KONSTRUKCIJSKA ZASNOVA MOSTU

3.1. Splošno

Koroški most sestavljata dva samostojna ločena mosta, ki sta zasnovana kot prostorska okvirja, ki ju tvori enocelična vzdolžno omejeno prednapeta betonska škatla spreminljive višine od 2,80 do 7,50 m, s statičnimi razpetinami $70,0 + 110,0 + 55,0 = 235$ m, dve vmesni podpori in masivna krajna opornika s komorama.

Mosta sta širine 11,70 m in sta ločena s 60 cm široko vzdolžno dilatacijo, tako da znaša skupna širina objekta 24,00 m. Na vsaki voziščni konstrukciji sta predvidena po 2 vozna pasova širine 3,25 m, hodnik s kolesarsko stezo skupne širine 3,0 m, robna pasova širine 0,50 in 0,25 m ter znižana odbojna betonska ograja z jekleno cevjo.

Z dano rešitvijo je širina mosta minimalna, tehnologija izvedbe gradnje ne zahteva dodatnih faz, saj se vsak objekt izvaja v celoti in ločeno od drugega objekta, pešec in kolesar pa sta ločena od prometa z vozili, kar pomeni varnejše in udobnejše prečkanje sorazmerno dolgega mostu.

Škatlasti konstrukciji sta toga povezani s stebri vmesnih podpor 2 in 3, na levo obrežnem krajnem oporniku pa ležita na 2 prečno nepomičnih in sidranih neoprenskih ležiščih dimenzij $500 \times 600 \times 174$ mm, na desno obrežnem oporniku pa zaradi večjih horizontalnih pomikov na po 2 drsnih ležiščih NGe 300, ki sta enako kot ležišča na oporniku 1 prečno nepomična.

Stebra vmesnih podpor sta zgoraj elastično vpeta v škatlasto konstrukcijo, spodaj pa v pilotno blazino, oziroma masivni pasovni temelj. Izbrani način temeljenja zagotavlja globalno stabilnost konstrukcije ter zvezen prenos obtežbe zgornje konstrukcije preko masivnega temelja in pilotov v nosilno lapornato osnovo.



3.2. Zgornja konstrukcija

Kot je bilo omenjeno, predstavljata zgornjo konstrukcijo 2 vzdolžno omejeno prednapeti betonski škatli širine 6,0 m in spreminljive višine od 2,80 v polju, do 7,50 m nad vmesno podporo 2.

Širina voziščne plošče znaša 11,20 m, širina spodnje plošče pa 6,0 m. Debelina zgornje plošče se spreminja od 20 cm na konzoli na 40 cm ob stojini. V vmesnem delu je plošča debeline 30 cm in se ob stojinah na območju 1,50 m vutasto odebeli na 40 cm.

Voziščna plošča je v prečni smeri klasično armirana z jeklom za armiranje kvalitete RA 400/500-2, presek in razporeditev armaturnih palic pa je izbran tako, da je širina karakte-ristične razpoke po EC No 2 pri polni obtežbi pod 0,20 mm.

Debelina spodnje plošče znaša v polju 20 cm in se nad podporo 2 in 3 odebeli na 100 cm.

Stojini škatle sta konstantne debeline 50 cm in se zvezno odebelita na 60 cm v območju baznega dela nad podporo 2, v območju baznega dela nad podporo 3 pa se zvezno odebelita na 100 cm. S tako izbrano debelino stojin je zagotovljena zadostna strižna nosilnost tudi ob najneugodnejši obtežbeni kombinaciji.

Nad krajnima in vmesnima podporama sta škatli ojačeni s prečniki, ki zagotavljajo zvezen prenos obtežbe škatlaste konstrukcije na podporno konstrukcijo. Prečniki pa tudi povečujejo torzijsko togost škatle.

Škatlasta nosilca sta prednapeta s kabli LH 12 \times 0,6", in sicer s 3 skupinami kablov. V fazi proste konzolne gradnje se prednapne nad podporo 2 70 kablov, nad podporo 3 pa 68 kablov LH 12 \times 0,6". Po povezavi krajnih polj se v polju dolžine 70 m prednapne 10 kablov LH 12 \times 0,6", v krajnem polju dolžine 55 m pa 12 kablov LH 12 \times 0,6". Po izvedbi vezne lamele srednjega polja razpona 110 m pa se prednapne 28 kablov LH 12 \times 0,6" ter eventualno 4 kabli LH 12 \times 0,6, ki potekajo zunaj betonskega preseka.

Zunanji kabli so v HPDE cevi in so zainjektirani s cemenčno injekcijsko malto (cenejša rešitev) ali z mastjo DENSO JET. Zunanji kabli se prednapnejo po izvedbi krova.

Ob upoštevanju vseh neugodnih obremenitev ter kablov v in zunaj betonskega prereza je betonska škatla v fazi uporabe omejeno prednapeta, kar zagotavlja trajnost in uporabnost konstrukcije.

Za zgornjo konstrukcijo je predvidena uporaba naslednjih materialov:

BETON MB 40 – zmrzljivo odporen, po 3 dneh mora doseči minimalno tlačno trdnost 30 MN/m²,

ARMATURA RA 400/500-2,

KABLI 12 × 0,6" za vzdolžno prednapenjanje z žico za napenjanje kvalitete 1570/1770 MN/m²,

kabelska rebrasta cev premera 80/87 mm.

3.3. Spodnja konstrukcija s temelji

3.3.1. Krajna opornika

Spodnjo konstrukcijo mostu predstavljata 2 krajna opornika ter 2 vmesni podpori. Oba opornika sta zasnovana v skladu s konstrukcijskimi, arhitektonskimi in instalacijskimi zahtevami, tako da sta v bistvu škatli – instalacijski komori.

Opornika sta globoko temeljena na 7 uvrtnih pilotih premera 125 cm in dolžine 12,0 m, ki jih povezuje pilotna blazina – plošča debeline 100 cm, ki je na robovih ojačena s stenami debeline 40 cm.

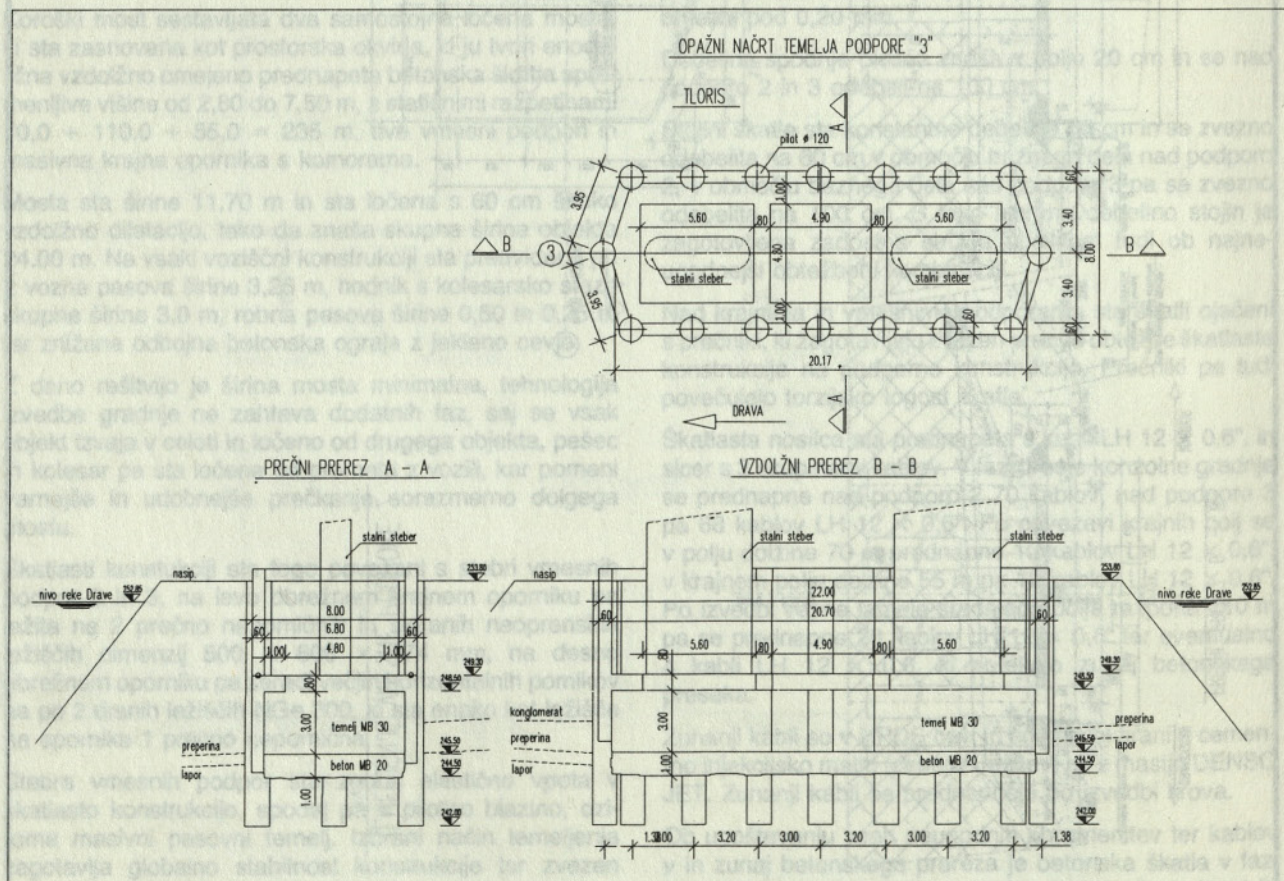
Kot je omenjeno, so stene in zgornja plošča instalacijske komore debeline 40 cm. Vozišni plošči opornika se ob straneh nadaljujeta v konzoli dolžine 2,60 m, ki sta na koncu debeline 20 cm.

Opornika sta predvidena v betonu MB 30, armirana pa sta z rebrasto armaturo RA 400/500-2. Prez in rasporeditev armaturnih palic je izbran tako, da so razpoke pod polno obtežbo pod 0,20 mm.

3.3.2. Vmesni podpori

Zaradi tehnologije gradnje in rasporeditve vmesnih podpor odpade na podporo 2 ca. 60 %, na podporo 3, 30 % ter na krajna opornika ca. 10 % obtežbe prekladne konstrukcije. Zaradi povedanega ter zagotavljanja potrebne stabilnosti v fazi proste konzolne gradnje morata biti vmesni podpori kakovostno temeljeni.

Podpora 2 je globoko temeljena na 30 uvrtnih pilotih premera 150 cm, ki segajo minimalno od 4,50 do 6,00 m v kompaktno lapornato osnovo. Zgoraj so piloti togo povezani z masivno pilotno blazino dimenzij 35,0 × 12,0



Slika 5. Temelj podpore 3 s prikazom zaščite gradbene jame

× 3,5 m, ki zagotavlja enakomeren prenos obtežbe zgornje konstrukcije na posamezne pilote.

Podpora 3 je temeljena na masivnem pasovnem temelju širine 7,0 m, dolžine 20,0 m in debeline 3,5 m. Spodnji rob temelja sega minimalno 2,0 m v kompaktno lapornato osnovo. Poseben problem je predstavljala izvedba zaščite gradbene jame, saj je kota temeljenja ca. 10 m pod vodno gladino.

Zaščito gradbene jame za izvedbo masivnega temeljnega bloka podpore 3 je predstavljala betonska diafragma debeline 60 cm, ki je bila razprta z dvema prstanoma. Po končani gradnji mostu se bo betonska diafragma nad temeljnim blokom odstranila.

Ob podpori 2 sta predvidena 2 pilota – vertikalni komunikaciji (slika 1), ki sta postavljena na pilotno blazino podpore 2.

V pilotno blazino podpore 2 sta vpeta škatlasta stebra gabaritnih dimenzij 6,0 × 4,5 m, z debelino sten 80 in 60 cm. Dimenzija stebrov je izbrana tako, da je zagotovljena potrebna stabilnost in nosilnost tako v fazi uporabe kot v fazi proste konzolne gradnje. Ker je stabilnost celotnega mostu odvisna od stabilnosti podpore 2 sta škatlasta stebra zasnovana in dimenzionirana tako, da se nahajata v vseh obtežbenih kombinacijah v fazi 1 – torej je zagotovljena velika nosilnost, jeklo za armiranje pa zagotavlja potrebno duktilnost konstrukcijskega elementa.

Zaradi dominantne togosti stebra podpore 2 je center pomikov praktično na podpori 2, tako da ta podpora prevzame v vzdolžni smeri večinski del horizontalne obtežbe.

Nosilno konstrukcijo podpore 3 predstavlja polni betonski steber, ki je hidravlično in arhitektonsko oblikovan. Steber je gabaritnih dimenzij 5,20 × 1,60 m in ima elipsasto obliko. Steber podpore 3 je spodaj vpet v masivni temeljni blok, zgoraj pa v prečnik škatlaste konstrukcije.

Kljub temu, da je steber podpore 3 spodaj in zgoraj vpet, je še vedno dovolj podajen pri delovanju vsiljenih obremenitvah (reologija, temperatura). Izbrana dimenzija stebra in prerez armature zagotavlja zadostno kapaciteto rotacije prereza, razpoke pa so omejene na 0,15 mm.

Stebra podpore 2 in 3 sta izvedena enako kot prekladna škatlasta konstrukcija v betonu MB 40, armirana pa sta z rebrasto armaturo RA 400/500-2. Betonska diafragma, pilotna blazina, piloti ter masivni temeljni blok podpore 3 pa so izvedeni v betonu MB 30, armirani pa so z armaturo RA 400/500-2.

Kot je omenjeno, prevzame skoraj celotno horizontalno silo v vzdolžni smeri steber podpore 2, saj je steber podpore 3 v primerjavi s stebrom 2 zelo podajen. Na levo obrežnem oporniku sta predvideni pod vsako škatlo po 2 neoprenski ležišči dimenzij 500 × 600 × 174 mm, ki sta sidrani in prečno nepomični. Na desno obrežnem oporniku pa sta pod vsako škatlo predvideni po 2 drsni ležišči NGe 300, ki sta prečno nepomični, v vzdolžni smeri pa praktično ne prevzameta nobenih horizontalnih sil.

Z dano izbiro dimenzij ležišč in stebrov je zagotovljena horizontalna stabilnost mostu v vzdolžni in prečni smeri tudi v primeru potresne obtežbe.

4. OPIS TEHNOLOGIJE GRADNJE

4.1. Splošno

Tehnologija proste konzolne gradnje se v svetu uporablja masovno. Že zgrajeni objekti v svetu in v Sloveniji (viadukta na Šentilju, viadukt Moste) dokazujejo, da zadovoljujejo tako kriteriju stabilnosti kot kriteriju trajnosti in uporabnosti konstrukcije.

4.2. Izvedba temeljenja in stebrov

Razpisno geotehnično poročilo sem imel kot projektant mostu za preliminarno, saj v fazi izdelave poročila nista bili znani varianta mostu niti natančna razporeditev podpor. Ker je kakovost in zanesljiva izvedba temeljenja prvi pogoj za lokalno in globalno stabilnost mostu, je bilo potrebno pred pričetkom del izvesti pod vsako vmesno podporo minimalno po 4 vrtnice, ki so segale minimalno 15 m v kompaktno lapornato osnovo. Na podlagi rezultatov preiskav in vzorcev laporja pod predvidenim temeljem podpore 2 in 3 sem odločil o dejanski globini in izbiri temeljenja.

Krajna opornika sta globoko temeljena na 7 uvrtnih pilotih premera 125 cm, ki segajo minimalno 3,0 m v osnovno lapornato hribino.

Vmesna podpora 2 je prav tako globoko temeljena na 30 pilotih premera 150 cm, ki segajo minimalno od 4,5 do 6,0 m v kompaktno lapornato hribino.

Posebno problematična je bila izvedba temeljenja podpore 3, saj je bilo potrebno izvesti temelj ca. 10 m pod vodno gladino. Temelj podpore 3 predstavlja masivni temeljni betonski blok dimenzij 7,0 × 20,0 m, ki je debel 3,5 m. Temelj je bil izveden v suhi gradbeni jami, ki je bila zaščiten z betonsko diafragmo debeline 60 cm v kombinaciji s piloti premera 120 cm.

Pred izvedbo pilotov podpore 2 in temelja podpore 3 z zaščitno diafragmo je bilo potrebno izvesti začasni utrjen nasip. Nasip, ki se bo odstranil po končani gradnji, sega minimalno 0,5 m nad koto visoke vode, plašč nasipa pa je zavaroval s kamnometom.

Z nasipa se izvajajo vsa dela in transport materialov. Po dokončanju gradnje se nasip odstrani, struga pa se vzpostavi v prvotno stanje.

Po izvedbi nasipa za delovni plato podpore 3 se je izvedla betonska diafragma debeline 60, in sicer kot zaščita gradbene jame. Betonska diafragma je ustrezno armirana in vkopana 0,5 m v lapornato hribino. Ker z mehanizacijo za izvedbo membrane ni bilo mogoče kopati v laporju, smo izvedli na vsakem stiku membranskih elementov pilot premera 120 cm, ki sega ca. 2,5–3,0 m pod koto temeljenja. Z izvedbo 16 pilotov in 2 betonskih razpornih prstanov je bila zagotovljena zadostna nosilnost membrane za

prevzem hidrostatičnega pritiska vode in diferenčnega pritiska nasipa.

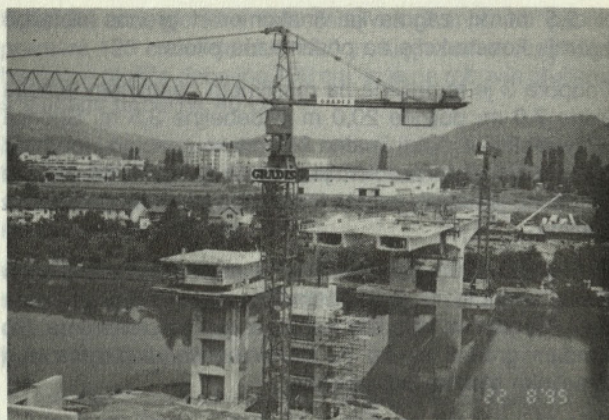
Pilotna blazina nad piloti podpore 2 se je izvedla s pomočjo montažnih betonskih plošč debeline 15 cm, ki so rabile kot zaščita gradbene jame, kot je prikazano v načrtu temelja podpore 2. Po postavitvi plošč, ki so bile začasno obešene s posebno jekleno konstrukcijo na jeklene srajčke pilotov, so se zatesnili stiki med posameznimi ploščami ter zabetoniral balastni podbeton v debelini ca. 50 cm. Sledilo je črpanje vode in izvedba masivne pilotne blazine v popolnoma suhi gradbeni jami.

Ob vitkih stebrih podpore 3 je potrebno za zagotavljanje horizontalne stabilnosti v fazi proste konzolne gradnje izvesti ob vsakem stebri še 4 začasne stebre dimenzij $1,0 \times 1,0$ m, ki se po dokončanju objekta odstranijo.

4.3. Prosta konzolna gradnje

Izvedba obeh škatel je predvidena po sistemu proste konzolne gradnje, ki jo danes v svetu uporabljajo pri gradnji premostitvenih objektov večjih razponov.

Po izvedbi krajnih opornikov, temeljev in stebrov podpore 2 in 3 sta se najprej izvedla bazna dela nad podporo 2 dolžine 12,4 m in baznih delov nad podporo 3, ki sta prav tako dolga 12,4 m. Po prednapenjanju baznih delov, ki sta izvedena na odru, se zmontirajo vozički, tako da se naslednje lamele izvajajo že s pomočjo vozičkov, in sicer simetrično na os podpore. Prvi lameli nad podporo 2 sta dolžine 3,8 m, vse ostale lamele pa so dolge 5,0.

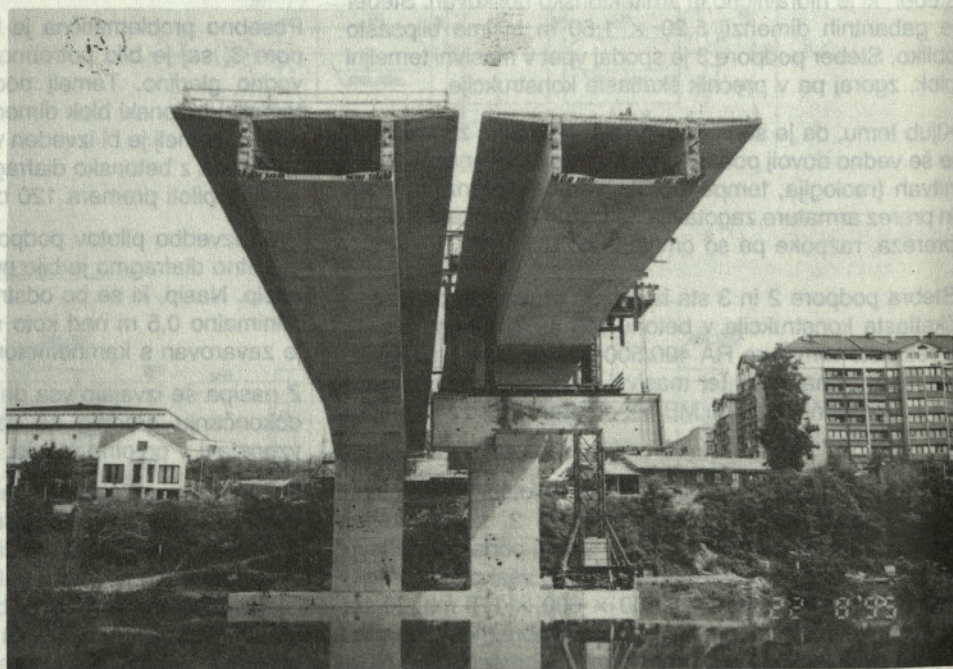


Delovni takt za izvedbo dveh simetričnih lamel znaša praviloma 7 dni in je sestavljen iz naslednjih faz: premaknitve odra, polaganja armature spodnje plošče, stojin, zgornje plošče ter kablov.

Betonira se praviloma vedno v petek, tako da je beton v ponedeljek, ko ga prednapnemo, star minimalno 3 dni. Takoj po prednapenjanju se kabli konzolne gradnje za-injektirajo. Konzolna gradnja je predvidena z enim parom vozičkov.

Mizo nad podporo 2 sestavlja bazni del ter 13 simetričnih lamel, mizo nad podporo 3 pa bazni del in 8 lamel.

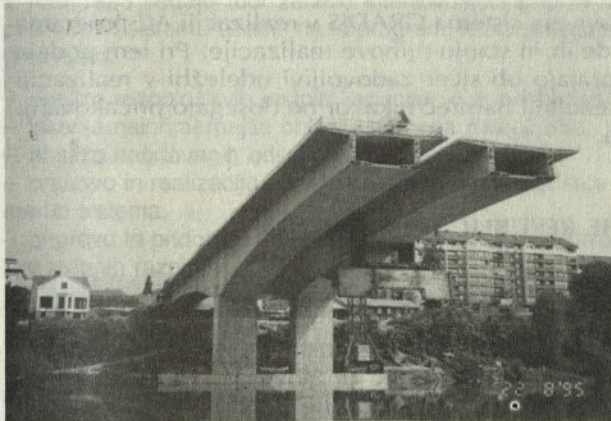
Nad podporo 2 je napetih po končanju konzolne gradnje 70 kablov $12 \times 0,6''$ ($N_{nap} = 2000$ KN), nad podporo 3 pa 68 kablov $12 \times 0,6''$.



Po končani prosti konzolni gradnji se najprej izvedejo vezni segmenti v krajnih poljih. Polje 1 se po izvedbi veznega segmenta prednapne z 10 pozitivnimi kabli LH 12 × 0,6", polje 3 pa z 12 kabli LH 12 × 0,6".

Po napenjanju pozitivnih kablov sta krajni polji povezani, tako da lahko pripravimo nosilni oder in zabetoniramo vezno lamelo vmesnega polja, ki se nato prednapne z 28 kabli LH 12 × 0,6". Takoj po prednapenjanju se pozitivni kabli tudi zainjektirajo.

Po izvedbi krova se za fazo uporabe na koncu napnejo še 4 kabli 12 × 0,6", ki potekajo zunaj betonskega prereza v HPDE cevi. Kabli se zainjektirajo s cementno injekcijsko maso ali pa z maso DENSO JET. Omenjeni kabli potekajo samo v vmesnem polju od podpore 2 do podpore 3.



5. DETAJLI IN OPREMA OBJEKTA

Pri opremitvi mostu (venci, betonska in jeklena ograja) je dan tudi poudarek na oblikovanju objekta, tako da je poudarjena mestnost mostu.

Poseben poudarek je tudi na zagotavljanju trajnosti objekta, tako da so vsi konstrukcijski detajli zasnovani v skladu s posebnimi tehničnimi zahtevami ZTV-K88, RBA – BRUE, RVS 15.11 – 15.482 ter korigiranimi detajli SO-DOC.

6. Posebne tehnološke zahteve pri gradnji

Izgradnja velikih in tehnično-tehnoloških premostitvenih objektov zahteva timsko delo in dobro sodelovanje med projektantom, izvajalci in tehnologji.

Zaradi izredne zahtevnosti gradnje je bilo potrebno skupaj s tehnologi – specialisti izdelati tehnološke projekte gradnje, ki so usklajeni s projektom mostu. V tehnoloških projektih je prvenstveno detajlno obdelana:

- izvedba zaščite gradbene jame in izvedbe pilotov ter vodnjakov
- izvedba začasnega podpiranja mize 3 v fazi proste konzolne gradnje
- izvedba odra obeh baznih delov
- tehnologija izvedbe proste konzolne gradnje z vsemi ukrepi za zagotavljanje varnosti
- izvedba potrebnih dodatnih geomehanskih raziskav
- izdelan je projekt betonov ter program preiskav
- izdelan je projekt nadvišanja (camber design) konstrukcije
- izdelan je tehnološki projekt izvedbe betoniranja
- elaborat napenjanja
- ukrepi za zagotavljanje varnosti pri delu

7. SKLEP

Koroški most je trenutno še v gradnji. Izvedena je že kompletna spodnja konstrukcija ter obe konzolni mizi nad podporo 2. Trenutno poteka premik vozičkov iz konzolne mize nad podporo 2 na že končan bazni del podpore 3 gorvodnega objekta. V letošnjem letu bo zgrajen gorvodni objekt, rok za dokončanje kompletnega mostu pa je junij 1996.

Koroški most kot mestni premostitveni objekt s svojo vitko konstrukcijsko-arhitektonsko zasnovo mirno posega v prostor, tako da ne bo po izgradnji mosta prekinjena povezava med starim mestnim jedrom in gorvodnim primestjem. Ob navezavi obstoječih in predvidenih prometnih komunikacij pa bo uspešno reševal tako promet pešcev in kolesarjev kot promet z motornimi vozili.

Investitor:
OBČINA MARIBOR,
REPUBLIKA SLOVENIJA
Izvajalec:
GRADIS – Podjetje za inženiring
Ljubljana, p.o.
Projektant:
Inženirski biro PONTING d.o.o.
Maribor
Investicijska vrednost: 750 mio SIT
Čas izgradnje:
januar 1994–maj 1996

AVTOCESTNI PROGRAM V REPUBLIKI SLOVENIJI

UDELEŽBA GRADISA V NJEGOVI REALIZACIJI

UDK 625.711.3»497.12«

MILAN PUKŠIČ

P O V Z E T E K

Članek obravnava načrtovano in stvarno udeležbo poslovnega sistema GRADIS v realizaciji AC programa R Slovenije ter podaja pregled o do sedaj pridobljenih delih in stanju njihove realizacije. Pri tem podaja avtor prispevka nekatera vprašanja, ki se v Gradisu porajajo ob sicer zadovoljivi udeležbi v realizaciji programa (tako po obsegu kot po vrsti del). Dosedanji rezultati namreč nikakor ne dosegajo pričakovanj, s katerimi je Gradis vstopil v realizacijo tega programa.

THE HIGHWAY CONSTRUCTION PROGRAM OF THE REPUBLIC OF SLOVENIA

S U M M A R Y

The subject to the article is the planned and the actual participation of the business system GRADIS in the implementation of the highway construction program of the Republic of Slovenia, giving a survey of works contracted so far and the state of their completion. The author of the article presents certain questions arising in GRADIS along with otherwise satisfactory participation in the implementation of the program (considering both the scope and type of works), taking into account that the results achieved until now in no case fulfil the expectations by which the implementation of this program was started on the part of GRADIS.

UVOD

Slovenija načrtuje avtocestni sistem v dolžini 663 kilometrov. Od tega je zgrajenih že 198 kilometrov avtocest. Na načrtovani avtocestni povezavi vzhod-zahod (od madžarske do italijanske meje), ki je dolga 480 kilometrov, je potrebno dograditi še 342 kilometrov avtocest. Državni zbor je aprila 1993 naročil slovenski vladi, naj pripravi program gradnje celotne avtocestne povezave vzhod-zahod do 1999. leta. Za realizacijo programa je državni zbor zagotovil sredstva z »bencinskim tolarjem« v juliju 1993 in oktobra 1993 ustanovil DARS d.d., družbo, odgovorno za izpeljavo programa izgradnje ter za vzdrževanje in

upravljanje že zgrajenih avtocest.

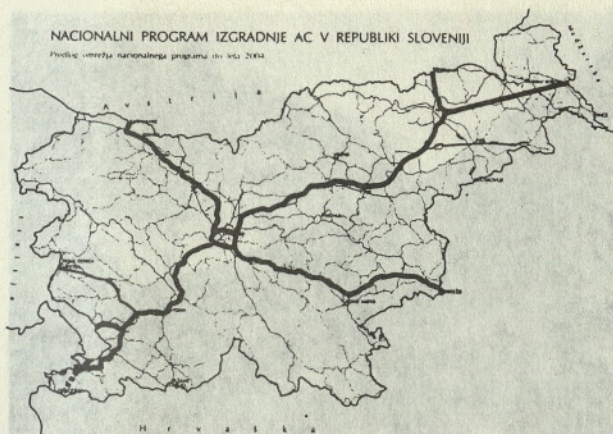
Skladno z navodili in programom, ki ga je državni zbor sprejel, je DARS, d.d., leta 1994 začel uresničevati program gradnje avtocestne povezave vzhod-zahod.

PRIPRAVE GRADISA NA AC PROGRAM

V uvodu je podan grob pregled nacionalnega programa gradnje avtocest v Republiki Sloveniji. Začetek njegovega izvajanja sega že v drugo polovico leta 1993, ko je takrat ustanovljena Družba za avtoceste Republike Slovenije (DARS) začela priprave in realizacijo programa.

Avtor:

GRADIS Podjetje za inženiring, p.o., Ljubljana, Letališka 33. Pomočnik direktorja za marketing, MILAN PUKŠIČ



V leto 1993 segajo tudi začetki intenzivnejših priprav v poslovnem sistemu Gradis na ta program, ki so obsegala predvsem:

- analizo razpoložljivih lastnih kapacitet in sposobnosti,
- iskanje najprimernejše oblike skupnega nastopanja,
- analizo načrtovanih odsekov avtocest,
- pripravo in realizacijo potrebnih reorganizacijskih sprememb sistema,
- pripravo in pridobivanje priznanja sposobnosti na podlagi izdanih razpisov.

Glede na načrtovano dinamiko programa, ugotovljenih lastnih kapacitet in možnosti (sposobnosti) ter ob upoštevanju strateških usmeritev sistema, vezanih na realizacijo načrtovanega avtocestnega programa, so bile v Gradisu sprejete naslednje usmeritve:

- udeležba v realizaciji programa v deležu 25–30 odstotkov od deleža, ki ga bodo izvajali domači izvajalci
- po strukturi del naj bi bil delež realiziran 70-odstotno na realizaciji premostitvenih objektov in 30-odstotno na

realizaciji ostalih cestnih del

– v realizacijo se vključijo vse izvajalke iz poslovnega sistema Gradis.

Uresničitev tako zastavljenih ciljev bi omogočila povprečno realizacijo v višini približno 60 milijonov nemških mark na leto za naslednjih 6 let, kar ob upoštevanju rezultatov zadnjih nekaj let predstavlja približno 30-odstotno realizacijo celotnega sistema.

REALIZACIJA

Danes že lahko ugotavljamo, da je realizacija avtocestnega programa v polnem teku, ter da smo glede obsega pridobljenih del do sedaj v glavnem uresničili zastavljene cilje, saj smo do sedaj pridobili v izvedbo naslednja dela, ki jih želimo v nadaljevanju podrobneje predstaviti tako po obsegu kot s stopnjo realizacije s stanjem ob polletju 1995.

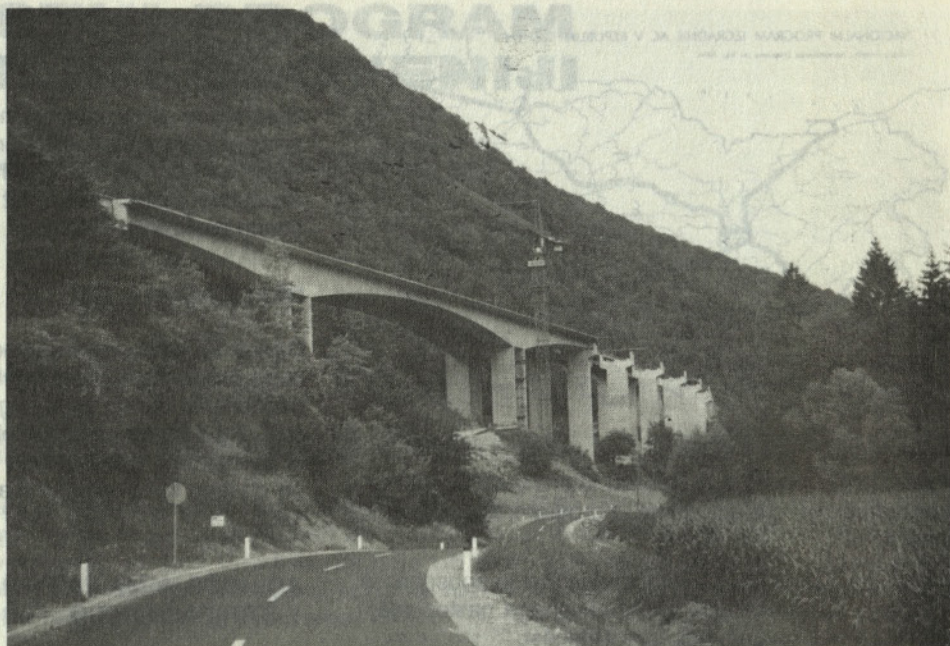
AC HOČE-ARJA VAS – RAZŠIRITEV V ŠTIRIPASOVNICO

Na podlagi licitacije, ki je bila izvedena v začetku leta 1994 za izgradnjo premostitvenih objektov drugega pasu na odseku 3/3 Slovenske Konjice–Dramlje, je Gradis pridobil v izvedbo naslednje premostitvene objekte:

Oznaka	Naziv objekta	Vrsta objekta	Dolžina m	Širina m	Površina m ²	Pog. cena v mio SIT
60-24	Škedenj	I. viadukt	540	10,64	5.750	548.809
60-25	Škedenj	II. viadukt	398	10,64	4.234	336.558
60-26	Slatina	viadukt	440	10,41	4.575	320.010
60-27	Dramlje	viadukt	140	13,64	1.910	112.800
50-41		most	63	10,64	656	38.175
Skupaj:			1.581		17.125	1.356.412



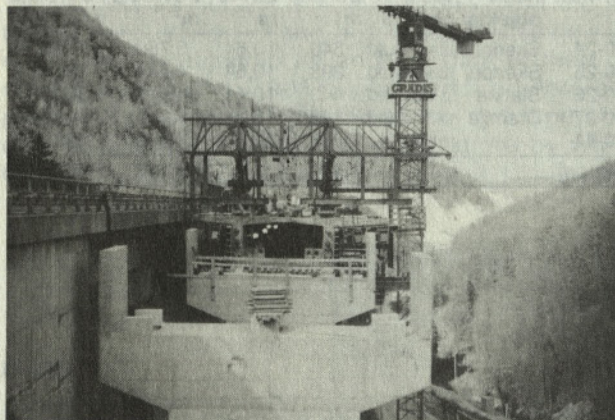
Slika: Izgradnja viadukta Škedenj I. 60-24



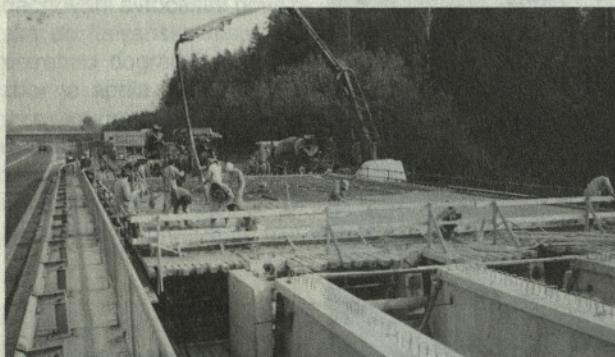
Slika: Izgradnja viadukta
Škedenj Ilk. 60-25

Izgradnjo vseh navedenih objektov izvajajo v celoti operative izvajalke iz poslovnega sistema Gradis, ki bodo izgradnjo teh zahtevnih objektov realizirale v pogodbeno dogovorjenih rokih.

Na nadaljnjih licitacijah so bila na izgradnji drugega pasu AC Hoče–Arja vas pridobljena v izvedbo še naslednja dela:



Slika: Izgradnja viadukta Slatina 60-26

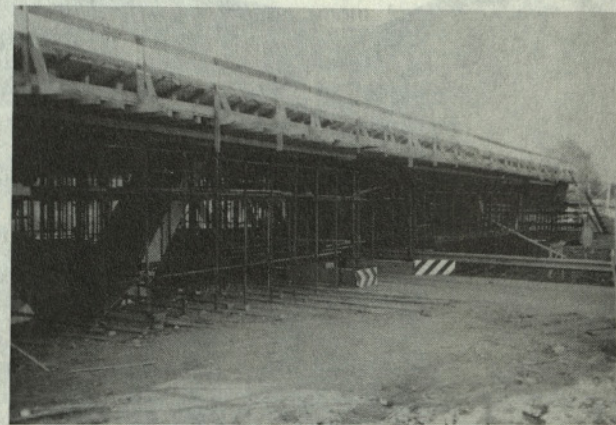


Slika: Izgradnja viadukta Dramlje 60-27

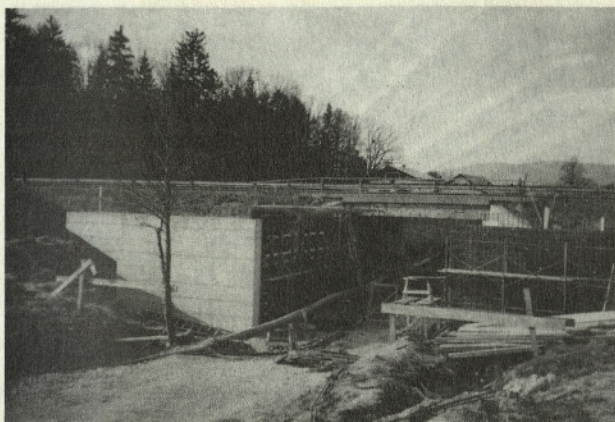
IZGRADNJA OBJEKTOV 5-30 m

Oznaka objekta	Vrsta in naziv objekta	Dolžina m	Širina m	Površina m ²	Pog. cena v mio SIT
50-35	most čez Polskavo	39,7	13,05	518,10	31.600
50-47	most čez Ljubečno	8,1	12,74	103,20	14.500
30-31	podvoz	7,0	10,20	71,40	8.950
Skupaj:		54,8		692,70	55.050

Celotna dela na izgradnji teh objektov izvaja Gradis.



Slika: Izgradnja mostu 50-35 pri Polskavi



Slika: Izgradnja mostu 50-47 pri Ljubečni

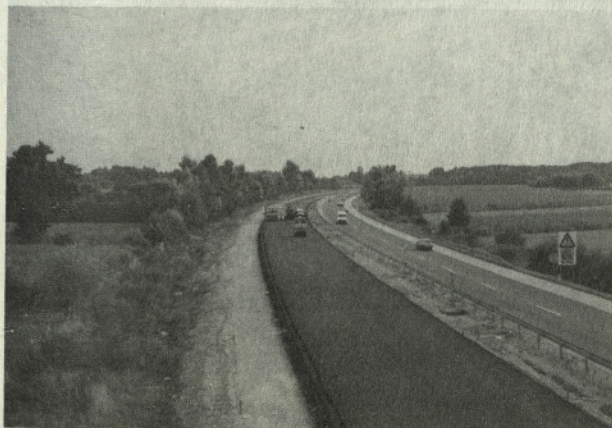
– IZGRADNJA M-10 HOČE-ARJA VAS, RAZŠIRITEV V ŠTIRIPASOVNICI, pododsek 3/1 HOČE-SLOVENSKA BISTRICA

Vrsta del	Dolžina m	Širina m	Pogodbena cena v mio sit
izgradnja drugega pasu	11.650	12,50	965.282

Izgradnja drugega pasu AC od km 3,719 do km 15,370 obsega:

- preddela
- zemeljska dela
- voziščne konstrukcije
- odvodnjavanje
- objekte do 5 m
- pokončno opremo ceste in opremo za vodenje prometa
- označbe na vozišču
- opremo za zavarovanje prometa in zaščito pred hrupom

V izgradnjo drugega pasu sta vključena tudi izvajalca SCT in CP Maribor, vendar GRADIS izvaja večinski delež realizacije izgradnje drugega pasu.



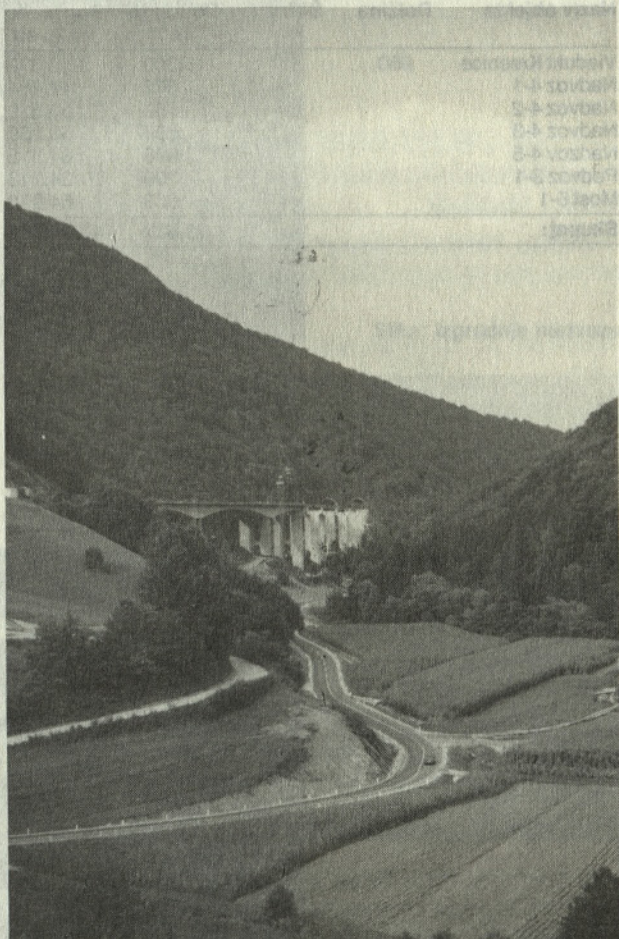
Slika: Izgradnja drugega pasu AC Hoče-Arja vas, pododsek 3/1 Hoče-Slovenska Bistrica – pričetek polaganja asfalta

– DEVIACIJA REGIONALNE CESTE R 345 ŽIČE-DRAMLJE, PODODSEK KM 1,2 DO 2,6 TER IZGRADNJA PROPUSTA POTOKA ŽIČNICE

Zaradi izgradnje drugega pasu Viadukta Škedenje I. 60-24 in Viadukta Škedenj II. 60-25 je bilo potrebno izvesti prestavitve regionalne ceste, regulirati potok Žičnica v novozgrajeni propust.

Izvedbo teh del je pridobil Gradis na licitaciji v 1994 v vrednosti 107,674.365,50 SIT.

Dela, ki so bila izvedena v času od XI/94–V/95, je v celoti izvedel Gradis.



Slika: Regulacija potoka Žičnice in regionalne ceste R 345

– REKONSTRUKCIJA MAGISTRALNE CESTE M-10-1 POČEHOVA-LENDAVA

V marcu 1994 je DARS razpisal licitacijo za rekonstrukcijo petih odsekov magistralne ceste M-10-1.

Odsek	Stacionaža km	Dolžina m
– Počehova-Ložane	0.000 do 7.769	7.769
– Ložane-Zamarkova	8.100 do 10.482	2.382
– Ihova-Gor. Radgona	10.786 do 17.690	6.904
– Hotiza-Lendava	7.487 do 12.174	4.687

Gradis je bil uspešen pri licitaciji za izvedbo odseka Počehova–Ložane, ki ga je skupaj s CP Ljubljana pridobil v izvedbo za ceno 452,288.491 SIT.

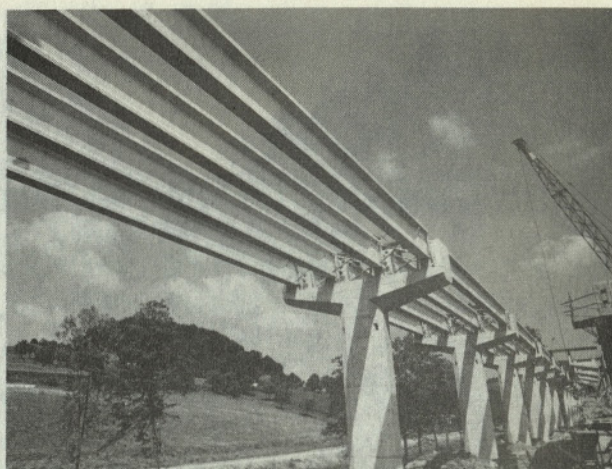
AC ŠENTILJ–PESNICA

Gradis je izvedbo del na izgradnji tega 11,5 km dolgega AC odseka pridobil kot soizvajalec skupaj s SCT.

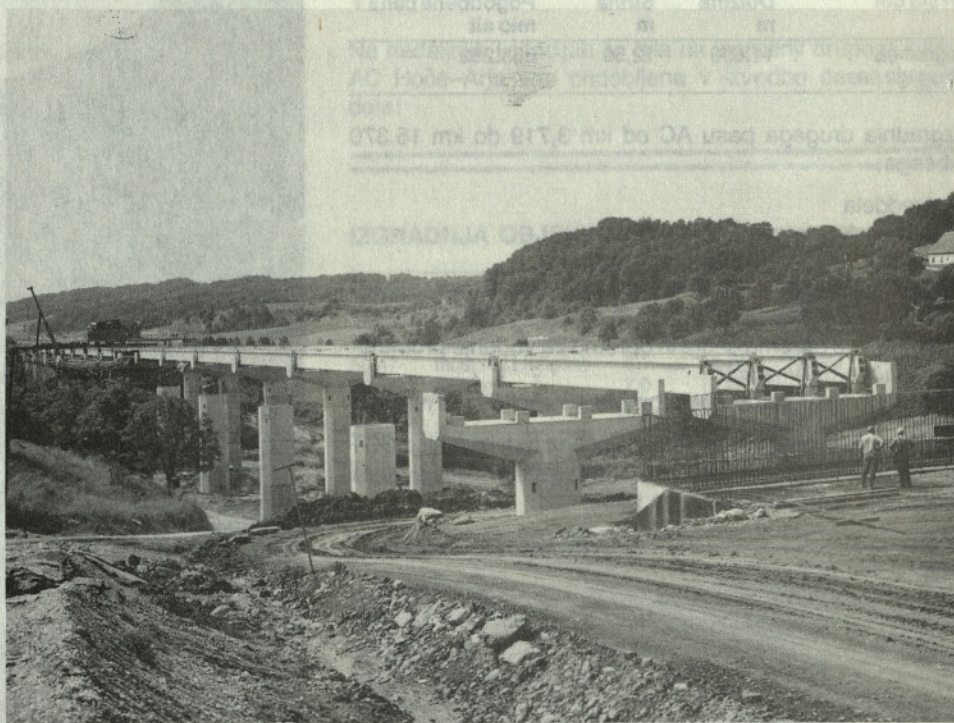
Pogodbena vrednost vseh del znaša 3.726,470.580 SIT, Gradisov delež v izvedbi pa znaša 1.694,223.055 SIT oz. 45,5 %.

Gradis izvaja naslednje objekte:

Naziv objekta	Dolžina	Širina m	Površina m ²	Pog. cena v mio sit
Viadukt Kresnice	650		15.200	959.579
Nadvoz 4-1			576	47.484
Nadvoz 4-2			650	50.559
Nadvoz 4-3			650	53.959
Nadvoz 4-5			598	64.312
Podvoz 3-1			300	24.213
Most 5-1			663	64.970
Skupaj:			18.637	1,265.068



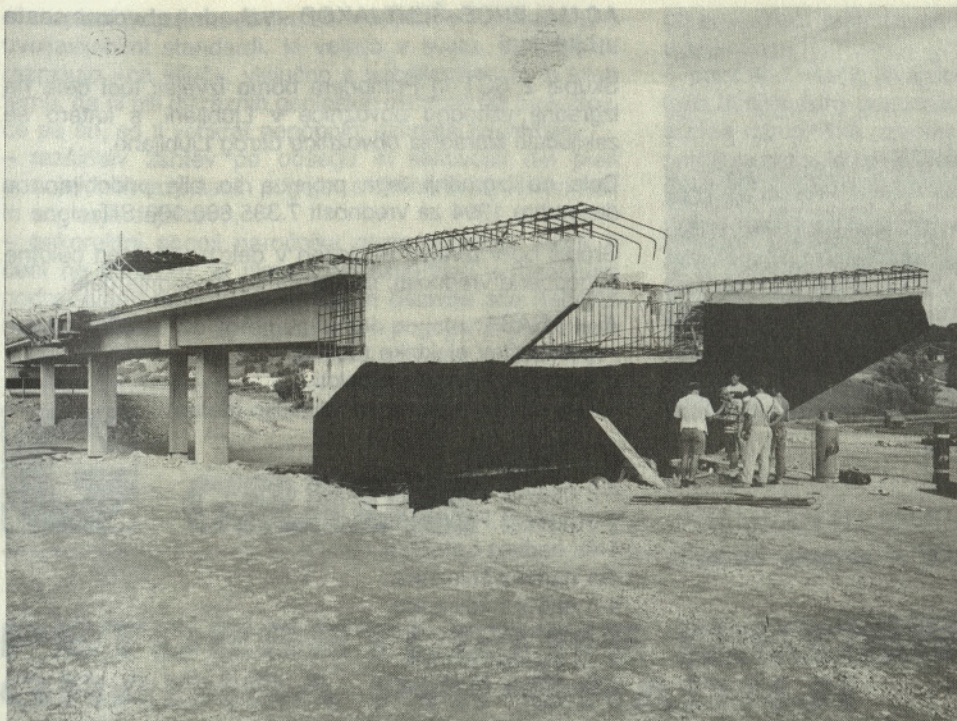
Slika: Izgradnja viadukta Kresnice



Slika: Izgradnja viadukta Kresnice

GRADIS

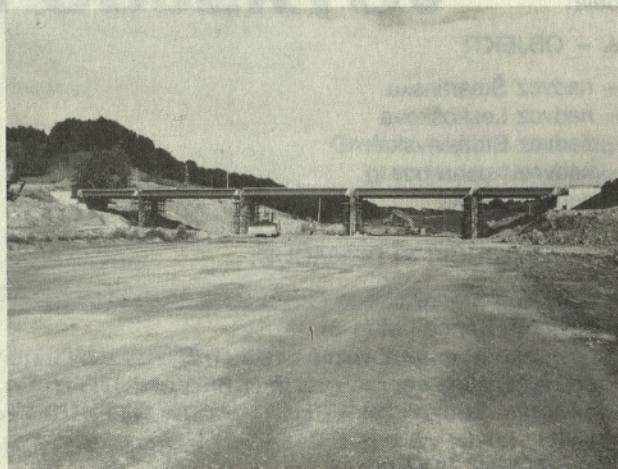
50
1945-95



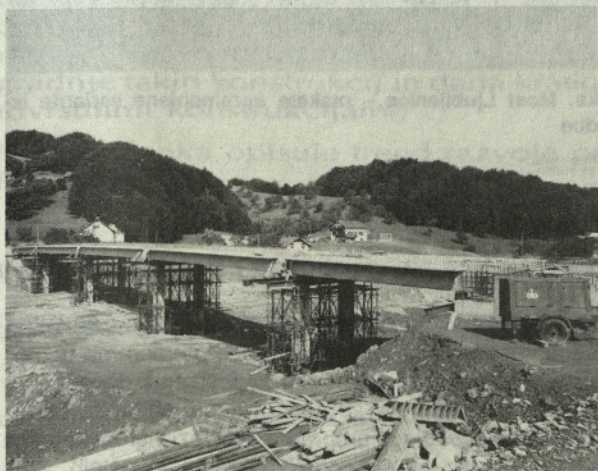
Slika: Izgradnja nadvoza

Gradis izvaja še naslednja dela pri gradnji AC Šentilj–Pesnica:

- rekonstrukcijo magistralne ceste M-10-1 v vrednosti 16,2 mio SIT
- deviacijo v dolžini 14,940 km v vrednosti 340,2 mio SIT
- javno razsvetljavo v vrednosti 16,0 mio SIT
- pilotno steno v vrednosti 56,9 mio SIT



Slika: Izgradnja nadvoza



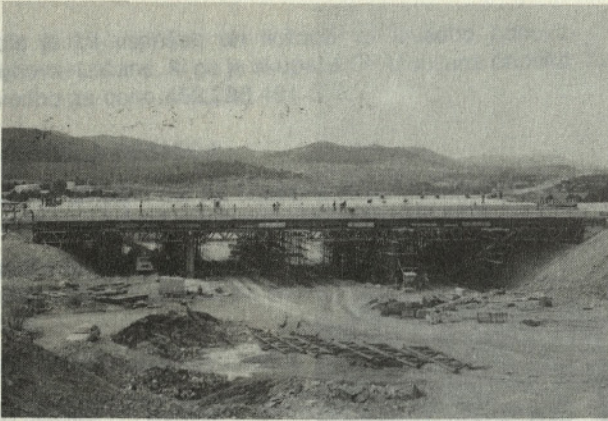
Slika: Izgradnja nadvoza

GRADIS

50
1945-95

AC ČEBULOVICA–DIVAČA

Gradis je na tem AC odseku, ki je bil zgrajen v izredno kratkem času in predčasno podan v uporabo, izvedel izgradnjo na tem odseku največjega viadukta 50-01 dolžine 77 m in površine 1.000 m² za ceno 179,611 mio SIT.



Slika: Viadukt 50-01 v času gradnje

AC ZADOBROVA–TOMAČEVO – severna obvozna cesta v Ljubljani

V oktobru 1994 smo skupaj s SCT pridobili v izgradnjo celotna dela na izgradnji severne obvozne ceste v Ljubljani.

Gradis bo pri izgradnji omenjene AC izvajal naslednja dela:

A – OBJEKTI

- nadvoz Šmartinska
- nadvoz Leskoškova
- nadvoz Bratislavska
- nadvoz Kopna pot
- nadvoz Jarška

B – PRIKLJUČKI IN DEVIACIJE:

- priključek Šmartinska in rampa 3+4
- deviacija Kopna pot (1-3)
- deviacija severne obvozne ceste (1-6)
- deviacija južna servisna cesta (1-8)
- deviacija dovozne ceste

C – OPORNI ZIDOVI:

- na priključku Šmartinske ceste
- na deviaciji severne servisne ceste
- na deviaciji Leskovškove ceste

D – IZVEDBA JAVNE RAZSVETLJAVE V CELOTI

E – DELEŽ V VIŠINI 30% NA IZDELAVI METEORNE KANALIZACIJE

F – IZKOP V GLAVNI TRASI – 66.000 m³

Od celotne vrednosti 2.303,513.011 SIT znaša Gradisov delež v izvedbi ca. 28%.

Z operativnimi deli na tem odseku se bo pričelo v avgustu 1995, do sedaj pa so se izvajala projektiranja ter priprava na operativno izvedbo.

AC MALENCE–ŠENTJAKOB – vzhodna obvozna cesta v Ljubljani

Skupaj z SCT in Primorjem bomo izvajali tudi dela na izgradnji vzhodne obvoznice v Ljubljani, s katero se zaključuje izgradnja obvoznice okrog Ljubljane.

Dela na izgradnji tega projekta so bila pridobljena v decembru 1994 za vrednosti 7.385,680.000 SIT.

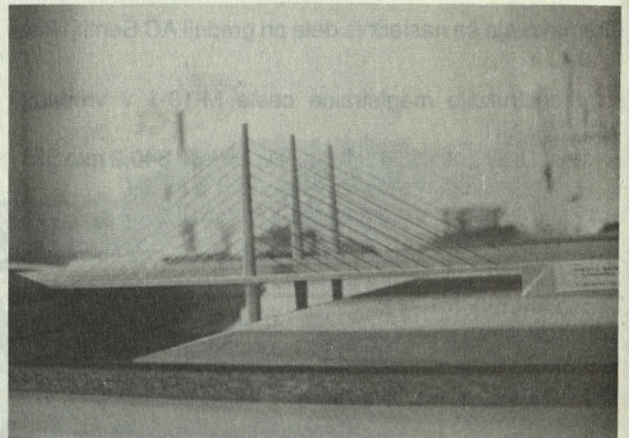
Gradis bo v izvedbi udeležen v deležu 28% od celotne pogodbene vrednosti, izvajal pa bo naslednja dela:

A – TRASA:

- prestavitev elektrike (delno)
- javno razsvetljava v celoti
- izgradnja meteorne kanalizacije (delno)

B – OBJEKTI:

- 4-2 nadvoz Zaloška
- 4-3 nadvoz Rjava cesta
- 4-4a nadvoz Letališka
- 4-4 nadvoz železnica
- 4-5 nadvoz železnica
- 6-1c viadukt Bizovik
- 6-1d viadukt Bizovik
- 8-1 galerija Strmec



Slika: Most Ljubljanica – maketa spremenjene variante izvedbe

V izvajanju so priprave projektne dokumentacije ter priprave na operativno izvedbo.

SKLEP:

Kljub uspehom v realizaciji zastavljenih ciljev, tako po obsegu kot po vrstah pridobljenih del, pa moramo ugotoviti, da smo prej zaskrbljeni kot zadovoljni z doseženim. Res smo dosegli, da je naša fizična angažiranost v realizaciji avtocestnega programa v tej fazi v predvidenem obsegu, vendar pa so pogoji (cenovni in ostali), pod katerimi izvajamo ta dela, bistveno slabši od tega, kar smo realno pričakovali. Zato bomo morali naše nadaljnje interese ponovno pretehtati. Razlogov za to je več, ključni so naslednji:

– razpisni pogoji naročnika so v veliki meri v nasprotju z uveljavljenimi standardi, ki veljajo v svetu, saj objekte razpisuje »na ključ«, vključno s temeljenjem, in to kljub temu, da ni niti ustreznih geoloških raziskav niti projektov, če pa so, so ti večkrat nepopolni oziroma neustrezni;

– razširitev zahtev po obsegu in kakovosti del prek ponujenih in razpisanih pogojev s strani revizijskih komisij in soglasja dajalcev;

– nekorektni pogoji naročnika glede priznanja razlik v ceni na osnovah, ki nimajo nič skupnega z resničnimi podražitvami na trgu materiala in delovne sile (tečajne razlike v ECU). Do spremembe teh pogojev je prišlo šele

po enoletnem prepričevanju in dokazovanju z DARS-om v juliju 95;

– položaj domačih izvajalcev pred nelojalno konkurenco tujih (italijanskih) ponudnikov z upravičenim sumom, da gre za dampinške oziroma subvencionirane cene, saj ti ponujajo cene, ki po naših izračunih ne pokrivajo stroškov izvedbe.

K zgornjim razlogom velja poudariti, da je Gradis zaradi svoje dejavnosti, predvsem na izgradnji premostitvenih objektov, najbolj prizadet s pogoji, pod katerimi naročnik oddaja izvajanje premostitvenih objektov.



GRADIS

BIRO ZA PROJEKTIRANJE MARIBOR, p.o.

PETDESETLETNE IZKUŠNJE GRADISA PRI GRADNJI PREMOSTITVENIH OBJEKTOV

UDK 624.17.8

**Greh ni napako narediti,
greh je napako skriti.
G. G.**

P O V Z E T E K

Članek opisuje problematiko gradnje premostitvenih objektov iz armiranega betona. Poseben poudarek je v članku namenjen premostitvenim objektom, narejenih z montažno gradnjo, ki jo je osvojil GRADIS. Opisan je tudi razvoj gradnje takih konstrukcij in dana kratka primerjava med montažnimi in klasičnimi tovrstnimi konstrukcijami.

Konec članka opisuje trend razvoja premostitvenih objektov pri nas in s stališča firme GRADIS.

GRADIS' 50-YEAR EXPERIENCE IN THE CONSTRUCTION OF BRIDGING STRUCTURES

S U M M A R Y

The article treats the problems encountered in the construction of prestressed concrete bridging structures.

Avtorji:

Projektanti GRADISA, Biro za projektiranje Maribor – včeraj, danes in jutri

A special emphasis in the article is laid upon bridging structures constructed using prefabrication techniques mastered by GRADIS. The course of development of such constructions is also given, together with short comparison between prestressed and classic constructions of the kind.

Described at the end of the article is the trend of development in the field of construction of bridging structures in our country in general and as viewed from the standpoint of GRADIS company.



GRADIS BIRO ZA PROJEKTIRANJE MARIBOR, p.o.

Premostitveni objekti, tj. mostovi, viadukti, nadvozi, podvozi, brvi za pešce... so neizogibni sestavni deli trase ceste ali železnice. Namenjeni so zunajnivojskemu premoščanju oziroma križanju z naravnimi ali umetnimi ovirami. Najstarejši med njimi so mostovi za premoščanje rek, ki so naravna ovira na trasi ceste ali železnice, zato je med ljudmi najbolj udomačen termin za vsak premostitveni objekt še vedno beseda »most«.

Razvoj cest in železnic je narekoval tudi razvoj premostitvenih objektov. Nekoč je bil premostitveni objekt dominanten sestavni del trase oziroma nivelete. Postavljen je bil čim nižje nad oviro z najmanjšo možno dolžino, zato se je morala prometna komunikacija s traso in niveleto prilagoditi premostitvenemu objektu, kar pomeni, da se je morala niveleta prometne komunikacije prilagajati s padci in vzponi. Tehnološki razvoj gradnje premostitvenih objektov je omogočil, da sta danes dominantni niveleta in trasa prometnice, premostitveni objekt pa je s svojo vzdolžno osjo in niveleto podrejen prometni funkciji prometnice. Zato sodobni premostitveni objekti dosegajo dolžine večih kilometrov in višine nad terenom tudi 200 in več metrov.

Premostitveni objekti imajo zelo dolg zgodovinski razvoj, ki se je začel pri drevesu, ki se je porušilo prek reke. Sledili so leseni mostovi, ki imajo prekratko življenjsko dobo, zato je les dobil pomožno vlogo materiala za začasno premostitev v obliki nosilnega odra, na katerem je bilo možno izdelati kamniti ločni most. Kasneje sta se pojavila jeklo in beton in še dolgo je bil les uporabljan kot osnovni material za izdelavo nosilnega odra. Z večanjem števila in velikosti mostov je bilo nujno nekaj storiti. Graditelji premostitvenih objektov so pričeli razvijati tehnološke postopke gradnje, ki ne potrebujejo več klasičnega, na teren postavljenega odra za celotno širino in dolžino objekta, ki je postal predrag zaradi velike količine materiala in izdelavnih stroškov ter predolgega časa za postavitev.

Razvoju sodobnih **mehaniziranih** postopkov gradnje premostitvenih objektov, ki se je pričel po letu 1945, je uspešno sledil tudi Gradis, ki danes obvladuje nekaj načinov najsodobnejših metod in je že sposoben uporabiti tudi preostale v svetu znane metode.

Osnovni problem gradnje mostu je torej v izboru ustrezne tehnologije, ki nadomesti klasični pomožni oder in omogoči izgradnjo nosilne prekladne konstrukcije prek podpor spodnje konstrukcije mosta. Ker gradi Gradis predvsem premostitvene objekte iz betona in prednapetega betona, bo v nadaljevanju opisana problematika, ki se nanaša na tovrstne objekte.

V svetu trenutno prevladujejo naslednji tehnološki postopki gradnje:

- gradnja s klasičnimi nepomičnimi odri na terenu
- gradnja s montažnimi pomičnimi odri na terenu
- gradnja z mehaniziranimi pomičnimi odri, neodvisnimi od terena, ki se naslanjajo na stebre spodnje konstrukcije premostitvenega objekta in gradnjo prekladne konstrukcije polje za poljem
- segmentna izdelava prekladne konstrukcije pred krajnim opornikom in z njenim taktim narivanjem za dolžino segmenta v smeri osi mosta
- klasična prosta konzolna gradnja

- prosta konzolna gradnja s pomožnim jeklenim preničnim nosilcem
- montažna gradnja z montažnimi vzdolžnimi nosilci s pomočjo posebne samohodne jeklene konstrukcije za montažo,
- montažna gradnja z montažnimi prečnimi segmenti s pomočjo pomožnega jeklenega preničnega nosilca,
- mostovi z jeklenimi zategami.

Nobeden od navedenih tehnoloških postopkov ni univerzalen. Vsi imajo svoje dobre in slabe lastnosti, zato bodo še vnaprej živeli v sožitju. Vsak večji odmik od optimalnega postopka za konkreten objekt se pokaže na zmanjšani racionalnosti gradnje in njeni kakovosti. Možna so sicer določena prekrivanja, siljenje k univerzalnosti pa vedno vodi k slabšim rezultatom. Vsaka gradnja premostitvenega objekta je zelo kompleksen problem. Kot je bilo že omenjeno, so danes premostitveni objekti podrejeni slišnim problemom prostorskega vključevanja prometnice v okolje in njenim prometno-tehničnim zahtevam. Zato načrtovalci prometnic vse preveč zanemarjajo sodelovanje s projektanti premostitvenih objektov. Živijo namreč v prepričanju, da je danes možna popolna prilagoditev premostitvenega objekta potrebam prometnice tako glede dolžine objekta, oblike nivelete kot tudi trase. To sicer tehnično drži, je pa skrajno neekonomično. V praksi smo čestokrat priča rešitvam, kjer je na prvi pogled razvidno, da bi projektant prometnice z minimalnimi korekcijami trase in/ali nivelete z lahkoto poenostavil geometrijo objekta, s čimer bi bistveno prispeval k izboru racionalnejšega tehnološkega postopka gradnje, znižal ceno objekta, katerega enota dolžine je nekolikokrat dražja od enote dolžine prometnice. Enostavnejša geometrija objekta pa običajno omogoča čistejšo statično zasnovo objekta, kar se ugodno pokaže v izvedbi konstrukcijskih rešitev, ki neposredno vplivajo na stroške vzdrževanja objekta in na njegovo trajnost.

Specifičen problem je arhitektonsko oblikovanje premostitvenega objekta in njegova vključitev v okolje. Poleg tehnično ugodne rešitve v smislu ustreznega izbora statičnega sistema, materiala, tehnološkega postopka gradnje, silne in prometne funkcije, varnosti uporabnikov, kakovostnih konstrukcijskih detajlov in dolge življenjske dobe, si vsak graditelj želi, da bi bil objekt tudi lep in skladen z okoljem. Mostovi so bili in na srečo še vedno so inženirske gradnje v domeni gradbenih inženirjev. Praksa je pokazala, da sodelujoči arhitekt, ki dobro pozna osnovne statične zakonitosti in tehnologijo gradnje, lahko koristno prispeva k estetskemu videzu mostu, če pomaga gradbenemu inženirju uravnotežiti proporce razponov, višin in debelin sestavnih elementov mostne konstrukcije, nikakor pa ne sme siliti projektanta v filigransko krašenje mostnih elementov, ker tako početje samo draži izvedbo in kasnejše vzdrževanje objekta. Seveda pa je vse odvisno od okolja, v katerem se objekt nahaja. Kar je lepo in smiselno na ljubljanskem Tromostovju, bi lahko bila prava katastrofa na avtocestnem viaduktu prek nenaseljene doline.

Konstrukcijsko in estetsko oblikovanje vsake mostne konstrukcije je strašansko obremenjeno s pluralizmom različnih interesov posameznih segmentov družbe. Ostra konkurenca med usposobljenimi izvajalci mostov, ki jo umetno še povečujejo neusposobljeni izvajalci, ko konkurirajo z dampiškimi cenami delno zaradi nepoznavanja dejanskih stroškov in delno zaradi strokovnega prestiža, sili firme, ki si z gradnjo mostov zagotavljajo svoj obstoj, v izbor takšnih tehnoloških postopkov gradnje, ki bi bili čimbolj univerzalni za gradnjo v prihodnosti pričakovanih objektov. Drugačna pot tudi ni možna, saj je na domačem tržišču na licitaciji nižja cena še vedno odločujoč kriterij za izbor ponujene rešitve. Ponuditi večjo kakovost za seveda nekoliko višjo ceno od najnižje ponujene, žal pomeni ostati brez dela. Če bodo investitorji želeli v bodoče dvigniti kakovost premostitvenih objektov, bodo morali podrobno razdelati kriterije izbora najugodnejšega ponudnika. To bo investitorjem omogočalo graditi ekonomsko optimalno kakovostne objekte, za katere velja, da morajo biti večje investicijske cene plus stroški vzdrževanja v predvideni življenjski dobi objekta, minimalna.

Graditelje premostitvenih projektov na domačem tržišču pesti še problem ekstremnih diskontinuitet v gradnji prometnic in z njimi povezanih objektov. Nemogoče je ohranjati visok nivo kakovosti, razvoj stroke in obnavljanje specialne težke mehanizacije za gradnjo mostov, če se ta občasno prekine tudi za več let. Gradis je skušal te težave premoščati tako, da je za gradnjo mostov razvil dva dokaj univerzalna tehnološka postopka, s katerima je s precejšnjo mero univerzalnosti pokrival potrebe domačega tržišča, in sicer postopek

proste konzolne gradnje za gradnjo mostov in viaduktov z velikimi razpetinami do 120 m ter montažno gradnjo z vzdolžnimi montažnimi nosilci z razpetinami od 5 – 40 m. Oba postopka omogočata poljubno prilagajanje potrebni širini premostitvenega objekta. Glede izvedbe objektov po postopku proste konzolne gradnje v tem članku ni potrebno polemizirati, ker je ta postopek po kakovosti in hitrosti gradnje tudi pri nas na svetovnem nivoju. Metoda spada dobesedno v klasiko mostnih gradenj in ima tudi v Sloveniji dolgoletno tradicijo, saj je bila npr. uporabljena pri gradnji ptujskega mostu že pred skoraj 40 leti, ca. 5 let za njeno prvo svetovno uporabo.

Večji problem predstavlja **montažna gradnja** premostitvenih objektov, ki ima veliko zagovornikov in še več nasprotnikov. Ko so pred približno 40 leti v Franciji, Italiji in delno v Švici pričeli v velikem obsegu uporabljati vzdolžne montažne nosilce iz prednapetega betona za gradnjo mostov, je ta tehnologija tudi v Sloveniji naletela na plodna tla. Prvotno navdušenje je bilo izredno, saj so nekateri mislili, da bo montažna gradnja spremenila takrat še bolj ali manj sezonskega gradbenega delavca v industrijskega delavca, ki bo večji del delovnega časa preživel v industrijskem obratu v zaprti tovarniški hali, kjer bo dosegel industrijski nivo kakovosti, racionalno uporabljal jeklene opaže, z izdelavo filigransko preciznih in vitkih elementov prihranil ogromno materiala, izdelke poenotil v veliko serijsko proizvodnjo, elemente transportiral na velike razdalje z vlaki in s kamioni, sebi ustvaril primeren standard v smislu izboljšanja delovnih pogojev, itn. Kot vsaka stvar ima tudi montažna gradnja drugo manj ugodno plat medalje. Ljudje so se hitro naveličali enoličnih objektov, čas gradnje se ni bistveno skrajšal, zaradi prenizkega organizacijskega nivoja so stroški gradnje čestokrat presegli stroške pri klasični gradnji, ker je bilo preveč mrtvih hodov med večjo količino delovnih operacij, kakovost izdelave montažnih stikov med posameznimi elementi ni imela »industrijske« kakovosti, z enim ali dvema tovarniškima elementoma so možnosti komponiranja konstrukcij zelo omejene, zato je bilo treba improvizirati, torej mešati industrijsko gradnjo s klasično gradnjo, itn.

Rezultat je bil pričakovan. Sledilo je torej uravnoteženje, kar pomeni, da se je prenehalo v montažni obliki izdelovati tiste elemente konstrukcije, ki se jih nesporno da ekonomičnejše izvesti na objektu samem, ohranila pa se je izdelava in montaža vzdolžnih nosilcev, ki so rešili problem nosilnih odrov.

Po italijanskem vzoru in izkušnjah na njihovi transapeninski AC smo tudi v Sloveniji pričeli pred ca. 35 leti z gradnjo zgornjih konstrukcij mostov v polnomontažnem sistemu, kar pomeni, da je bila poleg montažnih nosilcev tudi voziščna plošča sestavljena iz montažnih armiranobetonskih elementov oziroma delnih plošč. Po montaži prednapetih nosilcev in montažo montažnih prečnikov in njihovem prečnem prednapetju so se na tako nastalo brano montirali elementi voziščne plošče in sovpregali z zalivanjem medsebojnih stikov in strižnih stikov z vzdolžnimi nosilci in prečniki. Običajno so se montirali še montažni hodniški elementi z robnimi vencami. Vsi elementi so bili filigransko tanki, s tankimi zaščitnimi sloji betona nad armaturo. Betoni niso bili projektirani za odpornost proti mrazu in zmrzovanju ob prisotni solnici. Takrat je bila v vsej Evropi »moda« oziroma konkurenčna potreba, da so se projektirale čim bolj tanke in vitke konstrukcije. Danes se to maščuje, saj imajo po vsej Evropi in ne samo pri nas velike stroške z vzdrževanjem objektov iz tistega časa, torej objektov, starih ca. 25 let in več.

Pri nas so ti problemi še nekoliko večji, ker smo premalo vlagali v vzdrževanje objektov. Tipičen predstavnik oziroma žrtev takratnega tudi v Evropi priznanega tehnološkega nivoja gradnje mostov in skrajno malomarno vzdrževanega objekta je viadukt Ravbar komanda, ki se nahaja v klimatskih razmerah, ki nikakor niso primerne za tovrstno konstrukcijo. Pa vendarle lahko trdimo, da bi tudi to konstrukcijo primerno in pravočasno vzdrževanje lahko rešilo pred razpadom zunanjih nosilcev, po katerih je nekontrolirano tekla slana voda.

Na podlagi evropskih in domačih izkušenj danes vemo, da so montažne konstrukcije zelo občutljive v ekstremnih klimatskih pogojih. V novejšem času je bilo zato uvedenih mnogo izboljšav, ki bodo tudi tem konstrukcijam zagotovile enako življenjsko dobo kot ostalim monolitnim konstrukcijam, pri katerih so tudi bile vpeljane nove zahteve glede kakovosti betona, debeline zaščitnih slojev betona na armaturi in povečane minimalne dimenzije konstrukcijskih elementov. S temi ukrepi so ponovno postale premostitvene konstrukcije masivnejše oziroma robustnejše, kar ugodno vpliva na razmerje med lastno težo in prometno obtežbo in s tem povezanimi nižjimi napetostmi ter večjo odpornostjo proti dinamičnim vplivom.

Na podlagi tujih in domačih izkušenj so prekladne konstrukcije premostitvenih objektov z vzdolžnimi montažnimi nosilci iz prednapetega betona doživele tudi v Gradisu velike spremembe, vse da bi se izboljšala njihova trajnost in znižali vzdrževalni stroški. Za ilustracijo navajamo samo najpomembnejše spremembe:

- opustila so se čista prosto ležeča polja z dilatacijo nad vsako podporo,
- opustile so se montažne voziščne plošče in montažni hodniški elementi,
- opustilo se je lepljenje posameznih elementov nosilca,
- opustile so se tako imenovane zavorne enote, ki so združevale po nekaj polj, tako da so bile dilatacije potrebne le med zavarovanimi enotami in na krajnih opornikih. Prosto ležeča polja posameznih zavornih enot so bila povezana s t. i. elastičnimi ploščami,
- opustili so se montažni vmesni prečniki.

Danes se izvajajo premostitveni objekti z vzdolžnimi montažnimi nosilci iz prednapetega betona na podlagi izkušenj, pridobljenih na viaduktu Yverdon v Švici, na naslednji način:

- Izdelava montažnih nosilcev iz prednapetega betona v obratu. Po prednapetju kablov I. faze na podu opaža (lahko se izdelujejo tudi na stezi za prednapenjanje) se prosto ležeči nosilec začasno deponira in v trenutku potrebe s posebnim vozilom transportira na gradbišče, kjer se s posebno samopomično jekleno konstrukcijo, ki se vzdolžno in prečno pomika po stebrih spodnje konstrukcije premostitvenega objekta, montira na začasna ležišča. Gradis uspešno transportira 30 m dolge nosilce po vsaki cesti, po kateri se lahko vozi s težjim kamionom. Za težje nosilce z razponom do 45 m je možno tri elemente nosilca monolitizirati na gradbišču z izvedbo normalno armiranega mokrega stika, v katerem se izvede preklon vzdolžne armature s posebnimi uvijačenimi armaturnimi palicami. Po prednapetju kablov I. faze je prosto ležeči nosilec sposoben za gradbiščni transport v območje dosega samopomične jeklene konstrukcije za montažo nosilcev. Za ta transport razpolaga Gradis z dvema specialnima voziloma.

- Po končani montaži vseh prosto ležečih nosilcev posameznega polja se na nosilce montira delno pomični opaž voziščne plošče in položi armatura začetnega krajnega prečnika in voziščne plošče do naslednjega vmesnega prečnika. Po zabetoniranju voziščne plošče do naslednjega vmesnega prečnika. Po zabetoniranju voziščne plošče prvega polja se vstavijo v nosilce kabli II. faze za kontinuiranje sovprežnega prečnega prereza, ki ga tvorijo nosilci z monolitno ploščo. Enostransko prednapeti kabli za kontinuiranje se na napenjalni strani opremijo s spojko za podaljšanje kontinuiranih kablov, s katerimi se po zabetoniranju prečnika in voziščne plošče naslednjega polja kontinuirata nosilni sistem 1. in 2. polja. Postopek se ponavlja po postopku »polje za poljem«. Ko se zabetonira in prednapne zadnje polje, dobimo kontinuirano, popolnoma monolitno konstrukcijo v celotni dolžini mosta. Pri tem je treba še omeniti, da se prek prečnika nad podporo kontinuirajo tudi prosto ležeči montažni nosilci dveh sosednjih polj z vstavitvijo ustrezne specialne uvijačene vzdolžne armature, ki se prekloni v območju prečnika.

Vsak kontinuirni nosilec je lahko v osi prečnika neposredno podprt z ustreznim ležiščem. Seveda je možna tudi izvedba posrednega podpiranja z namestitvijo ležišč pod prečnik zunaj osi vzdolžnih nosilcev.

- Monolitna voziščna plošča je lahko mehko armirana s prečno in vzdolžno armaturo, po potrebi pa jo je možno še prečno prednapeti, kar predstavlja najvišji kakovostni nivo, saj dobimo v tem primeru voziščno ploščo, ki je prednapeta v vzdolžni (kontinuirani kabli v nosilcih) in v prečni smeri (prečni kabli v voziščni plošči).

Sedaj se lahko vprašamo, v čem se tako zgrajena konstrukcija po kakovosti še loči od monolitnih konstrukcij, ki se gradijo po postopku »polje za poljem«? Ugotovimo, da v vzdolžni smeri mostu ni razlike. Vsakemu polju pripada en prečni delovni stik, ki je armiran z vzdolžno armaturo po vsej višini prečnega prereza, ki je hkrati še prednapet z vzdolžnimi kabli.

Če analiziramo prečni prerez, pa ugotovimo nekatere slabše lastnosti v primerjavi z monolitno konstrukcijo. Sovprečni prerez, ki ga sestavljajo montažni nosilci z voziščno monolitno ploščo, je treba skrbno statično analizirati in natančno upoštevati redistribucije napetosti v prečnem prerezu, ki nastanejo kot posledica različnih starosti betona nosilcev

in voziščne plošče. Natančno je treba izračunati tudi prečni raznos prometne obtežbe, reološke in temperaturne vplive, kar pa z uporabo sodobnih računalniških programov ne predstavlja večjega problema. Posebno skrb je treba posvetiti tudi brezhibni izvedbi sovpreženosti med nosilci in ploščo s pravilno obliko in zadostno količino strižnih stremen, ki povezujejo ploščo in montažne nosilce. Zaradi absolutne korektnosti je treba omeniti še večjo razčlenjenost prečnega prereza, npr. v primerjavi z monolitnim škatlastim prerezom. To ustvari večjo površino betona, ki je neposredno izpostavljena klimatskim in škodljivim agresivnim vplivom iz ozračja. Kljub pomanjkljivostim pa tovrstne konstrukcije izkazujejo tudi določene prednosti v primerjavi z monolitnimi konstrukcijami, zlasti če zanemarimo vedno vprašljivo vprašanje estetike. S svojo prilagodljivostjo različnim širinam mostov, možnostjo paralelne gradnje stebrov spodnje konstrukcije in izdelavo montažnih nosilcev v obratu, možnost gradnje z razmeroma lahkotno samohodno jekleno konstrukcijo za montažo nosilcev, razmeroma hitro gradnjo in konkurenčno ceno, imajo te konstrukcije še dolgoletno perspektivo, tako pri nas doma kot tudi v tehnološko razvitejših državah.

V sklopu nacionalnega programa gradnje AC gradi Gradis trenutno naslednje viadukte po opisanem postopku:

- na odseku Hoče–Arja vas:
 - viadukt 60-24: 3.120 m²
 - viadukt 60-25: 4.190 m²
 - viadukt 60-26: 4.600 m²
 - viadukt 60-27: 1.900 m²

Postopek lahko poimenujemo gradnja premostitvenih objektov z vzdolžnimi montažnimi prednapetimi nosilci – sovpreženimi z monolitno voziščno ploščo in vzdolžnim kontinuiranjem prekladne konstrukcije po sistemu »polje za poljem«.

- Po postopku klasične proste konzolne gradnje gradi Gradis trenutno še:
 - na odseku Hoče–Arja vas:

- viadukt 60-24: 5.284 m², max. l = 120 m
- most prek Drave v Mariboru: 5.688 m², razpetina 70 + 100 + 70 m

- Na odseku Šentilj–Pesnica gradi Gradis 4 montažne nadvoze in en most, s skupno kvadraturou 3.112 m². Ti objekti predstavljajo tako imenovano montažno gradnjo z lahki montažnimi prednapetimi nosilci s prečnim prerezom v obliki črke T. Tehnološki postopek gradnje se v bistvu v ničemer ne razlikuje od prej opisane gradnje viaduktov, le da se montaža nosilcev izvaja z avtodvigali.

K opisani tehnologiji gradnje z vzdolžnimi montažnimi prednapetimi nosilci – sovpreženimi z monolitno voziščno ploščo in vzdolžnim kontinuiranjem prekladne konstrukcije po sistemu »polje za poljem«, je treba dodati še pomembno možnost vnaprejšnje priprave odprtih oziroma sidrišč v prečnikih nad podporami za namestitvev eventualno kasneje potrebnih **zunanjih kablov** za ojačitev konstrukcije.

Za zaključek je treba še povedati, da Gradisovi projektanti, tehnologi in operativci intenzivno spremljamo razvojne trende gradnje premostitvenih objektov v Evropi. Zato bomo pri razvoju lastnih tehnoloških postopkov tudi v bodoče uvajali vsa pozitivna dognanja tehnološko razvitejših držav. Pri naših naporih pričakujemo tvorno sodelovanje industrije gradbenega materiala, dobaviteljev opreme in investitorjev. Kakovost objekta je odvisna od kakovosti projektov vključno s kakovostnimi detajli, od kakovostnih materialov in seveda od kakovostne izvedbe gradnje. Največje pomanjkljivosti domačih objektov se kažejo najbolj v nekakovostno sprojektiranih in izvedenih detajlih. Omenimo samo problem odvodnjavanja premostitvenih objektov. Zaradi nekakovostnih detajlov, neustrezne opreme, slabe izvedbe, predvsem pa slabega vzdrževanja objektov uporabnika, kažejo naši domači objekti slabšo kakovost od tiste, ki jo najdemo v razvitih državah. Kakovost projektov je možno izboljšati le, če bodo investitorji omogočili več časa za izdelavo projektov. Trenutna praksa, ko se začne izdelava projektov šele po podpisu gradbene pogodbe za gradnjo ceste, je nevzdržna, saj izvajalec gradbenih del, ki sprejme kratek pogodbeni rok za gradnjo objekta, projektantu dobesedno izpulji izpod rok še

nedokončan in premalo premišljen projekt.

Prve razvojne korake ob vstopu v drugo petdesetletno obdobje Gradisovih premostitvenih objektov bomo storili na področju uvajanja kablov za prednapenjanje zunaj betonskega prereza. Razvili bomo tehnologijo gradnje mostov s poševnimi zategami in tako polno monolitno ploščo. Kot dopolnitev k obstoječim tehnološkim postopkom bo potrebno razviti tudi postopek taktnega narivanja, vendar se bo pri tem treba dogovoriti s projektanti cest, da bodo tej tehnologiji odprli vrata z ustrežno geometrijo nivelete in trase v območju dolgih premostitev. Popolnoma pa bomo opustili prečne prereze betonskih in prednapetih konstrukcij z razbremenilnimi votlinami, ki jih ni možno narediti dostopne zaradi premajhnih dimenzij. Povečali bomo skrb pri izbiri opreme mostov za odvodnjavanje, dilatacije, ograje, ležišča, izolacije in zaščitnih sredstev za beton. Razviti bo treba tudi izpopolnjene tehnološke postopke za negovanje betona v času strjevanja, saj pojav razpok med nastajanjem konstrukcije odločilno vpliva na njeno življenjsko dobo.

Maribor, junij 1995

PRAKTIČNE MOŽNOSTI ZA OMEJEVANJE VIHANJA BETONSKIH TLAKOV

UDK 625.84:620.19

ANDREJ PETELN, IGOR ŠEBENIK

P O V Z E T E K

Dvigovanje robov in posebej še vogalov polj finalnih betonskih tlakov je vsakodneveni problem, ki v neugodnih okoliščinah pripelje tudi do relativno hitrih poškodb stikov na transportnih poteh. Znan je pglavilni razlog za vihanje, to je neenakomerno izsuševanje (in s tem krčenje) betona: izrazito na površini, skoraj nič na spodnji površini tlaka. Pojav je izrazito poudarjen, če betonska plošča tlaka leži na tesni podlagi.

Članek povzema rezultate laboratorijske preiskave 67 betonskih plošč (dolžine 300 cm, širine 33 cm, debeline med 3 in 16 cm). Več kot šest mesecev smo paralelno opazovali vihanje vseh plošč (v enakih pogojih, podobnih pogojem v skladiščni hali). Tako smo lahko analizirali vplive betonske sestave in učinke različnih dodatnih ukrepov na vihanje betonskega tlaka.

Na podlagi pridobljenih rezultatov so povzeta praktična navodila za ciljno načrtovanje in izvedbo betonskih tlakov in estrihov s kontroliranim vihanjem robov in vogalov.

Avtorja:

Andrej Peteln in Igor Šebenik, Gradis TEO, d.o.o., Ljubljana

PRACTICAL POSSIBILITIES FOR LIMITATION OF CURLING OF CONCRETE – PAVEMENT – PLATE EDGES

S U M M A R Y

The paper gives a brief report about our laboratory observation of the development of curling of concrete test plates (ground-plan dimensions: 300x33 cm) in the first six months after their casting. The test plates of various thickness (from 3 up to 16 cm) have been made of various concrete compositions and with various prospective measures to reduce curling, such as additional loading along the edges, different curing procedures, mesh reinforcement or vacuum dewatering. The conclusive commentary of the paper gives directions concerning the effectiveness of the applied methods.

Das Erheben der Ränder und besonders der Ecken der unbeschichteten Betonbodenplatten (oft auch »Aufschüsselung« bennant) ist ein alltägliches Problem, das am schlimmsten auch zu frühe Fugenbeschädigungen auf Transportwegen verursacht. Bekanntlicherweise ist die Hauptursache für Aufschüsselung das ungleichmässige Austrocknen (und damit Schwinden) des Betons: am meisten auf der Oberfläche, am wenigsten auf der unteren Fläche. Das Phänomen ist besonders markant wenn die Betonplatte auf einem dichten Untergrund liegt.

Das Referat bringt die Ergebnisse einer Untersuchung von 67 -Stk Betonplatten (Länge 300 cm, Breite 33 cm, Dicke 3, 5, 8, 12 bzw. 16 cm) im Labor. Über sechs Monate lang wurde (parallel) die Aufwölbung aller Platten (in gleichen Bedingungen, ähnlich wie in einer Lagerhalle) bemessen. Dadurch konnten die Einflüsse der Betonzusammensetzung und die Effekte verschiedener zusätzlicher Massnahmen auf die Aufwölbung des Betonfussbodens analysiert werden.

Aufgrund der Ergebnisse sind praktische Hinweise für eine zielbewusste Planung und Ausführung der Betonfussböden und Estriche mit kontrollierbarer Aufwölbung angegeben:

Keinen positiven Einfluss hat die Stahlbewehrung. Längere Nassbehandlung der ganzen Oberfläche und die erhöhte Wasserdichtigkeit des Betons wirken sogar negativ.

- Die Betonplatte sollte möglicherweise nicht eine zwischen 5 und 8 cm haben.
- Behilflich ist die Betonrezept mit minimaler Wasser- und Zementzugabe und mit einem grösserem grösserem Grösstkorn um das Schwindmass des Materials zu reduzieren. Positiv wirken hier auch einige Zusatzmittel (z. B. die Fliessmittel) und Verwendung von Flussand statt Sand aus Steinbruch.
- Alle Fugen des Bodens sollten mindestens einen Monat lang mit Kunststoffolienstreifen (Breite z.B. 1 Meter) zugedeckt werden.
- Alle Fugen sollten auch verdübelt werden
- Eine etwas teureré (aber auch sehr wirksame) Massnahme ist die Vakuumbehandlung des frischen Betons. Damit verbunden ist aber auch ein Nachteil: nach dem Vakuumieren ist nämlich noch ziemlich zusätzlicher Arbeit nötig, um eine ebene finale Betonoberfläche wieder zu erzielen.
- Noch eine teurere Massnahme ist ein vorläufiger Belasten des Fussbodens mit Balllast (Behälter mit Wasser oder Sand, Betonelemente usw.), entlang den Fugen. Eine andere Variation dieser Massnahme ist eine Verdickung der Betonplatte nach unten, wieder im Fugenbereich. Die dritte Möglichkeit wäre eine Verankerung der Fussbodenplatte in den Untergrund. Da alle diese Massnahmen nur schwer ausführbar sind, kommen sie meistens nur für die Transportwegbereiche in Betracht.

1. UVOD

Betonski tlaki so eno najboljčutljivejših področij gradbenih del. Vsaka površnost ali napaka v katerikoli fazi od projektiranja pa vse do končane izvedbe, pa četudi le na majhnem odstotku novo izdelane površine, največkrat pripelje do reklamacije in glavobolov, kako sedaj ta manjvredni del izdelanega betonskega tlaka sanirati.

V vrsti problemov, ki se pojavljajo med izdelavo ter

kasnejšo uporabo tlakov, je tudi vihanje robov posameznih polj oziroma plošč finalnih betonskih tlakov navzgor. Pri tem se robovi polj, zlasti še vogali, povsem dvignejo od nosilne podlage, v ekstremnih primerih v praksi tudi do ca. metra v notranjost polj. Vihanje je z vidika trajnosti tlaka zlasti nevarno za tlake, ki so močno mehansko obremenjeni. Na transportnih pasovih torej pride zaradi cikličnega upogibnega obremenjevanja konzolno nosilnih robov plošč v relativno kratkem času najprej do poškodb robov in odlomov vogalov polj.

2. TEORETIČNE OSNOVE NASTANKA IN RAZVOJA POJAVA VIHANJA PLOŠČ BETONSKIH TLAKOV

Teoretična razlaga obravnavanega fenomena temelji na splošnih spoznanjih o lastnih deformacijah betonske plošče tlaka, približno kvadratne oblike, položene po celi površini običajno na vodonevpojno nosilno podlago.

Vihanje robov polj betonskega tlaka se pojavi kot posledica neenakomernega krčenja posameznih slojev betonskega tlaka.

Ponovimo ob tem še klasično razlago, da krčenje betona nastopi predvsem kot posledica krčenja cementnega kamna med izsuševanjem. Nizka relativna vlaga okoljskega zraka, veter, sonce in visoke temperature pospešijo sušenje betona in s tem tudi proces krčenja. Poleg tega povečujeta krčenje betona zvišani dozi vode in cementa ter nekateri dodatki.

Razloga za neenakomerno krčenje betonskega tlaka, torej za različno krčenje med obema ekstremoma, to je zgornjo in spodnjo površino tlaka, sta dva:

- beton se suši (pretežno) le z zgornje površine in
- krčenje na spodnji površini je ovirano zaradi trenja in se izvrši le delno.

Sušenje (pretežno) le z zgornje površine ima za posledico, da se vlažnost zgornje površine betona začne zniževati že takoj po zabetoniranju oziroma končani negi, sprva hitro, nato vse počasneje, dokler se ne doseže ravnotežna vlažnost z okoljem. Vlažnost betona v nižjih slojih se zmanjšuje mnogo počasneje oziroma dosega enako vlažnost kot zgornja površina mnogo kasneje. S tem povezan proces krčenja betona se analogno začne naprej intenzivno na zgornji površini in se nato širi navzdol. Dokler ostaja na časovno enoto izsuševanje z zgornje polovice betonskega tlaka večje od izsuševanja s spodnje polovice tlaka, se povečuje vihanje robov plošče navzgor. V kasnejših fazah, ko se spodnja polovica betona izsušuje bolj od zgornje, ki predstavlja prevodni medij za prehod vlage od spodaj na površino, pa se vihanje začne zmanjševati. Teoretično bi ob izenačitvi vlage po vsej višini betonskega tlaka prišlo do ponovnega izravnavanja plošče glede na ta razlog. Do tega v praksi ne pride, ker se vzporedno z opisanim izsuševanjem povečuje tudi zrelost betona, povečujeta se neprepustnost in elastični modul betona, poleg tega pa ostaja vlažnost na spodnji površini v praksi vselej malo višja od vlažnosti na površini tlaka.

Ko pa se plošča tlaka že zaviha (torej na robovih dvigne nad podlago), začnejo delovati še vplivi v nasprotni smeri, in sicer:

- elastična deformacija zaradi lastne teže dvignjenega konzolnega dela tlaka,
- tečenje, ki to elastično deformacijo še povečuje ter
- koristna obtežba ob uporabi, ki in ko deluje na dvignjenem delu betonskega tlaka (spet prek elastične deformacije in tečenja betona).

Ti vplivi se seveda (na 4. potenco) povečujejo z večanjem širine roba betonskega tlaka, ki je v zraku in lahko v končni fazi tudi skoraj povsem izničljivo velikost vihanja.

Vsekakor pa velja omeniti še dvoje:

- na vogalih polj betonskega tlaka je pojav še izrazitejši, ker se superponira vihanje obeh stičnih robov.
- vihanje robov je pri betonskem tlaku brez površinske paronepropustne zapore stalno dinamičen pojav, ker tudi vlažnost posameznih slojev betona ni stalna. Pri betonskem tlaku v ogrevanem objektu pride npr. do rednih letnih nihanj velikosti vihanja, ker zgornja površina v primerjavi s spodnjo površino betonskega tlaka mnogo hitreje sledi zniževanju vlažnosti zraka v prostoru pozimi in povečevanju vlažnosti poleti oziroma v zgodnji jeseni.

Pogosto so v literaturi razlagi pojava priložene tudi izhodiščne formule, da bi se lahko nekako začelo računsko vrednotenje velikosti vihanja robov in vogalov plošč. Vendar tukaj teh formul ne navajamo, ker so vse te formule le zelo približne, kot so tudi sicer zelo približne splošne formule za računanje krčenja, tečenja, modula elastičnosti in elastične deformacije betona. Komponente betona so pač zelo različne po svojih kakovostnih lastnostih, različne pa so tudi same betonske recepture. Vsemu temu se pridruži še časovna komponenta ter običajno nestalni vlažnostni in temperaturni pogoji okolja v vsem obdobju od izdelave tlaka naprej, dalje različnost izvedbe eventualnega mozničenja vzdolž robov, različna togost nosilne podlage ter različna vodovpojnost podlage betonskega tlaka. Zadovoljiva uporaba teh formul zahteva pridobitev vrste predhodnih eksperimentalnih podatkov.

3. OPIS EKSPERIMENTALNEGA DELA

3.1. Cilj raziskave

Cilj paralelnega opazovanja vihanja vzorcev tlakov različnih izvedb je bil ugotoviti težo posameznih znanih vplivnih parametrov na vihanje robov polj betonskih tlakov. V program nismo vključili prispevka trenja zaradi hrupavega stika betonski tlak – podlaga niti ne vpliva moznikov ter možnih koristnih obtežb na zmanjševanje vihanja.

Rezultati opazovanja naj bi bili osnova za praktična navodila, ki bi omogočala zanesljiveše načrtovanje in izvajanje betonskih industrijskih tlakov in estrihov, po potrebi tudi z delno ali izrazito zmanjšanim vihanjem.

3.2. Program preiskave

Program je obsegal zabetoniranje 67 kosov vzorcev betonskega tlaka 36 različnih izvedb. Večina različij je torej imela po dve paralelki.

Za osnovno oziroma izhodiščno varianto smo izbrali betonski tlak tlorisne dimenzije 300 x 33 cm, debeline 5 cm, brez negovanja po zabetoniranju in z naslednjo sestavo:

- portlandski cement iz cementarne Anhovo klase 45 z dodatkom do 15 % žindre – 400 kg/m³
- prani rečni agregat (apnenec) iz reke Save z največjim zrnom 8 mm in zrnovitostno sestavo B8
- brez kemijskih dodatkov

- voda do plastične konsistence (razlez med 40 in 47 cm)
- vodocementno razmerje 0,55.

Ostale izvedbe betonskega tlaka so (vsaka le po enem parametru) odstopale od osnovne oziroma izhodiščne variante, in sicer:

- portlandski cement iz cementarne Trbovlje klase 45 z dodatkom do 15% pucolanov – 400 kg/m^3
- drobljeni apnenčev agregat z največjim zrnom 8 mm in zrnovostno sestavo B 8
- zemeljsko vlažna konsistenca (vodocementno razmerje 0,48) oziroma tekoča konsistenca svežega betona (vodocementno razmerje 0,60)
- največje zrno 4 oziroma 16 mm
- dodan je še kemijski dodatek plastifikator oziroma superplastifikator oziroma silika oziroma kombinacija aeranta in superplastifikatorja
- doza cementa ca. 300 kg/m^3 (vodocementno razmerje 0,75) oziroma ca. 500 kg/m^3 (vodocementno razmerje 0,41)
- debelina betonskega tlaka 3 cm, 8 cm, 12 cm oziroma 16 cm
- vsa površina tlaka pokrita z vodo 10 dni
- dobro zatesnjene vse robne površine betonskega vzorca
- vsa površina mesec dni prekrita s PE folijo
- končnih 50 cm prekritih mesec dni s PE folijo
- vsa površina prekrita dva dni z vodo, nato do starosti mesec dni s PE folijo
- vzorec betonskega traka je armiran z armaturno mrežo Q 324 v nivoju 2 cm od spodnje površine
- v sveži beton končnih 50 cm je bil dodatno vtiran pesek 0/4 mm, s čimer je bilo v teh conah znižano vodocementno razmerje
- naslednji dan po betonaži smo centimeter ožji vzorec postavili na bok in ga podprli na srednjih 60 cm ter tu še pritrdili – cilj: izključitev parametrov lastne teže
- sveži beton smo takoj po zabetoniranju zvakuimirali
- dodatno enotedensko obremenjevanje robov 5, 10 oziroma 15 cm debelega tlaka z obtežbo intenzitet 10, 20 oziroma 30 kg/m za vsak centimeter debeline tlaka.

3.3. Opis izvedbe

Vzorci so bili zabetonirani na lesene opaže iz plastificirane vezane plošče, dodatno prekrte s PE folijo. Opaži so bili širine 107 cm, tako, da smo lahko vanje paralelno zabetonirali po 3 vzorce.

Vsi vzorci so bili hranjeni ves čas preiskave v istem kletnem prostoru brez oken, s temperaturo zraka $16 \pm 3^\circ\text{C}$ in vlažnostjo 50 ± 10 odstotkov.

Pri osnovni varianti je bilo možno izsuševanje vzorcev iz zgornje in obeh končnih/čelnih površin. Eventualno izsuševanje betona tudi iz spodnjih površin s koncev visoko zaviranih vzorcev je bilo preprečeno.

Za izvajanje meritev deformacij se je v sveže zabetonirane vzorce vgradila na sredini medeninasta ploščica z luknjico, kot ležišče za srednjo fiksno podporo merilne letve.

Dan po zabetoniranju smo na površino betonskih vzorcev prilepili tudi steklene ploščice, in sicer simetrično, 1 cm, 30 cm in 80 cm od končnega roba, natančno v liniji po sredini traku. Te steklene ploščice so nam zagotavljale ravno (sprva tudi horizontalno) površino za stik s tipali merilnih uric merilne letve.

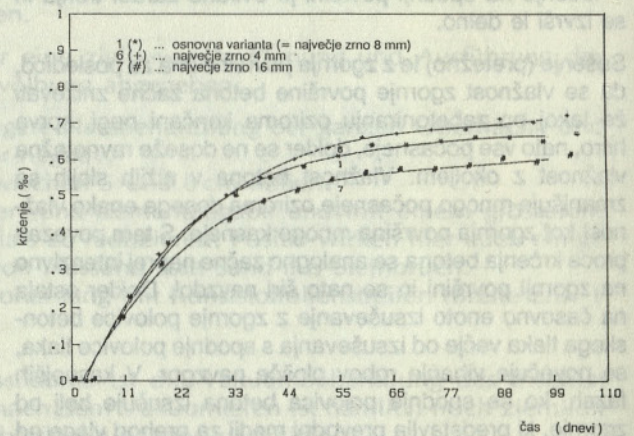
Prvo meritev oblike zgornje površine betonskega vzorca smo opravili dan po betoniranju, nato pa enkrat tedensko.

Kot vrednost vihanja na posameznem mestu vzorca smo privzeli aritmetično sredino obeh simetrično ležečih mest.

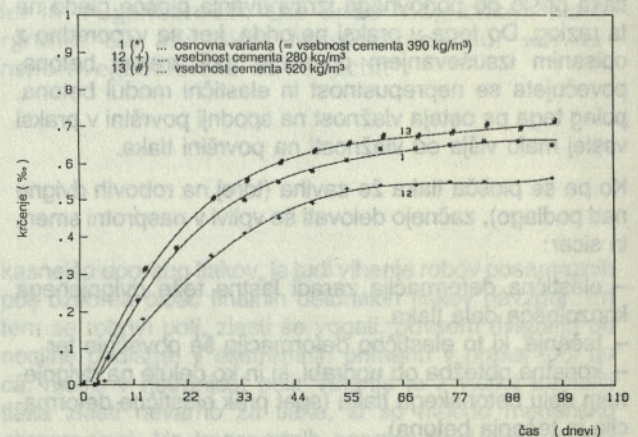
3.4. Lastnosti otrdelih betonskih mešanic

Tlačna trdnost izhodiščne recepture je znašala po 3 dneh, 7 dneh, 28 dneh in 180 dneh: 19,2 MPa, 30,3 MPa, 41,6 MPa in 51,6 MPa. Upogibna trdnost po 28 dneh je dosegla 5,58 MPa. Ostale recepture so pač dosegle predvidljive višje oziroma nižje rezultate.

Prodor vode v beton izhodiščne recepture pri starosti 90 dni, ob izvajanju testa vodotesnosti po DIN 1048, del 1, je znašal 8 cm.



Slika 1: Časovni razvoj krčenja betonov z različnimi vrednostmi največjega zrna agregata



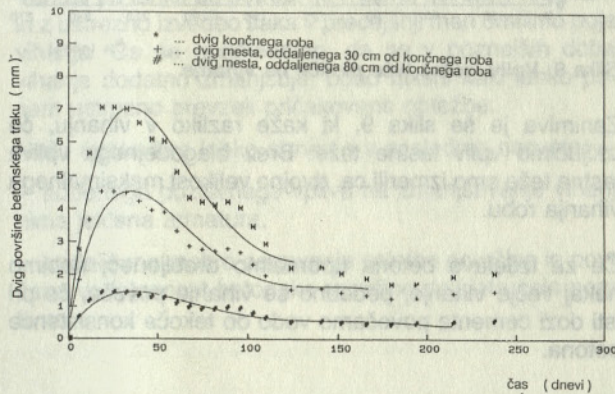
Slika 2: Časovni razvoj krčenja betonov z različnimi vsebnostmi cementa

Na slikah 1 in 2 so prikazani rezultati krčenja betonov

osnovne recepture ter receptur z manjšim in večjim maksimalnim zrnom ter receptur z nižjo in višjo dozo cementa.

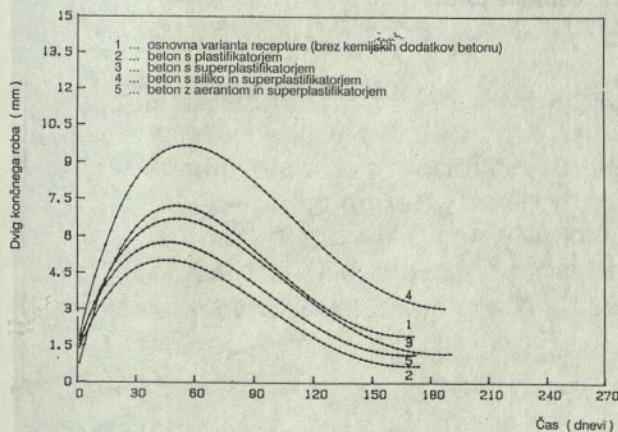
4. REZULTATI

Korelacija med krčenjem betona in vihanjem tlaka ni preprosta ali celo linearna. Rezultati naših preiskav kažejo, da je bistvenega pomena hitrost krčenja betona v začetnem obdobju, ko je beton še relativno deformabilen. Očitno na vihanje zelo vpliva tudi vodo- in paroprepustnost betenov.



Slika 3: Razvoj vihanja preskusnega traku št. 28 (osnovna varianta betonske recepture, debelina 5 cm, robna obtežba 50 kg/m')

Rezultati pa so seveda najlažje razvidni iz grafov. Na sliki 3 lepo razvidimo odnos med velikostmi vihanja končnega roba, lokacije 30 cm od roba in lokacije 80 cm od končnega roba. Ti odnosi nam grobo nakazujejo približno obliko ukrivljenosti zavihane plošče, ki je v našem primeru 3-metrške plošče precej podobna krožnemu loku. Lepo je razvidno tudi začetno naraščanje vihanja do maksimuma nekje pri 6 tednih in nato upadanje. Približno podoben je potek grafov (oziroma oblika ukrivljenosti) tudi za druge vzorce, seveda pa so različni trenutki in velikosti maksimumov.

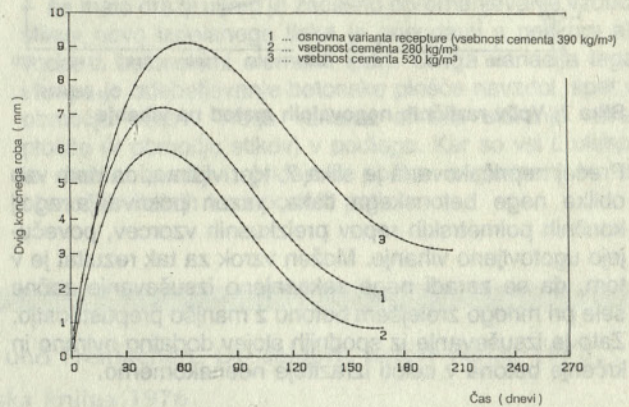


Slika 4: Vihanje betonskih preskusnih trakov z različnimi kemičnimi dodatki v betonski recepturi

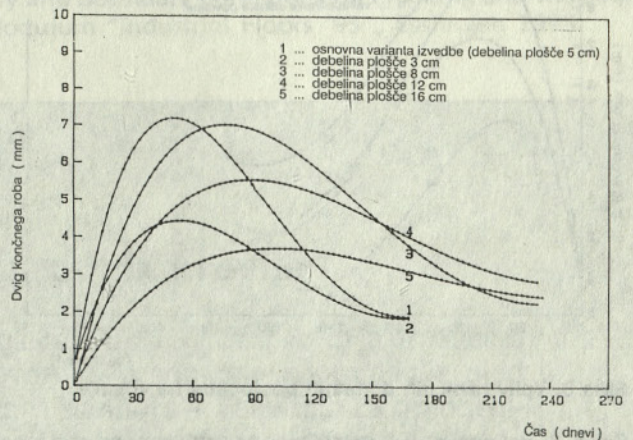
Pri vzorcih z začetno nego seveda ves čas trajanja nege ni prišlo do opaznejšega vihanja, zato smo v aproksimacijo fenomena z matematično krivuljo (aproksimacijo z ortogonalnimi polinomi 4. reda) vključili le zadnji podatek iz obdobja negovanja ter vse podatke o vihanju zatem.

Ker so oblike ukrivljenosti približno enake, so v nadaljnjih slikah 4 do 11 prikazani le časovni poteki vihanja končnih robov vzorcev, in sicer primerjalno za različne izvedbe tlaka.

Na sliki 4 vidimo vpliv kemičnih dodatkov. Uporaba plastifikatorja, superplastifikatorja in aeranta je po pričakovanju rezultirala v manjšem vihanju, ker smo pri fiksni dozaciji cementa za isto konsistenco potrebovali manjšo dozacijo vode. Silika s svojo dodatno količino finih delcev je pač povečala potrebo po vodi.



Slika 5: Vihanje betonskih preskusnih trakov z različno vsebnostjo cementa v betonski recepturi

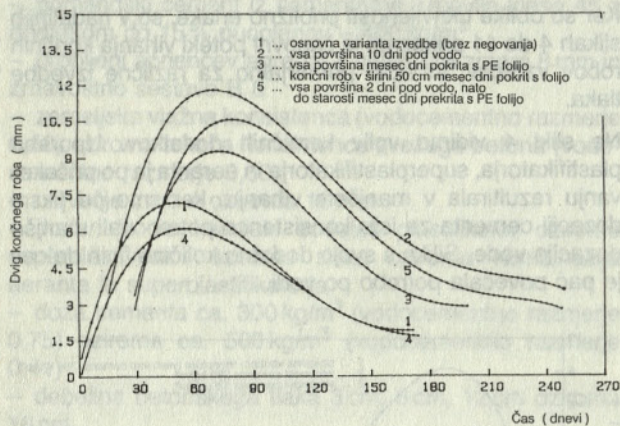


Slika 6: Vpliv debeline betonske plošče na vihanje

Na sliki 5 vidimo, da več cementa pomeni tudi več vihanja.

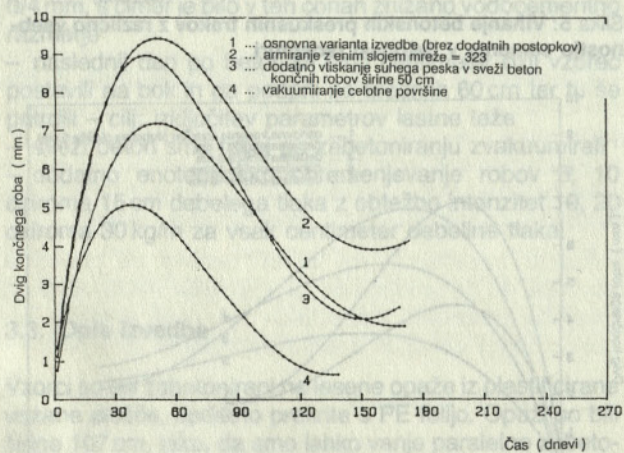
Na sliki 6 je prikazan vpliv različne debeline betonskega tlaka. Najmanjše vihanje izkazuje 3-centimetrovski tlak, kjer pač hitro površinsko izsuševanje že kmalu po zabetoniranju zajame večji del debeline tlaka, nastanejo torej le manjše razlike krčenja med zgornjo in spodnjo površino. Ko z večanjem debeline preidemo prek najneugodnejšega intervala (v našem primeru med 5 in 8 cm), se velikost

vihanja spet zmanjšuje, ker pač hitro površinsko izsuševanje sprva seže le do določene globine, ki predstavlja vedno manjši delež celotne debeline tlaka. Vidimo, da nastopi maksimalno vihanje kasneje, čim večja je debelina tlaka.



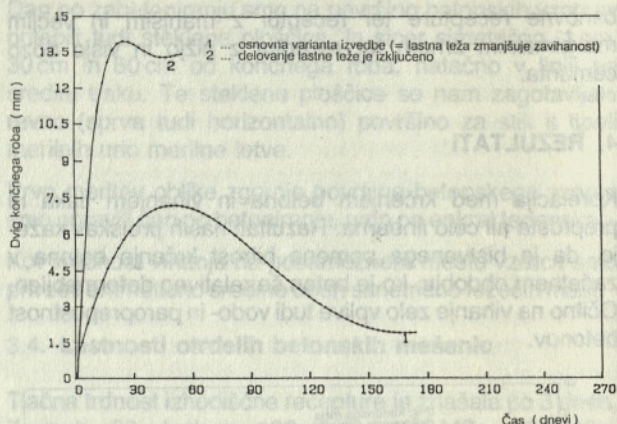
Slika 7: Vpliv različnih negovalnih metod na vihanje

Precej nepričakovana je slika 7, kjer vidimo, da nam vse oblike nege betonskega tlaka, razen pokrivanja zgolj končnih polmetrskih repov preizkusnih vzorcev, povečujejo ugotovljeno vihanje. Možen vzrok za tak rezultat je v tem, da se zaradi nege zakasnjeno izsuševanje začne šele pri mnogo zrelem betonu z manjšo prepustnostjo. Zato je izsuševanje iz spodnjih slojev dodatno ovirano in krčenje betona v celoti izraziteje neenakomerno.



Slika 8: Vpliv različnih dodatnih postopkov na vihanje

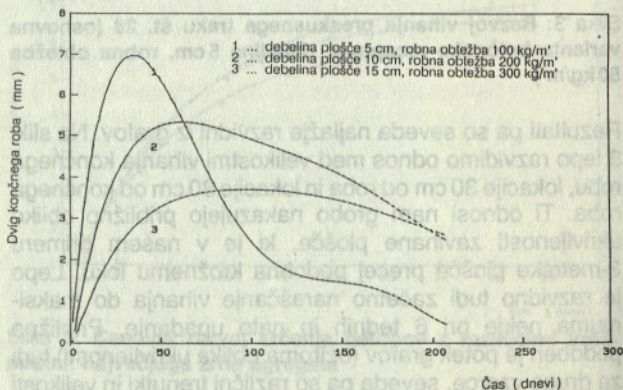
Slika 8 nakazuje, da vstavljanje armaturne mreže ne prispeva k zmanjševanju vihanja. To je po svoje logično, saj je zaradi krčenja betona armaturna mreža tlačena, kar še prispeva k oviranemu krčenju betona pod površino. Kot neučinkovito se je izkazalo tudi dodatno vtiranje peska v končne polmetrske repe vzorca, čeprav je to ukrep, ki se uporablja proti vihanju robov specialnih keramičnih izdelkov. Kot najprimernejši ukrep se je izkazalo vakuumiranje sveže betoniranega traku. Dodatni ugodnosti pri tej izvedbi sta bili še zgodnji nastop maksimuma in hitro povratno ravnanje traku.



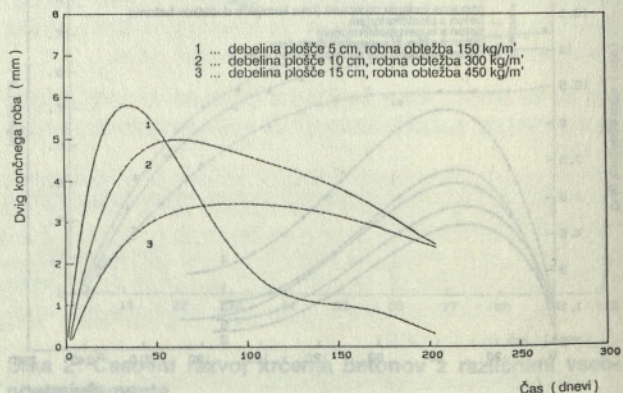
Slika 9: Vpliv lastne teže plošče na vihanje

Zanimiva je še slika 9, ki kaže razliko v vihanju, če izključimo vpliv lastne teže. Brez blagodejnega vpliva lastne teže smo izmerili ca. dvojno velikost maksimalnega vihanja robu.

Če za izdelavo betona uporabimo drobljenec, dobimo nekaj večje vihanje, podobno se vihanje poveča, če pri isti dozi cementa povečamo vodo do tekoče konsistence betona.



Slika 10: Vpliv debeline plošče in robne obtežbe 20 kg/m² na cm debeline plošče



Slika 11: Vpliv debeline plošče in robne obtežbe 30 kg/m² na cm debeline plošče

Vpliv dodatnega obremenjevanja prvi teden po zabetoniranju se začena čutiti šele pri obtežbah nad 20 kg/m² na cm debeline tlaka. Sliki 10 in 11 prikazujeta potek vihanja pri obtežbah 20 in 30 kg/m² na cm debeline tlaka. Tudi tu vidimo vpliv same debeline tlaka, analogen kot na sliki 6.

5. SKLEPI

Vihanje robov in vogalov polj betonskih tlakov brez vrhnjega neprepustnega finalnega sloja je lahko v neugodnih pogojih ali kombinacijah dejavnikov zelo hud problem. Vendar pa lahko po potrebi že vnaprej ustrezno reagiramo in z ustrezno izvedbo tlaka v precejšnji meri omilimo pojav vihanja. Če še upoštevamo, da se v poznejših dobah vihanje dodatno zmanjšuje, bodo takšni tlaki lahko povsem ustrezno prevzeli pričakovane obtežbe.

Naše ugotovitve lahko strnemo v naslednje nasvete:

- nobenega pozitivnega vpliva na zmanjševanje vihanja nima jeklena armatura,
- podaljšano mokro negovanje celotne površine in povečana vodotesnost betonske površine delujeta celo negativno.

– na podlago nezalepljena betonska plošča naj po možnosti ne bo izvedena v najneugodnejši debelini med 5 in 8 cm,

– ugodna je betonska receptura s čim manjšim doziranjem cementa in vode ter čim večjim maksimalnim zrnom, da se zmanjša velikost krčenja betona. Ugodno v tej smeri delujejo tudi nekateri dodatki (npr. superplastifikatorji) in uporaba prodca namesto drobljenega agregata,

– vsi stiki v tlaku morajo biti vsaj en mesec po izdelavi (npr. en meter na široko) prekriti s trakovi plastične folije,

– vsi stiki morajo biti mozničeni,

– malo dražji, a tudi zelo učinkovit ukrep je vakuumaska obdelava svežega betona. Žal ima tudi slabost: po vakuumiranju je potrebno veliko dodatnega napora, da spet dosežemo ravnost finalne betonske površine,

– še malo dražji ukrep je začasno obremenjevanje vzdolž stikov novo izdelanega tlaka (s posodami s peskom ali vodo, z betonskimi elementi ipd.). Druga variacija tega ukrepa je odebeljevanje betonske plošče navzdol, spet v območju stikov. Tretja varianta bi bila sidranje talne plošče (v območju stikov) v podlago. Ker so vsi ti ukrepi le stežka izvedljivi, pridejo v poštev v glavnem le na območjih stalnih transportnih poti.

LITERATURA

Lohmeyer, G.: Betonböden in Industriebau: Hallen und Freiflächen. Düsseldorf: Beton-Verlag 1978

Neville, A.M.: Svojstva betona. Beograd: Građevinska knjiga 1976

Jalil, W.: Curling of Slabs on Grade. International Colloquium "Industrial Floors '95", Esslingen 1995

Alvaredo A.M., Wittmann F.H.: Influence of geometry and boundary conditions on cracking and warping of s drying concrete ground floor. International Colloquium "Industrial Floors '95", Esslingen 1995

OPRAVIČILO

glavnega in odgovornega urednika revije

V predhodni dvojni številki Gradbenega vestnika (GV, št. 7-8/95) je predvsem zaradi naglice pri delu in s tem povezane premajhne koordinacije med uredništvom in naročnikom (Univerza v Mariboru – Fakulteta za gradbeništvo) – prišlo do tega, da so v članku »Meritve lastnega nihanja na objektu Koroški most v Mariboru« avtorjev: mag. M. Skrinarja in mag. A. Štruklja objavljene slike z diskete in ne originalne slike, katere so bile založene. Obema avtorjema in naročniku se opravičujem za storjeno napako.

Franc ČAČOVIČ

GRADIS

50
1945-95

CIZ GRADIS LJUBLJANA
61000 Ljubljana, Šmartinska 134a
Telefon: 061/14-01-112
Telefaks: 061/441-963

GRADIS CONSULT Ljubljana, d.o.o.
61000 Ljubljana, Šmartinska 134a
Telefon: 061/14-01-112
Telefaks: 061/445-969

GRADIS, tehnične, ekonomske in
organizacijske storitve, d.o.o.
61000 Ljubljana, Šmartinska 134a
Telefon: 061/14-01-112
Telefaks: 061/445-969

GRADIS, podjetje za inženiring, p.o.
61000 Ljubljana, Letališka 33
Telefon: 061/14-02-222
Telefaks: 061/14-04-062

GRADIS GR Ljubljana, p.o.
61000 Ljubljana, Gradnikove brigade 11
Telefon: 061/14-01-128
Telefaks: 061/442-359

GRADIS FINANCE d.o.o.
61000 Ljubljana, Šmartinska 134a
Telefon: 061/14-01-112
Telefaks: 061/446-578

GRADIS SPO Ljubljana, p.o.
61000 Ljubljana, Šmartinska 32
Telefon: 061/13-17-322
Telefaks: 061/312-266

GRADIS TOSIN, d.o.o.
61000 Ljubljana, Letališka 33
Telefon: 061/14-02-222
Telefaks: 061/14-04-267

GRADIS IPGI Ljubljana, p.o.
61000 Ljubljana, Industrijska 2
Telefon: 061/14-01-122
Telefaks: 061/441-306

GRADIS NASTOR d.o.o.
61000 Ljubljana, Bavdkova 1
Telefon: 061/442-695
Telefaks: 061/14-02-148

GRADIS, biro za projektiranje, p.o.
61000 Ljubljana, Gradnikove brigade 11
Telefon: 061/323-278
Telefaks: 061/323-640

GRADIS GP Nizke gradnje Maribor, p.o.
62000 Maribor, Lavričeva 3
Telefon: 062/224-011
Telefaks: 062/225-636

W & G Maribor, d.o.o.
62000 Maribor, Sokolska 60
Telefon: 062/101-231
Telefaks: 062/103-358

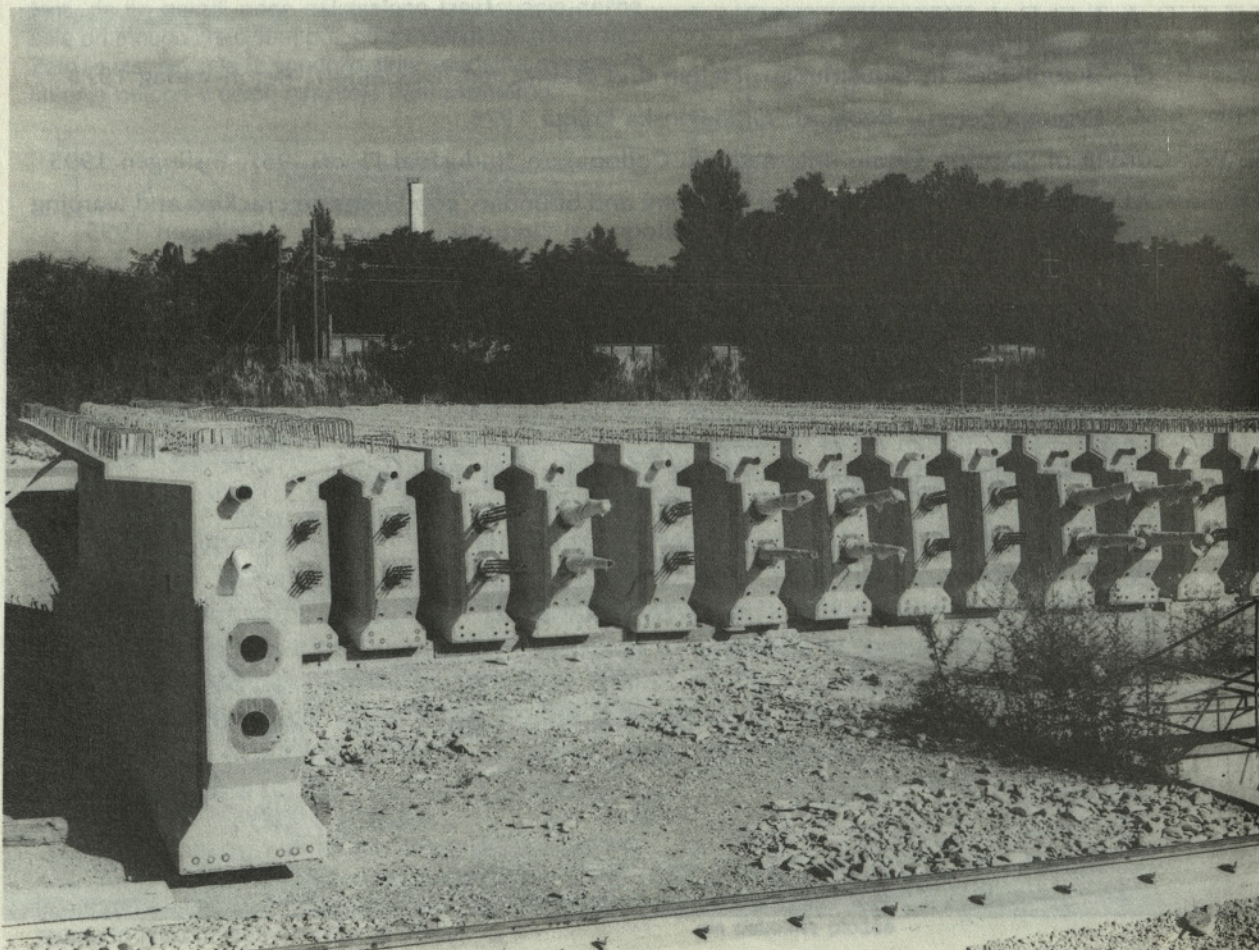
GRADIS, biro za projektiranje, p.o.
62000 Maribor, Lavričeva 3
Telefon: 062/224-011
Telefaks: 062/24-991
Enota v Ljubljani
61000 Ljubljana, Vilharjeva 22
Telefon: 061/315-378
Telefaks: 061/326-471

GRADIS GP Gradnje Ptuj, p.o.
62250 Ptuj, Ormoška 22
Telefon: 062/771-761
Telefaks: 062/771-784

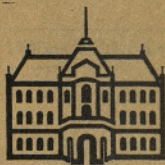
GRADIS GP Jesenice, p.o.
64270 Jesenice, Prešernova 5
Telefon: 064/81-840
Telefaks: 064/85-096

GRADIS
Gradbeništvo Ravne, d.o.o.
62390 Ravne na Koroškem,
Dobja vas 125
Telefon: 0602/23-531
Telefaks: 0602/22-670

GRADIS GP Celje, p.o.
63000 Celje
Ulica XIV. divizije 10
Telefon: 063/26-634
Telefaks: 063/442-490



PROIZVODNJA PREDNAPETIH BETONSKIH MOSTNIH NOSILCEV



NUMERIČNA ANALIZA LOKALNE STABILNOSTI VARJENIH NOSILCEV, NAREJENIH IZ JEKEL VISOKE TRDNOSTI

UDK 624.014.2.046:519,61/64

DARKO BEG, LEON HLADNIK

POVZETEK

V članku so opisani rezultati raziskave lokalnega izbočenja upogibno obremenjenih varjenih I nosilcev iz jekel visoke trdnosti. Z nelinearno numerično analizo smo določali vpliv vitkosti pasnice in stojine, pa tudi vpliv začetnih geometrijskih nepopolnosti in zaostalnih napetosti na mejno nosilnost nosilcev. Določili smo tudi točnejšo mejo med vitkimi in semikompaktnimi prerezi, pri čemer smo šli korak dalje od dosedanjega uveljavljenega pristopa in upoštevali interakcijo med vitkostjo pasnice in stojine.

NUMERICAL ANALYSIS OF LOCAL STABILITY OF WELDED I BEAMS MADE OF HIGH STRENGTH STEEL

SUMMARY

The paper presents the results of research dealing with local buckling of welded I beams loaded in bending and made of high strength steels. Using the nonlinear numerical analysis the influence of flange and web slenderness, as well as the influence of initial geometrical imperfections and residual stresses on the ultimate carrying capacity of beams were determined. A more precise division between slender and semi-compact cross-sections was also determined, with which one step further from the presently most commonly used approach was made by taking into account the interaction between the flange and the web slenderness.

Avtorja:

Darko Beg, doc. dr., dipl. inž. gradb., FGG Katedra za metalne konstrukcije, Jamova 2, Ljubljana
Leon Hladnik, mag., dipl. inž. gradb., Inštitut za metalne konstrukcije, Mencingerjeva 7, Ljubljana

1.0. UVOD

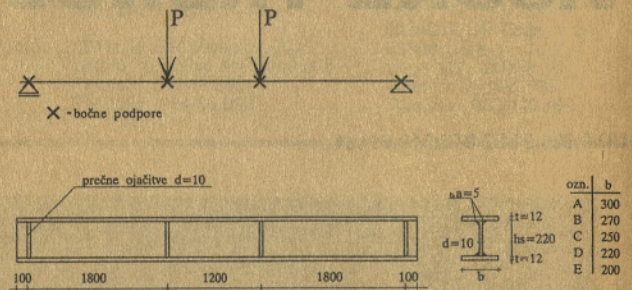
Ena izmed posebnosti uporabe jekel visoke trdnosti v gradbenih konstrukcijah je strožja zahteva glede kompaktnosti oziroma odpornosti proti lokalnemu izbočenju tankostenskih prerezov. To je posledica dejstva, da konstrukcije iz jekel visoke trdnosti obratujejo pri znatno višjih specifičnih deformacijah in napetostih kot konstrukcije, narejene iz mehkih konstrukcijskih jekel. V članku so predstavljeni rezultati raziskave, v kateri smo z nelinearno numerično analizo ugotavljali vpliv vitkosti pasnice, vitkosti stojine, začetnih geometrijskih nepopolnosti in zaostalih napetosti na lokalno izbočenje varjenih nosilcev z I prerezom, narejenih iz jekel visoke trdnosti z nominalno mejo plastičnosti $\sigma_v = 790$ MPa.

2.0. RAČUNSKA ANALIZA KONSTRUKCIJE

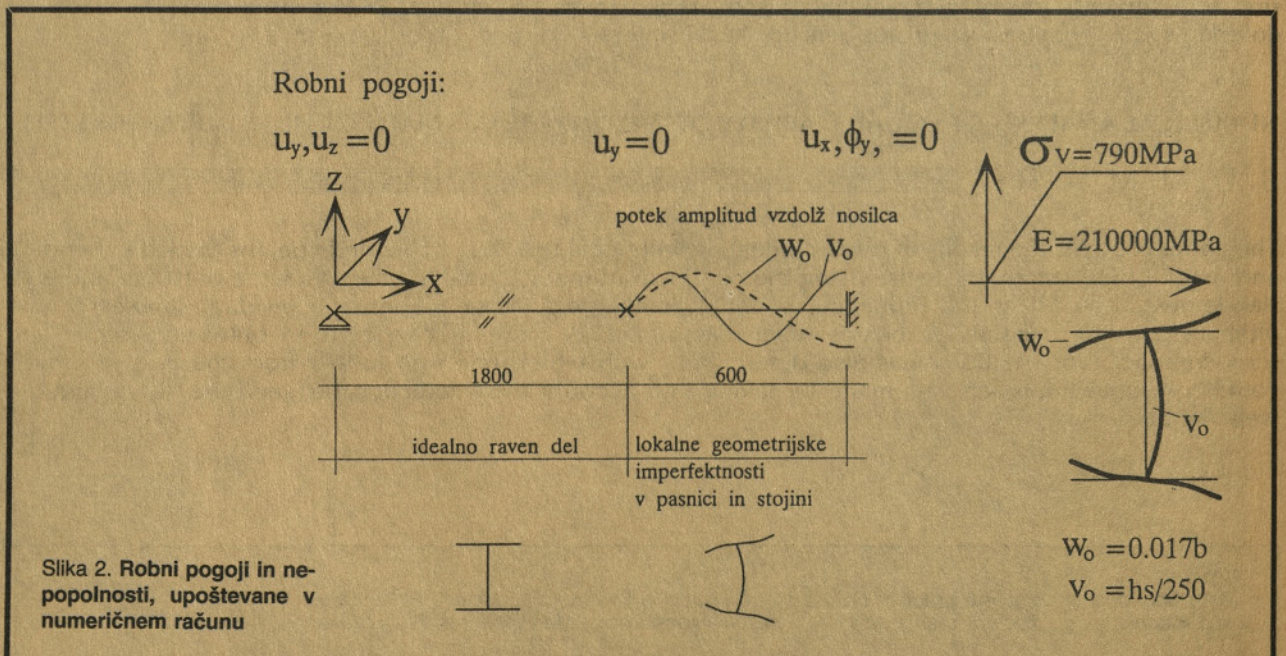
V okviru naših raziskav smo analizirali pet prostoležečih nosilcev I prereza, obremenjenih z dvema točkovnima silama (1, 2). Dimenzije nosilcev in statična shema je razvidna iz slike 1. Nosilci so iz jekla visoke trdnosti z mejo plastičnosti $\sigma_v = 790$ MPa. Na mestu podpor in vnosa točkovnih sil smo predvideli bočne podpore. Razdalje med bočnimi podporami so izbrane tako, da na mejno nosilnost nosilcev ne vpliva nevarnost bočne zvrnitve, temveč le lokalno izbočenje pasnic, razen pri nosilcu z oznako E, kjer pa je razdalja med bočnimi podporami na meji dopustnega in lahko pride do kombinacije lokalnega izbočenja in bočne zvrnitve. Da se izognemo vplivu dolžine polja na lokalno izbočenje I prereza, mora biti polje, v katerem imamo konstanten potek momentov, dolgo vsaj za štirikratno širino pasnice in dvakratno višino stojine (3). Dolžina srednjega polja znaša v našem primeru 120 cm, kar je štirikratna širina najširše pasnice in

petkratna višine stojine. Debelina stojine je izbrana tako, da se uvršča med kompaktne oz. plastične. Do lokalnega izbočenja stojine naj ne bi prišlo, razen pri analizi vpliva vitkosti stojine na mejno nosilnost zaradi lokalnega izbočenja, ko so bile stojine tudi vitkejše. Nosilci z oznakami A,B,C,D,E imajo enake dimenzije, razlikujejo se le širine pasnic in s tem njihove vitkosti. Vitkosti pasnic so v območju blizu mejne vitkosti med vitkimi in semikompanknimi pasnicami. V tem območju imajo zaostale napetosti in geometrijske nepopolnosti največji vpliv na zmanjšanje nosilnosti prereza zaradi lokalnega izbočenja pasnic.

Numerično analizo smo izvršili s programom FINAS (4, 5). Program omogoča nelinearno analizo konstrukcij ob upoštevanju geometrijske in materialne nelinearnosti. Uporabili smo osemvozliščne dvojno ukrivljene izoparametrične lupinaste elemente s sedmimi plastmi po debelini in s 3×3 integracijskimi vozli po površini elementa.



Slika 1. Izbrana statična shema in dimenzije (mm) nosilcev

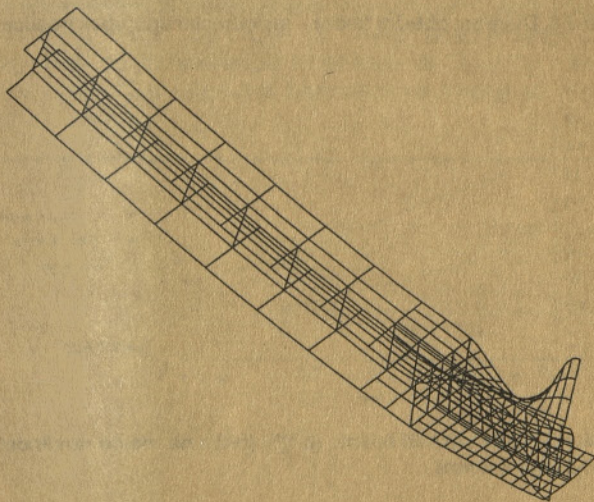


Slika 2. Robni pogoji in nepopolnosti, upoštene v numeričnem računu

2.1. Mreža končnih elementov, robni pogoji in nepopolnosti

Na sliki 2 je prikazana statična shema obravnavanega nosilca, robni pogoji in potek lokalnih geometrijskih nepopolnosti vzdolž nosilca. Pri računu je bil upoštevan elasto-plastičen material brez utrditve (bilinearni diagram napetost-deformacija, $\sigma_v = 790 \text{ MPa}$).

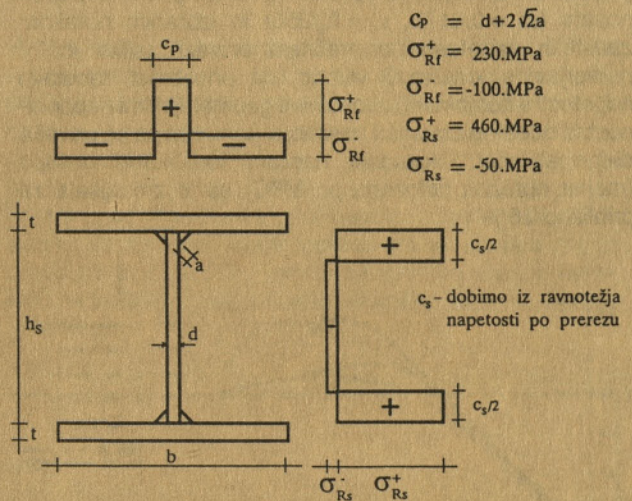
Kot lahko vidimo iz slike 2, smo pri računu upoštevali simetrijo in temu ustrezno priredili robne pogoje. Gostota mreže končnih elementov (slika 3) je bila izbrana na podlagi dosedanjih izkušenj (6, 7), kjer smo ugotovili, da izbrana gostota mreže zadošča. Razpored in gostota elementov je bila prilagojena dejanskim dimenzijam nosilca ter poteku zaostalih napetosti po prečnem prerezu in lokalnih geometrijskih nepopolnosti vzdolž nosilca. Na mestu vnosa koncentrirane sile smo z lupinastimi elementi simulirali tudi prečno ojačitev, na mestu podpore pa smo jo nadomestili z ustrezno odebelitvijo stojine v širini enega elementa, da smo na ta način preprečili lokalno izbočenje zaradi vnosa koncentrirane sile.



Slika 3. Deformirana lega nosilca A pri mejni obtežbi γ_u in desetkratni povečavi pomikov

Kot vemo, imajo na lokalno izbočenje in s tem na mejno nosilnost prezevov velik vpliv lokalne geometrijske nepopolnosti in zaostale napetosti. Lokalne geometrijske nepopolnosti in zaostale napetosti smo upoštevali le v območju konstantnega momenta vzdolž nosilca (slika 2), kjer imajo le te največji vpliv. V območju linearnega poteka momentov pa smo predpostavili, da je nosilec idealno raven in brez zaostalih napetosti. Na sliki 2 je prikazan izbrani potek amplitud lokalnih geometrijskih nepopolnosti po prečnem prerezu. Izbrani potek ima najbolj neugoden vpliv na lokalno izbočenje prereza in poteka v obliki sinusne krivulje. Pri tem je potrebno omeniti, da so lokalne geometrijske nepopolnosti kot posledica varjenja nekoliko drugačne, saj se obe pasnici zakrivita navznoter, kar je s stališča lokalnega izbočenja nekoliko ugodnejše od

izbranega poteka. Maksimalna amplituda lokalnih geometrijskih nepopolnosti v pasnici w_o je bila povzeta po SIA 161 (8) in znaša $0.017b$, kar je največja dopustna vrednost za lokalne upogibke, ki nastanejo pri izdelavi varjenih I prerezov. Amplituda se spreminja vzdolž nosilca med mestoma vnosa koncentrirane sile v treh sinusnih polvalih. Maksimalna amplituda lokalnih geometrijskih nepopolnosti v stojini v_o pa je bila privzeta v vrednosti $h_s/250$, kar je dopustno odstopanje po SIA 161. Amplituda se spreminja vzdolž nosilca v petih sinusnih polvalih. Privzeti idealizirani potek zaostalih napetosti po prečnem prerezu kot posledica varjenja je prikazan na sliki 4 in je rezultat dosedanjih raziskav (1, 9, 10).



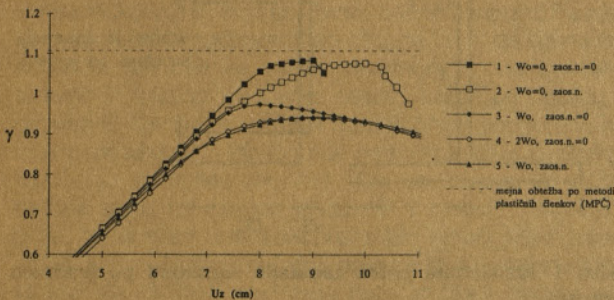
Slika 4. Idealizirani potek zaostalih napetosti po prečnem prerezu

2.2. Vpliv geometrijskih nepopolnosti in zaostalih napetosti na obnašanje nosilca

Najprej nas je zanimalo, kako na obnašanje nosilca vplivajo zaostale napetosti in začetne geometrijske nepopolnosti. Za analizo vplivov smo izbrali nosilec B, katerega pasnica je vitka in pričakujemo precejšen vpliv nepopolnosti na nosilnost in duktilnost prečnega prereza oz. nosilca. Na sliki 5 je prikazan diagram obtežni faktor-pomik za različne vrste nepopolnosti za nosilec B. Obtežni faktor $\gamma = P/P_v = M/M_v = 1$ na ordinati predstavlja obtežbo, ki po teoriji linijskih nosilcev pomeni začetek plastifikacije od težišča najbolj oddaljenega vlakna ($M = M_v = \sigma_v W$). Na abscisi je narisana maksimalni upogibek U_z v sredini razpona nosilca.

Rahla črtkana črta predstavlja mejno obtežbo nosilca po metodi plastičnih členkov (MPČ) za linijske elemente ($\gamma_u = \gamma_{pl} = W_{pl}/W = 1.107$). Ostale krivulje pa so izračunane s programom FINAS. Krivulja 1 predstavlja idealno raven nosilec brez zaostalih napetosti po prečnem prerezu ($\gamma_u = 1.083$). Na mejno nosilnost vpliva le zmanjšanje togosti pasnic zaradi delne plastifikacije prereza, kar

povzroči hipno lokalno izbočenje pasnic in izgubo nosilnosti. Lahko rečemo, da obnašanje ni duktilno. Če so v nosilcu prisotne še zaostale napetosti (krivulja 2), se nosilnost prereza le malenkostno zniža ($\gamma_u = 1.076$), poveča pa se njegova upogibna duktilnost. V primeru, ko nimamo zaostalih napetosti po prečnem prerezu, temveč le lokalne geometrijske nepopolnosti w_o in v_o (krivulja 3), pa pride do znatnega zmanjšanja nosilnosti prečnega prereza ($\gamma_u = 0.973$). Nosilnost se je zmanjšala v primerjavi z idealnim nosilcem (po MPC) za približno 12%. V primeru dvojne vrednosti lokalnih geometrijskih nepopolnosti $2w_o$ in $2v_o$ (krivulja 4) pride do dodatnega znižanja nosilnosti ($\gamma_u = 0.939$), poveča pa se deformabilnost. Krivulja 5 ($\gamma_u = 0.942$) predstavlja obnašanje prečnega prereza z največjimi dovoljenimi geometrijskimi nepopolnostmi ($w_o = 0.017b$, $v_o = h_s/250$) in izbranim potekom zaostalih napetosti po prečnem prerezu (slika 4). V primerjavi s krivuljo 3 vidimo, da prisotnost zaostalih napetosti v kombinaciji z lokalnimi geometrijskimi nepopolnostmi dodatno zmanjša nosilnost, ponovno pa se poveča deformabilnost. Nosilnost napram idealnemu nosilcu (mejna obtežba določena po MPC) se je zmanjšala za približno 15%.



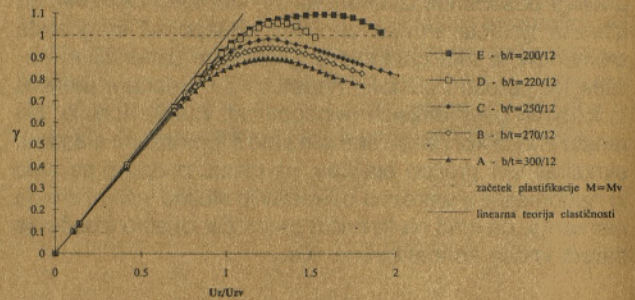
Slika 5. Vpliv nepopolnosti na nosilnost in duktilnost nosilca

2.3. Vpliv vitkosti pasnic na mejno nosilnost

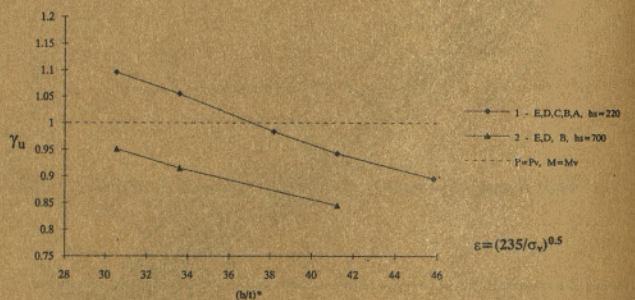
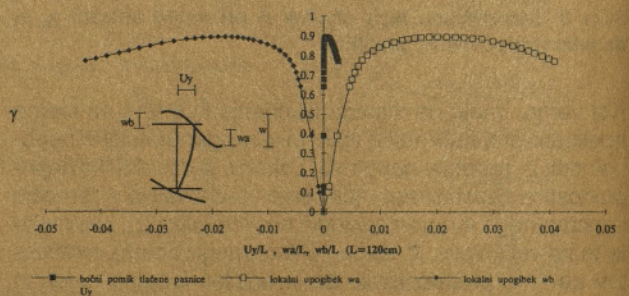
V naših raziskavah nas je najbolj zanimal vpliv vitkosti pasnic na mejno nosilnost prečnega prereza. Za ta namen smo numerično analizirali pet že omenjenih nosilcev A do E (slika 1) z geometrijskimi in materialnimi nepopolnostmi, prikazanimi na slikah 2 in 4. Nosilci se med seboj razlikujejo le po širini pasnic in s tem po njihovih vitkostih.

Na sliki 6 je narisana diagram obtežni faktor γ – maksimalni brezdimenzionalni upogibek U_z/U_{zv} v sredini nosilca za nosilce A do E. Pomik U_{zv} pomeni maksimalni upogibek na sredini nosilca po teoriji linijskih nosilcev ob začetku plastifikacije od težiščne osi najbolj oddaljenega vlakna ($M = M_v = \sigma_v W$). Na sliki 7 je prikazana brezdimenzionalna mejna nosilnost γ_u v odvisnosti od primerjalne vitkosti pasnic $(b/t)^* = (b/t)/\varepsilon$ za vseh pet nosilcev (krivulja 1). Dejansko vitkost b/t lahko prevedemo na primerjalno vitkost $(b/t)^*$ tako, da vitkost b/t delimo s koeficientom ε v katerem je zajet vpliv kvalitete materiala (različne meje plastičnosti σ_v , $\varepsilon = (235/\sigma_v)^{0.5}$). Iz slik 6 in 7 je razvidno, da z naraščanjem vitkosti pasnic pada brezdimenzionalna mejna nosilnost nosilcev.

Da je mejna nosilnost odvisna od lokalnega izbočenja pasnic in ne od bočne zvrnitve prereza, je razvidno iz slike 8. Ta prikazuje lokalni upogibek obeh robov tlačene pasnice in bočni pomik tlačene pasnice na sredini nosilca A, kjer pride do lokalnega izbočenja. S približevanjem mejni obtežbi se lokalni upogibek w večja, bočni pomik tlačene pasnice u_y pa se skorajda ne spremeni. Dolžina $L = 120$ cm je razdalja med bočnima podporama oz. razpon srednjega polja s konstantnim potekom upogibnih momentov.



Slika 6. Diagram obtežni faktor – maksimalni upogibek nosilca

Slika 7. Vpliv vitkosti pasnic $(b/t)^* = (b/t)/\varepsilon$ na mejno nosilnost prečnega prereza

Slika 8. Lokalni upogibki in bočni pomiki tlačene pasnice na mestu lokalnega izbočenja pri nosilcu A

Na sliki 3 je prikazana deformirana lega nosilca A z najbolj vitko pasnico pri mejnem obtežnem faktorju γ_u in desetkratni povečavi pomikov, od koder je prav tako razvidno, da je prišlo do lokalnega izbočenja tlačene pasnice.

Iz slik 6 in 7 je razvidno, da se po definiciji iz ENV 1993-1-1:1992 (Eurocode 3 – EC 3, (11)), ki razvršča prečne prereze v štiri kompaktnostne razrede, prereza D in E lahko uvrstita med semikomaktne prereze, medtem ko prerezi A, B in C spadajo med vitke prereze, saj pri njih lokalno izbočenje pasnic povzroči znižanje nosilnosti prereza pod $\gamma_u = 1$, kar pomeni, da prerez ni sposoben prevzeti obremenitve, ki bi povzročila plastifikacijo robnega vlakna prereza. Iz slike 7 lahko določimo približno primerjalno mejno vitkost $(b/t)^* \approx 37-38$ med semikomaktno in vitko pasnico pri naših petih nosilcih, kar pa je precej več kot mejna vitkost po EC 3 za mehka konstrukcijska jekla, ki znaša $(b/t)^* \approx 28$ (30).

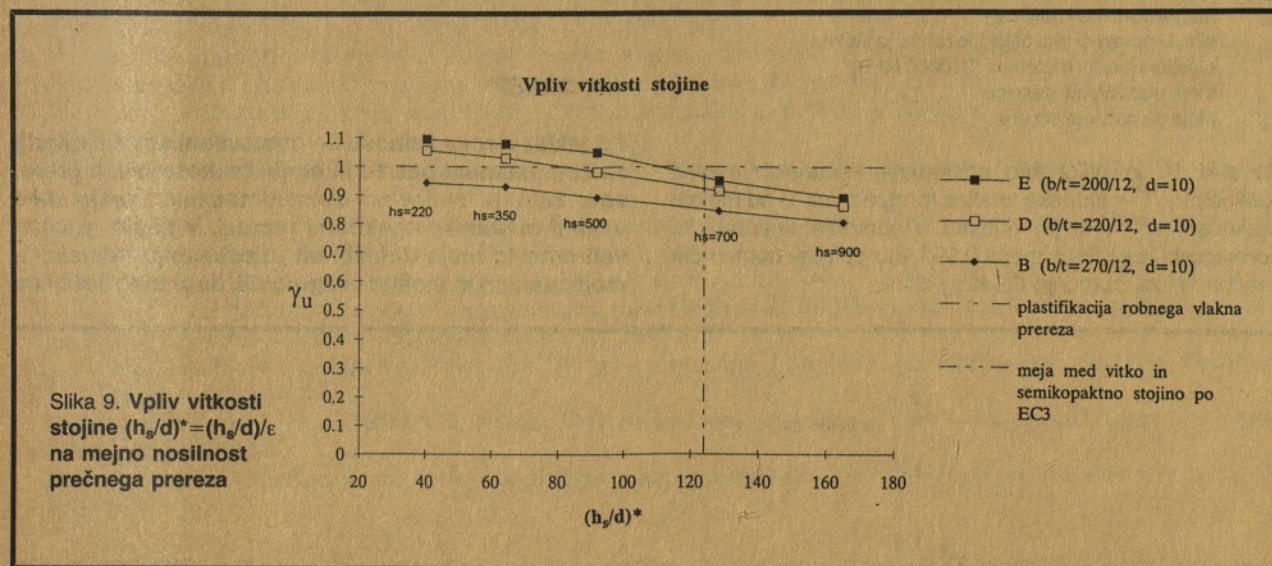
2.4. Vpliv vitkosti stojine na mejno nosilnost

V nadaljevanju nas je zanimalo, kako poleg vitkosti pasnice na mejno nosilnost zaradi lokalnega izbočenja vpliva tudi vitkost stojine oziroma, kakšen je njun hkraten vpliv. Pri dosedanjih računih je bila stojina (višina stojine $h_s = 220$ mm) kompaktna oz. plastična po klasifikaciji iz EC 3 $(h_s/d)^* = (h_s/d)/\epsilon = 40 < 72$. V nadaljevanju smo nosilcem spreminjali višino stojine ($h_s = 220, 350, 500, 700, 900$ mm), ostale dimenzije so ostale nespremenjene. Najvitkejši stojini sodita po klasifikaciji iz EC 3 že med vitke $h_s/d > 124\epsilon$. Rezultati parametrične študije so razvidni iz slike 9.

mm), se primerjalna mejna vitkost pasnice zmanjša. Če si pomagamo z ekstrapolacijo rezultatov, znaša ocena za primerjalno mejno vitkost približno $(b/t)^* \approx 26-28$, kar je nekoliko manj kot predvideva EC 3. Pri tem je potrebno omeniti, da do tako velikega znižanja pride le v primeru stojine, ki je po EC 3 na meji med vitko in semikomaktno. Z manjšanjem vitkosti stojine se namreč večja mejna nosilnost prereza, saj kompaktnije stojine bolj podpirajo pasnico kot vitkejše. Interakcija med pasnico in stojino je torej prisotna in ima znaten vpliv na mejno nosilnost prereza.

3.0. MEJA MED VITKIMI IN SEMKOMPAKTNIMI UPOGIBNO OBREMENJENIMI VARJENIMI I PREREZI

V preglednici 1 so zbrane dimenzije in mejni obtežni faktorji vseh nosilcev, ki smo jih računsko analizirali. Na podlagi teh rezultatov smo z linearno regresijo določili enačbo /1/, s pomočjo katere lahko analitično določimo mejno nosilnost γ_u^{anali} (zaradi lokalnega izbočenja) upogibno obremenjenega varjenega I nosilca iz jekla visoke trdnosti v odvisnosti od togosti pasnice α_p in togosti stojine α_s (1, 2). Enačbe enake oblike, kot je enačba /1/, je predlagal B. Kato (12), vendar se njegove enačbe nanašajo na določitev mejne nosilnosti kratkih tlačjenih stebrov I prereza.



Rezultati kažejo, da z večanjem vitkosti stojine, pa čeprav je ta po definiciji (EC 3) še vedno semikomaktna, pride do zniževanja mejne nosilnosti prereza. Prerez D s pasnico $(b/t=220/12)$ lahko uvrstimo med semikomaktne prereze do vitkosti stojine $(h_s/d)^* = (h_s/d)/\epsilon \approx 82$, prerez z vitkejšo stojino pa moramo uvrstiti že med vitke prereze.

Na sliki 7 so s krivuljo 2 prikazani mejni obtežni faktorji za nosilce E, D in B z vitko stojino ($h_s = 700$ mm). V primerjavi s krivuljo 1, kjer je stojina plastična ($h_s = 220$

**FAKULTETA
ZA ARHITEKTURO,
GRADBENIŠTVO
IN GEODEZIJO
LJUBLJANA**

Preglednica 1: Rezultati računske analize

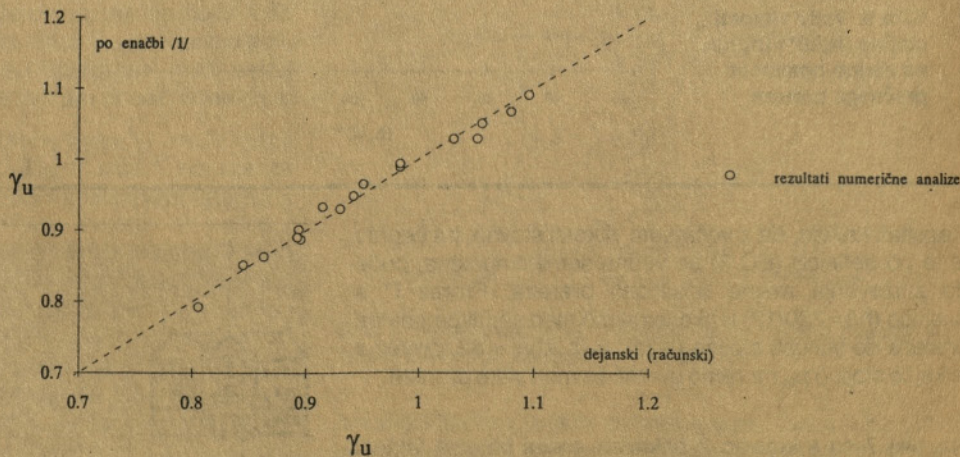
	(cm)				dejanski - računski	po enačbi /1/
	b	t	h _s	d	$\gamma_{u, \text{rač.}}$	$\gamma_{u, \text{anal.}}$
1	20	1.2	22	1.0	1.0955	1.0909
2	22	1.2	22	1.0	1.0550	1.0504
3	25	1.2	22	1.0	0.9833	0.9888
4	27	1.2	22	1.0	0.9423	0.9478
5	30	1.2	22	1.0	0.8953	0.8873
6	20	1.2	35	1.0	1.0800	1.0675
7	22	1.2	35	1.0	1.0305	1.0287
8	27	1.2	35	1.0	0.9303	0.9301
9	20	1.2	50	1.0	1.0510	1.0293
10	22	1.2	50	1.0	0.9834	0.9934
11	27	1.2	50	1.0	0.8934	0.9012
12	20	1.2	70	1.0	0.9509	0.9650
13	22	1.2	70	1.0	0.9148	0.9332
14	27	1.2	70	1.0	0.8449	0.8513
15	20	1.2	90	1.0	0.8924	0.8905
16	22	1.2	90	1.0	0.8630	0.8633
17	27	1.2	90	1.0	0.8057	0.7928

Preglednica 1: Rezultati računske analize ($\sigma_v = 790 \text{ MPa}$)

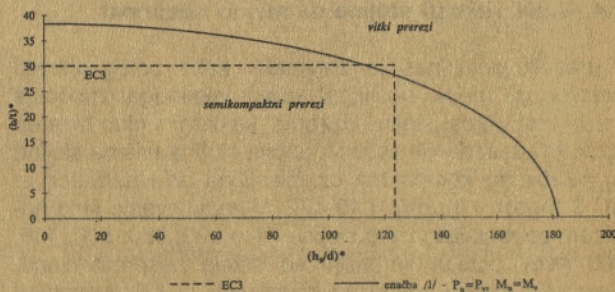
γ_u^{anal}	brezdimenzionalna mejna nosilnost prereza po enačbi /1/
α_p	togost pasnice
α_s	togost stojine
P_u	mejna obtežba l nosilca
P_v	sila, ki povzroči plastifikacijo robnega vlakna
E	elastični modul materiala (210000 MPa)
σ_{vp}	meja plastičnosti pasnice
σ_{vs}	meja plastičnosti stojine

Na sliki 10 je prikazano odstopanje računskih mejnih nosilnosti $\gamma_u^{\text{rač.}}$ računske analize (preglednica 1) od mejnih nosilnosti γ_u^{anal} , ki jih dobimo s pomočjo enačbe /1/. Korelacijski koeficient znaša 0.993, kar potrjuje ustreznost enačbe /1/ za območje $0.8 < \gamma_u < 1.1$.

Slika 10. Odstopanje mejnih računskih rezultatov nosilnosti po enačbi /1/ od



Če v enačbi /1/ postavimo $\gamma_u = 1$, kar pomeni, da je mejna obtežba nosilca enaka obtežbi, ki povzroči plastifikacijo od težiščne osi najbolj oddaljenega vlakna, dobimo enačbo, ki predstavlja mejo med vitkimi in semikompaktnimi upogibno obremenjenimi varjenimi I prerezi iz jekel visoke trdnosti in upošteva interakcijo med pasnico in stojino. Tako dobljena mejna vitkost je prikazana na sliki 11 v primerjavi z zahtevami po EC 3. V EC 3 je uporabljen ločeni pristop obravnavanja vpliva vitkosti pasnice in vitkosti stojine na mejno nosilnost upogibno obremenjenega prereza. Iz primerjave obeh mej je razvidno, da je ločeni pristop konservativnejši od pristopa, kjer upoštevamo vpliv interakcije med vitkostjo pasnice in stojine na mejno nosilnost prereza.



Slika 11. Meja med vitkimi in semikompaktnimi upogibno obremenjenimi varjenimi I prerezi iz jekel visoke trdnosti

4.0. SKLEP

Pri jeklih visoke trdnosti so postavljeni strožji kriteriji za kompaktnost pasnic in stojin tankostenskih prerezov, zato je smiselno določiti točnejšo mejo med vitkimi in semikompaktnimi prerezi. V naših raziskavah smo to mejo določili ob upoštevanju interakcije med pasnico in stojino in ugotovili, da je tako dobljena

mejna vitkost ugodnejša od tiste, ki je predpisana v EC 3, kjer interakcija ni upoštevana. Seveda je potrebno rezultate numerične analize potrditi z eksperi-

mentalnimi raziskavami, kar smo v nadaljevanju raziskav že naredili, rezultate pa bomo predstavili v kratkem.

ZAHVALA

Delo, predstavljeno v članku, je bilo narejeno v okviru raziskovalnega projekta B-649 »Razvoj in uvajanje visokotrdnostnih drobnozrnatih mikrolegiranih jekel, ki sta ga sofinancirala Železarna Jesenice – Acroni ter Ministrstvo za znanost in tehnologijo Republike Slovenije.

LITERATURA

1. L. Hladnik, Stabilnost jeklenih konstrukcij iz mikrolegiranih jekel visoke trdnosti, Magistrska naloga, FAGG-OGG, Oktober 1994, Ljubljana
2. D. Beg, L. Hladnik, Poročilo o raziskovalni nalogi št. B-649, Razvoj in uvajanje visokotrdnostnih drobnozrnatih mikrolegiranih jekel, Vpliv vitkosti pasnic na upogibno nosilnost varjenih I prerezov iz mikrolegiranega jekla visoke trdnosti, avgust 1994, FAGG, Ljubljana
3. J. L. Dawe, G. L. Kulak, Local Buckling of W Shape Columns and Beams, Journal of Structural Engineering, Vol. 110, No. 6, June 1984, p. 1292–1304
4. U. Treub, Stability Problems of Elastic-Plastic Plates and Shells by Finite Elements, A thesis submitted for the degree of Doctor of Philosophy in the Faculty of Engineering of the University of London, 1987
5. T. Habič, Priročnik za program FINAS, Diplomaska naloga, FAGG VTOZD GG, Konstrukcijska smer, 1989
6. D. Beg, Interakcija lokalne in globalne nestabilnosti tankostenskih nosilcev, Doktorsko delo, FAGG VTOZD GG, Konstrukcijska smer, 1991
7. L. Hladnik, Upogibna duktilnost prečnih prerezov pri elastoplastični analizi jeklenih konstrukcij, Diplomaska naloga, FAGG VTOZD GG, Konstrukcijska smer, 1991
8. SIA 161, Stahlbauten, Schweizerischer Ingenieur und Architekten, Zurich 1979
9. D. Beg, L. Hladnik, Zaostale napetosti pri mikrolegiranih jeklih visoke trdnosti, Gradbeni vestnik 11-12, november-december 1993, Ljubljana, s. 268-275
10. D. Beg, L. Hladnik, Eigenspannungen bei geschweißten I-profilen aus hochfesten Stählen, Stahlbau 5 (1994), H.5, s. 134-138
11. Eurocode No. 3 (ENV 1993-1-1:1992): Design of Steel Structures, Part 1 – General Rules and Rules for Buildings, 1992
12. B. Kato, Deformation Capacity of Steel Structures, Journal of Constructional Steel Research, Vol. 17, 1990, p. 33-94



STROKOVNI IZPITI ZA GRADBENIŠTVO IN ARHITEKTURO TER PRIPRAVLJALNI SEMINARJI ZA STROKOVNE IZPITE V LETU 1995

Rok	Leto	Mesec	A.		B.	
			SEMINAR	IZPIT	pisni	ustni
VI.	1995	September	18.–22. september			
VII.	1995	Oktober	16.–20. oktober	21. oktober		6.–10. november
VIII.	1995	November	13.–17. november	18. november		4.–8. december
IX.	1995	December	11.–15. december			

A. Pripravljalni seminar za strokovne izpite organizira **ZVEZA DRUŠTEV GRADBENIH INŽENIRJEV IN TEHNIKOV SLOVENIJE, LJUBLJANA, Erjavčeva 15, telefon 061/221-587**. Prijavo v obliki dopisa, skupaj z dokazilom o plačilu, pošlje organizatorju plačnik stroškov seminarja. Cena seminarja za posameznega udeleženca znaša 350 DEM, plačljivo v SIT po srednjem tečaju Banke Slovenije na dan plačila, z doplačilom 5% prometnega davka. Morebitno spremembo cene bomo objavili naknadno po njenem sprejetju.

B. Strokovni izpit organizira **ZAVOD ZA RAZISKAVO MATERIALA IN KONSTRUKCIJ LJUBLJANA, Dimičeva 12, Ljubljana**. Vse informacije dobite osebno ali prek telefona 061/342-671 vsak dan, razen sobote, nedelje in praznikov, od 8. do 12. ure pri inž. Grošlju oziroma g. Šubljevi.

ZIMSKO VZDRŽEVANJE CEST – UPORABA PODATKOV CESTNIH VREMENSKIH POSTAJ

UDK 625.76

VLASTA RODOŠEK

P O V Z E T E K

Cestni vremenski informacijski sistem je vsestranski sistem, ki omogoča spremljanje cestnih vremenskih razmer ter stanja voziščne površine, beleženje in obdelavo podatkov merilnih naprav, vključenih v sistem, ter zagotavlja nemoten prenos natančnih informacij tako udeležencem v prometu kot vzdrževalnim službam.

Z boljšim in kakovostnejšim nadzorovanjem cestnih vremenskih razmer na cestnem omrežju se poveča tudi zanesljivost ter pravočasnost ukrepov služb zimskega vzdrževanja cest. Pomemben instrument za zaznavanje cestnih vremenskih razmer so merilne postaje. Za nadzorovanje celotnega cestnega omrežja je potrebna postavitve večjega števila merilnih naprav, saj lahko z izvajanjem ukrepov zimskega vzdrževanja cest na podlagi podatkov le ene (običajno postavljene na najbolj izpostavljenem mestu) povzročimo čezmerno porabo posipnih sredstev.

THE WINTER MAINTENANCE OF ROADS – USING THE ROAD WEATHER INFORMATION DATA

S U M M A R Y

The Road Weather Information System is a comprehensive system, which monitors road weather and road surface conditions, inputs and process data by computer, and then provides information to road users and road management sections within the country.

The better a motorway maintenance department can supervise the road network under its responsibility, the higher their personal responsibility in the decision-making process. An important instrument are the measuring devices of an ice indicator system. On principle, the road network has to be monitored by means of several measuring devices. If there is only one (which is often positioned at the most critical spot of the road network) it might happen that a specific maintenance department carries out winter maintenance activities for the whole road network under its responsibility just to be on the safe side and to simplify matters, even if a limited approach (with less salt) would suffice.

Avtorica:

As. Vlasta Rodošek, dipl. inž.

Fakulteta za gradbeništvo, Center za ceste in cestni promet, SI, 62000 Maribor, Smetanova 17, E-MAIL: vlasta.rodosek@uni-mb.si

UVOD

Poznavanje cestnih vremenskih razmer je bistvenega pomena za pravočasno in učinkovito zimsko vzdrževanje cest. Z največ problemi v cestnem prometu se ponavadi srečujemo v zimskem času, ko sneg in led omejujeta varnost udeležencev v prometu.

V Sloveniji se tako kot v večini evropskih držav dolžina in ostrost zimskih obdobij iz leta v leto močno spreminjata. Prav zato so za učinkovito zimsko vzdrževanje cest potrebni redni (ažurni) in natančni podatki iz okolja, ki lahko v veliki meri odstopajo od statističnih podatkov o zimskem indeksu na posameznem območju.

Vzpostavitev CEstnega Vremenskega Informacijskega Sistema omogoča natančnejše in hitro dosegljive vremenske informacije, ki lahko v veliki meri izboljšajo vzdrževanje cest in ne nazadnje racionalizirajo delovanje obstoječih zimskih vzdrževalnih služb.

Vpeljava CeVIS zadošča številnim kazalcem trendov današnjega časa, kot so:

- boljša prevoznost in varnost na cestah
- manjša poraba posipnih sredstev za preprečevanje poledice
- nov informacijski vir uporabnikom cest
- večja območja vzdrževanja zaradi vse večjega obsega cest
- vsakoletno povečanje prometnih obremenitev na cestah
- boljši delovni pogoji za delavce cestnih podjetij.

S povezovanjem informacij o pričakovanih vremenskih razmerah, temperaturi površine vozišča ter vlažnosti in količini soli nam CeVIS omogoča najučinkovitejše vzdrževanje cest z optimalno količino posipnih sredstev za preprečevanje poledice. Strokovnjakom zimskega vzdrževanja cest je na ta način omogočena lažja presoja oz. sprejemanje odločitev o ukrepih, ki jih je za varno potekanje prometa potrebno izvesti v roku naslednjih 24 ur.

S pravočasnim posipavanjem posipnih sredstev pred nastankom poledice ali trde plasti snega na površini vozišča se količina potrebne soli lahko zmanjša celo za šestkrat. Medtem ko je za odtalitev že nastalega ledu potrebno 40 g/m² soli ali več, je ob preventivnem posipavanju dovolj le 7 g/m². Prav tako posipnih sredstev ne smemo uporabljati prehitro, saj jih lahko zaradi učinkov prometa ali padavin odnese ob rob vozišča.

Za doseg takšnega sistema so potrebni določeni elementi in dejavnosti, ki predstavljajo zgradbo CeVIS:

- prostorska analiza mikroklimе cestnega omrežja
- senzori za sprotne pridobivanje podatkov iz okolja
- računalniško in komunikacijsko omrežje
- napovedi cestnih vremenskih razmer (sneg, poledica, megla)

– statistični podatki o cestnih vremenskih razmerah in vzdrževalnih ukrepih.

V nadaljevanju bomo natančneje predstavili prostorsko analizo mikroklimе cestnega omrežja kot rezultat izvajanja termičnega kartiranja. Sledijo zahteve za vpeljavo senzorjev ter možnost vključitve v računalniško in komunikacijsko omrežje kot ključnega pomena za uspešno delovanje CeVIS.

1. MIKROKLIMATSKE RAZMERE CESTNEGA OMREŽJA – TERMIČNO KARTIRANJE

Razmere na površini vozišča se na posameznih cestnih odsekih spreminjajo tako v času kot prostoru. V brezvetrnih, jasnih nočeh so temperature površine vozišča odvisne od nadmorske višine ceste, topografije, konstrukcije ceste in prometa. Veter, oblačnost in padavine povzročajo manjše prostorsko spreminjanje temperatur. Kadar se za cestno mrežo izdelava v teku ene noči večje število termičnih kart, je prostorsko spreminjanje temperatur na površini vozišča mogoče enostavno zaznati.

Postopek termičnega kartiranja se ponavadi opravlja v nočnem času, ko je sprememba temperature vozišča najmanjša. Iz vsakodneвне periodičnosti nihanja temperatur površine vozišča je namreč znano, da nastopijo najvišje temperature ponavadi zgodaj popoldne, najnižje pa ob zori. Kakorkoli, predlagani način termičnega kartiranja nam omogoča direktno primerjanje izmerjenih temperatur na različnih cestnih odsekih oziroma mestih merjenja.

Termično kartiranje se izvaja z vozili, ki imajo vgrajeno napravo za merjenje temperature in operacijsko opremo. Na sprednjem delu vozila je pritrjena infrardeča kamera, merilec lege osi koles in elektronska podatkovna enota.

Pri običajnem merjenju se beleži podatek o temperaturi površine vozišča vsakih 20 m, kadar pa želimo podatke uporabiti za določitev optimalnih mest postavitve senzorjev, se le-ti beležijo vsakih 5 m. Med izvajanjem postopka termičnega kartiranja se zapisujejo podatki o toploti, ki jo oddaja cestna konstrukcija, saj jo je potrebno pri naknadnem natančnem izračunavanju temperature površine vozišča upoštevati. Beležijo se tudi razmere na vozišču, kot na primer suho, vlažno, led, prisotnost kemičnih sredstev ter trenutne vremenske razmere: oblačnost, hitrost in smer vetra, temperatura zraka in rosišča.

Na podlagi termičnih zapisov se izdelajo temperature karte cestnega omrežja. Te karte nazorno prikazujejo mesta oz. lokacije znotraj cestne mreže, ki so v zimskih nočeh izpostavljene zmrzovanju. Temperaturna karta je v veliko pomoč strokovnjakom zimskega vzdrževanja cest, saj omogoča pregled nad pričakovanim gibanjem temperatur površine vozišča.

Večja pozornost je posvečena lokacijam oz. mestom, ki so prepoznana kot izpostavljena pogostemu zmrzovanju, kar omogoča dobro izbiro lokacij cestnih senzorjev.

Pri izbiri senzorjev moramo upoštevati naslednje zahteve:

- Natančnost izmerjenih podatkov (kako pravilno uporabiti naprave za merjenje posameznih parametrov vremena in ugotavljanje cestnih vremenskih razmer)
- Reprezentativnost podatkov (katere podatke je potrebno z napravo meriti in območje, ki ga z merjenjem želimo opazovati)
- Verodostojnost podatkov (prepričati uporabnika o zanesljivosti podatkov).

2. SENZORJI ZA SPROTNO PRIDOBIVANJE PODATKOV IZ OKOLJA

Osnovni del cestnega vremenskega informacijskega sistema so cestne vremenske postaje, katerih bistveni element so cestni (voziščni) senzorji. Za zaznavanje in merjenje razmer, ki vladajo na vozišču, lahko uporabljamo bodisi pasivne ali aktivne v vozišče vgrajene senzorje.

V praksi se uporabljajo pasivni senzorji, ki so boljši zaradi:

- izpopolnjene kakovosti pasivnih cestnih senzorjev, s katerimi pridobivamo podatke o točki zmrzovanja na površini vozišča, ki je aktivni senzorji ne zagotavljajo
- dokazane natančnosti in pravilnosti podatkov
- možnosti združevanja različnih senzorjev v poljubne heterogene sisteme.

Osnovna zahteva, ki ji za naloge zimskega vzdrževanja cest (pravilno ukrepanje in izbiro primernega posipnega sredstva) mora ustrezati postavljeni sistem za ugotavljanje razmer na vozišču, je, da omogoča zaznavanje in ločevanje naslednjih stanj:

- suho površino vozišča
- vlažno površino vozišča
- mokro površino vozišča
- mokro in s soljo posuto površino vozišča
- slano ali sneg in
- led ali »črni led«.

Poleg v vozišče vgrajenih (kontaktnih) senzorjev se preizkušajo tudi nekontaktni senzorji, ki pa še niso praktično uveljavljeni.

Uporaba cestnih senzorjev je pomembna, saj zagotavljajo stalen, natančen in objektivni prikaz realnih razmer na vozišču v času opazovanja ter omogočajo merjenje temperature površine vozišča. Na podlagi dobljenih podatkov se lahko za območja vzdrževanja izdelajo napovedni modeli, ki obsegajo ukrepe na posameznih specifičnih območjih cestnega omrežja.

Za pravilno in nemoteno delovanje kontaktnih senzorjev mora biti zadoščeno pogoju, da se le-ti dobro stikajo s površino vozišča, da je zagotovljena optimalna toplotna povezava in s tem natančnost merjenja stanja voziščne površine.

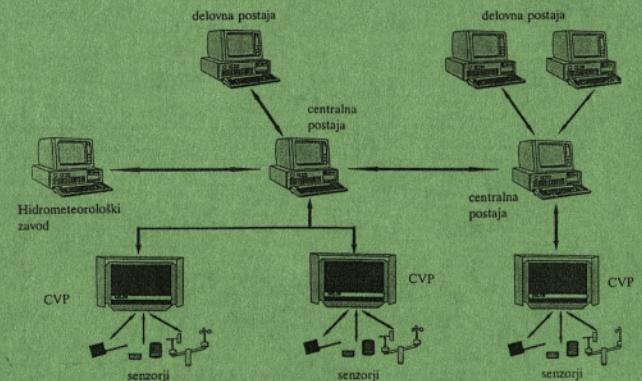
Cestni senzor je sestavljen iz treh neodvisnih delov: senzorja za ugotavljanje temperature površine vozišča, senzorja za ugotavljanje stanja vozišča in senzorja za odkrivanje »črnega ledu«. Ohišje senzorja je iz materiala, ki ima podobne termične lastnosti kot vozišče (epoksi smola), trdna konstrukcija pa omogoča njegovo enostavno vgraditev. Senzor zaradi svoje majhnosti zagotavlja nemoten promet.

Senzor za ugotavljanje stanja površine vozišča ima dvojno funkcijo: z njim merimo električno prevodnost površine vozišča in določamo ionsko polarizacijo na površini elektrolita. Podatka (vsak zase) določata stopnjo prevodnosti in stanje na površini vozišča.

Običajno z drugimi senzorji (atmosferskimi senzorji) sočasno merimo tudi podatke o hitrosti in smeri delovanja vetra, temperaturi zraka, relativni vlažnosti zraka in padavinah.

3. RAČUNALNIŠKO IN KOMUNIKACIJSKO OMREŽJE

Podatki senzorjev se skupaj z informacijami vremenskih služb posredujejo strokovnjakom zimskega vzdrževanja cest in širšemu krogu uporabnikov. Za dober cestni vremenski informacijski sistem je potrebno posamezne enote združiti v centralno procesorsko enoto ali centralno postajo, v kateri se zbirajo podatki. Če je vzpostavljena računalniška in komunikacijska mreža, se iz centralne procesorske enote posredujejo informacije do vremenskih služb in lokalnih »delovnih postaj«.



Slika 1

Mreža, ki povezuje posamezna senzorska mesta s centralno postajo in delovnimi postajami (kar omogočajo avtomatske cestne vremenske postaje), je relativno enostavna.

Podatke meritev posameznih senzorjev povezujejo avtomatske cestne vremenske postaje, kjer se tudi oblikujejo modelne napovedi o pričakovanih cestnih vremenskih razmerah. V tako zasnovanem sistemu so vsi podatki uporabnikom dostopni s pomočjo »menuja«, programska



Slika 2

oprema pa omogoča njihov prikaz tako v grafični, tabelarični ali tekstualni obliki.

Za opozarjanje voznikov na nastanek nevarnih cestnih vremenskih razmer omogoča cestni vremenski informacijski sistem vključitev svetlobnih prometnih znakov s spreminjajočo vsebino, ki se najpogosteje uporabljajo na cestah višjega razreda (avtocestah) in posebno nevarnih (kritičnih) mestih cestnega omrežja. Povezani so s cestnimi vremenskimi postajami – ko te zaznajo nastanek nevarnih razmer, se vključijo ter tako opozarjajo voznike na pričujočo nevarnost.

V normalnih cestnih vremenskih razmerah pa jih je moč uporabiti kot obvestilne znake, ki udeležence v prometu obveščajo o trenutnih vremenskih parametrih, kot je na primer temperatura zraka ali vozišča.

SKLEPNE UGOTOVITVE

Za nemoten potek prometa v zimskem času in zagotavljanje varnosti udeležencev v prometu je potrebno učinkovito in pravočasno zimsko vzdrževanje cest, ki vsakodnevno zahteva sprejemanje odločitev o:

- ukrepov, ki jih je potrebno ob določenih vremenskih razmerah privzeti
- začetku in času trajanja posameznih ukrepov zimskega vzdrževanja
- vrsti in količini potrebnih materialov za posipanje cest
- poteh čiščenja in posipavanja cest
- številu potrebnih delavcev
- številu in vrsti potrebnih strojev.

Kadar je na cestnem omrežju vzpostavljen cestni vremenski informacijski sistem za spremljanje in podajanje informacij o trenutnih cestnih vremenskih razmerah, se izognemo stroškom, ki jih predstavlja kontrola razmer na vozišču, ki vključuje:

- kontrolne vožnje
- opazovanje kritičnih cestnih odsekov, obenem pa zagotovimo:
 - pravočasnost potrebnih informacij
 - natančnost potrebnih informacij
 - samodejno arhiviranje relevantnih informacij na magnetnem mediju.

Za potrebe zimskega vzdrževanja cest je zato primerna uporaba informacij hidrometeoroloških postaj skupaj z informacijami cestnih vremenskih postaj za opazovanje trenutnih razmer na cestah in njihovega spreminjanja. Na podlagi teh informacij ter poznavanja podnebja in njegovih lastnosti na posameznem območju se podajajo odločitve o ukrepovih in izvajanju del zimskega vzdrževanja cest. S pravočasnimi informacijami o nevarnosti nastanka poledice zagotovimo tudi pravočasnost ukrepov in s tem

optimalnejšo organizacijo del zimskega vzdrževanja cest. Praksa je pokazala, da tako pridobljene informacije postanejo pomemben pripomoček pri sprejemanju odločitev o potrebnih ukrepih ter času njihovega pričetka in trajanja.

Za ta namen cestne vremenske postaje oskrbujejo uporabnike sistema s podatki o:

- temperaturi na površini vozišča
- temperaturi pod površino vozišča (5 cm)
- temperaturi zraka

– relativni vlažnosti zraka

– začetku zmrzovanja in nastanku ledu na površini vozišča

– obliki in količini padavin

– vetru in smeri njegovega delovanja

ter ostalih parametrov, ki so na določenem območju prepoznani kot dejavniki zmanjšanja varnosti udeležencev v prometu ter so naprave za njih merjenje za ta namen vključene v cestno vremensko postajo.

L I T E R A T U R A

1. Harmony between Road Management and Environment in Winter, Technical Manual on Winter Road Management (Winter Urban Environment Research Subcommittee, March 1994).
2. Road Transportation Research, Curtailing usage of de-icing agents in Winter Maintenance, Report prepared by an OECD Scientific Expert Group (Organization for Economic co-operation and Development, 1989).
3. Vremenski vplivi na ceste in cestni promet ter cestni vremenski informacijski sistem (Raziskovalna naloga, Fakulteta za gradbeništvo, 1994).
4. Manuale delle Operazioni Internali (Autostrade, November 1991).

OBVESTILO

Vse gradbenike, sodelavce, poslovne partnerje in člane, obveščamo, da smo sedež Zveze in Uredništvo »Gradbenega vestnika« preselili z Erjavčeve 15 na Karlovško 3 (nad grajskim tunelom).

Novi naslov se glasi:

**ZVEZA DRUŠTEV
GRADBENIH
INŽENIRJEV
IN TEHNIKOV
SLOVENIJE
61000 Ljubljana,
Karlovška 3**

Na novem naslovu (Karlovška 3, Ljubljana) se od 1. septembra 1995 nahajajo še naslednje zveze oziroma društva:

- ZVEZA INŽENIRJEV IN TEHNIKOV SLOVENIJE
- ZVEZA ARHITEKTOV SLOVENIJE
- ZVEZA GOZDARSKIH DRUŠTEV SLOVENIJE
(»Gozdarski vestnik«)
- ZVEZA DRUŠTEV INŽENIRJEV IN TEHNIKOV
LESARSTVA SLOVENIJE (»LES«)
- ZVEZA DRUŠTEV URBANISTOV SLOVENIJE
- ZVEZA DRUŠTEV ZA VARILNO TEHNIKO SLOVENIJE
- ELEKTROTEHNIŠKA ZVEZA SLOVENIJE

ZAVOD ZA GRADBENIŠTVO – ZRMK
National Building and Civil Engineering Institute
Dimičeva 12, 61109 Ljubljana, Slovenija
Tel./Phone: +386 61/18 88 100
Faks/Fax: +386 61/34 83 69

Ustanovitelj

Zavod za gradbeništvo – ZRMK, s skrajšanim imenom ZAG, Ljubljana je s Sklepom o preoblikovanju dela Zavoda za raziskavo materiala in konstrukcij v javni raziskovalni zavod dne 21. 4. 1994 ustanovila Vlada Republike Slovenije. Z vpisom v sodni register je bila ustanovitev ZAG, Ljubljana dne 17. 3. 1995 tudi formalno potrjena.

Status in dejavnosti

Zavod za gradbeništvo – ZRMK je neodvisna, neprofitna in nepristranska inštitucija, ki izpolnjuje vse zahteve evropske direktive št. 89/106 EEC za preskušanje in potrjevanje kakovosti gradbenih proizvodov. ZAG, Ljubljana kot osrednja slovenska inštitucija za gradbeništvo in neodvisna tretja stranka opravlja naslednje dejavnosti:

- certificiranje in potrjevanje kakovosti proizvodov, materialov in izvedenih del,
- temeljne in aplikativne raziskave na področju materialov in konstrukcij,
- predkonkurenčni razvoj novih materialov,
- razvoj novih metod preskušanja,
- preiskave, meritve in časovno spremljanje obnašanja objektov javnega pomena,
- preiskave, meritve in opazovanja naravnega in bivalnega okolja,
- tehnične preskuse in analize,

- revizije gradbenih in tehnoloških projektov ter projektov transportnih naprav,
- kalibriranje in overjanje meril, etalonov in referenčnih materialov,
- kontrolo, umerjanje in potrjevanje ustreznosti merilnih naprav, aparatur, preskuševalnih strojev in elementov sistemov,
- usposabljanje raziskovalnih in strokovnih kadrov na posebnih strokovnih področjih,
- priprava tehnične regulative.

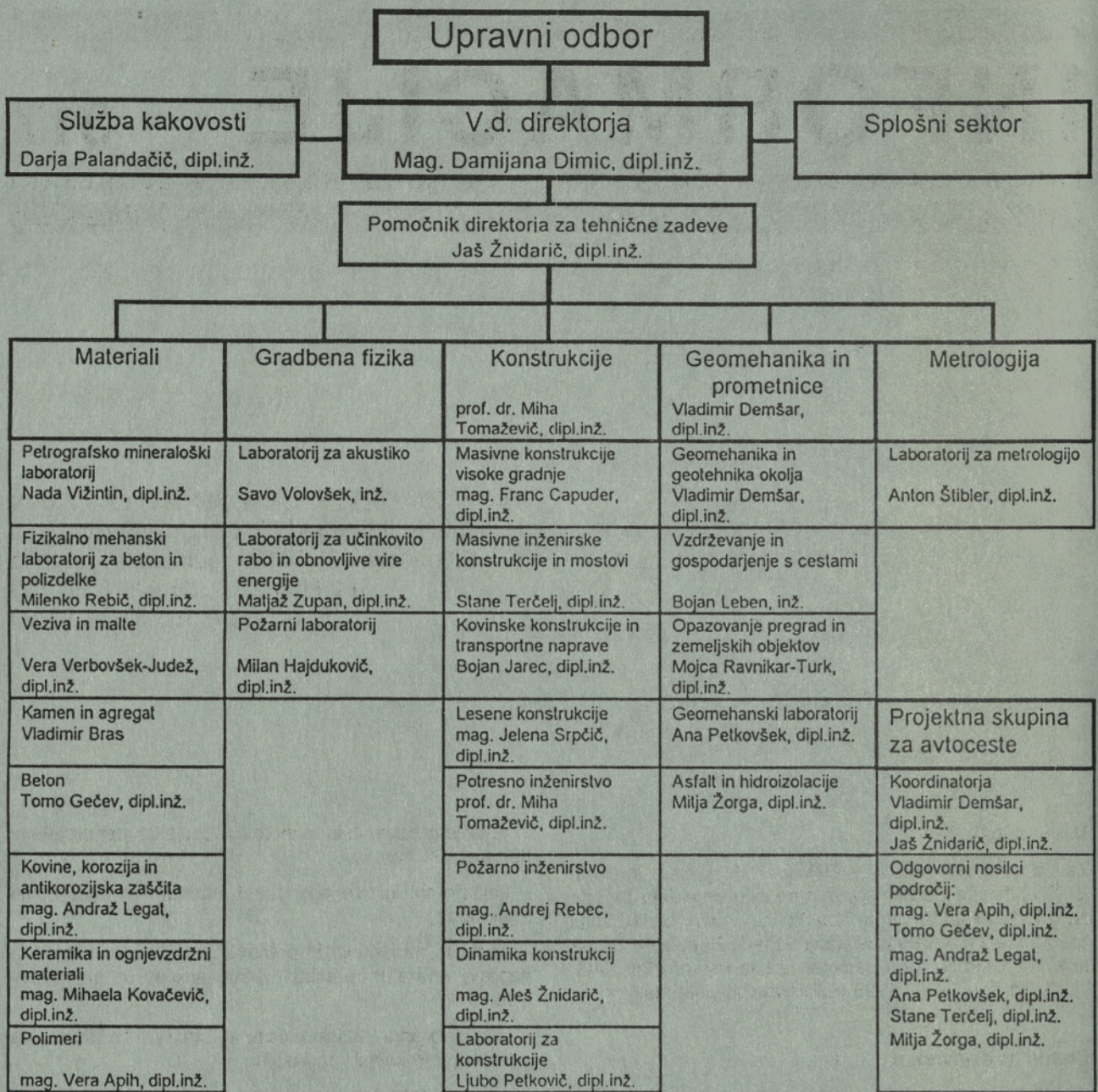
Zavod je kot naslednik ZRMK, organizacijske enote Inštitut za raziskave in potrjevanje kakovosti, pooblaščen od MZT za certificiranje vseh gradbenih proizvodov za katere se zahteva certificiranje. Za druge gradbene proizvode, ki jih preskuša, izdaja potrdila o ustreznosti oziroma uporabnosti v skladu z veljavnimi predpisi in standardi.

Kot osrednja slovenska inštitucija za gradbeništvo je ZAG, Ljubljana pooblaščen za izvajanje potrjevanja ustreznosti gradbenih proizvodov na objektih, ki se gradijo v okviru projekta izgradnje avtocest v Republiki Sloveniji.

Organiziranost

ZAG, Ljubljana izvaja svoje dejavnosti na področjih:

- materialov
- gradbene fizike
- konstrukcij
- geomehanike in prometnic
- metrologije.



140 zaposlenih, med katerimi je več kot 50 strokovnjakov z univerzitetno izobrazbo in akademskimi nazivi, je za opravljanje dejavnosti na področjih organizirano v oddelke, ki jih sestavljajo tehnično dobro opremljeni laboratoriji in odseki za ožja strokovna področja. Za pomoč pri strokovnem delu skrbi INDOK center s knjižnico, ki je ena najbolj urejenih slovenskih knjižnic s tehniško literaturo.

Za realizacijo nalog pri projektu izgradnje avtocest je formirana projektna skupina.

Materiali

Oddelek za materiale vključuje laboratorije za veziva in malte, kamen in agregat, beton, kovine, korozijo in protikorozijsko zaščito, keramiko in ognjevzdržne materiale, polimere in petrografsko mineraloški in fizikalno mehanski laboratorij.

Laboratorij za veziva in malte opravlja raziskave in preskušanje cementov, apna, naravnih silikatnih in drugih anorganskih materialov, odpadnih materialov (žlindre, elektro-filtrskega pepela in podobno), klasičnih in specialnih malt za zidanje, ometavanje in sanacije, specialnih mineralnih veziv ter kemijskih in mineralnih dodatkov za malte in betone.

Laboratorij za kamen in agregat raziskuje in preskuša mehansko fizikalne lastnosti kamnin in sekundarnih surovin za predelavo v agregate.

Laboratorij za beton izvaja standardizirane preskuse betonov in polizdelkov, kot neodvisna stranka nadzoruje in potrjuje kontrolo kakovosti betona pri proizvajalcih betona in pri gradnji objektov, zlasti pri gradnji avtocest, raziskuje nove vrste betonov in vprašanja v zvezi s trajnostjo betona.

Fizikalno mehanski laboratorij za beton in polizdelke izvaja neporušne in strukturne preskuse strjenega betona v laboratoriju ter in-situ in ugotavlja parametre kakovosti betona v obstoječih konstrukcijah.

Laboratorij za kovine, korozijo in protikorozijsko zaščito izvaja preiskave in kontrolo kakovosti kovin v gradbeništvu in za splošne namene, korozijske preiskave ter svetovanje in kontrolo s področja protikorozijske zaščite.

Laboratorij za keramiko in ognjevdržne materiale raziskuje ter preskuša surovine in proizvode s področja gradbene, tehnične in okrasne keramike ter razvija nove ognjevdržne mase in materiale.

Laboratorij za polimere preskuša kemijske in fizikalne lastnosti organskih umetnih snovi, preskuša in raziskuje uporabnost proizvodov iz umetnih snovi, kot so lepila, kiti, premazi, folije, tekstil, talne obloge, toplotnoizolativni materiali, cevi, laminati, embalaža, osebna zaščitna sredstva, cestna signalizacija in drugi ter svetuje uporabo polimerov pri sanaciji.

Petrografska-mineraloški laboratorij izvaja mineraloške in petrografske analize surovin in proizvodov v gradbeništvu, kot so naravni in umetni materiali ter sekundarne surovine (trdni odpadki).

Gradbena fizika

Oddelek za gradbeno fiziko izvaja preiskave, raziskave ter svetuje na naslednjih strokovnih področjih – akustika, učinkovita raba in obnovljivi viri energije, zaščita pred radonom, požarna varnost in zaščita pred vlago.

Laboratorij za akustiko izvaja standardne in nestandardne laboratorijske in terenske preiskave, elaborate in izračune na področju gradbene in prostorske akustike ter zaščite pred hrupom.

Laboratorij za učinkovito rabo in obnovljive vire energije izvaja raziskave, standardne in nestandardne laboratorijske ter terenske preiskave toplotnih lastnosti materialov in konstrukcij ter izračune na področju toplotne zaščite. Ukvarja se s smotno rabo in obnovljivimi viri energije, specialnost pa so prosojne toplotne izolacije. Poleg tega izvaja tudi preiskave in ekspertize na področju zaščite bivalnega okolja pred radonom.

Požarni laboratorij izvaja standardne in nestandardne požarne preskuse. Standardni postopki preskušanja so razdeljeni na preskuse osnovnih materialov, karakteristik gorenja ter simulacijo standardnega in realnega požara. Med nestandardnimi preiskavami so, na primer, preskušanje gasilskih oblačil, učinkovitosti gašenja novih gasilnih sredstev in preskušanja v naravnem merilu.

Laboratorij za polimere izvaja v okviru gradbene fizike raziskave in svetovanja na področju zaščite gradbenih konstrukcij pred vlago.

Konstrukcije

Oddelek za konstrukcije je po strokovnih področjih razdeljen na odseke in laboratorij, ki svoje dejavnosti opravlja deloma samostojno, deloma pa v tesni povezavi s posameznimi odseki. Oddelek za konstrukcije obvladuje vse vrste gradbenih konstrukcij visoke gradnje in inženirskih konstrukcij, predvsem mostov in pregrad. Raziskuje, preskuša in analizira obnašanje konstrukcij in temeljev kon-

strukcij pri statičnih in dinamičnih obtežbah, potresu in požaru, ter izdaja ustrezna tehnična soglasja. Poleg konstrukcij iz klasičnih materialov, masivnih iz kamna, opeke ali armiranega in prednapetega betona, lesenih iz naravnega ali lepljenega lesa, in kovinskih iz jekla in aluminija, obravnava oddelek za konstrukcije tudi konstrukcije iz umetnih, predvsem polimernih materialov. V svojem sestavu ima odsek za transportne naprave, ki na osnovi lastnih meritev izdaja potrdila o ustreznosti žičniških naprav vseh vrst, ter preskuša ustreznost različnih elementov in sklopov vozil in transportnih naprav.

Velik, dobro opremljen laboratorij izvaja statične in dinamične preiskave sklopov in elementov konstrukcij v naravnem in pomanjšanem merilu. Velik preskuševalni temelj in sodobna preskuševalna oprema za preiskave v laboratoriju in na terenu, med katero je vrsta programskih hidravličnih batov zmogljivosti 160 do 1000 kN, enosmerno delujočih batov zmogljivosti 50 do 1000 kN, stiskalnici, zmogljivosti 3000 in 6000 kN, potresna miza, ter računalniško krmiljena merilna tehnologija in usposobljenost operaterjev so zagotovilo za zanesljivost in učinkovitost kakršnekoli vrste preiskave v laboratoriju ali na terenu.

Geomehanika in prometnice

Oddelek za geomehaniko in prometnice je razdeljen na odseke in laboratorija, ki svoje delo izvajata kot samostojni enoti v sklopu oddelka in v tesni povezavi z odseki.

S posameznimi dejavnostmi v odsekih oddelek pokriva vse dejavnosti in problematiko pri izvajanju zemeljskih del s področja cestogradnje, visokih gradenj in ekologije prostora.

Odsek za geomehaniko in ekologijo okolja izvaja raziskave in študije s področja geotehnike, geomehanike in varovanja okolja s poudarkom na preiskavah naravnih in sekundarnih surovin. V okviru oddelka je formirana skupina za izvajanje kontrole kakovosti. Odsek za vzdrževanje in gospodarjenje s cestami izvaja vse vrste meritev za določitev stanja nosilnosti in voznih sposobnosti cestnih konstrukcij na nivoju omrežja (gospodarjenje s cestami) in na projektnem nivoju.

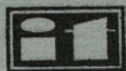
Odsek za opazovanje pregrad in zemeljskih objektov izvaja opazovanje, to je meritve in spremljanje obnašanja hidroenergetskih objektov, zemeljskih objektov ter nacionalno pomembnih objektov.

Geomehanski laboratorij je usposobljen za izvajanje vseh standardnih preiskav zemljin in kontrolo kakovosti izvajanja zemeljskih del. Posebej je opremljen za izvajanje preiskav za varovanje naravnega okolja.

Laboratorij za asfalte in bitumenske hidroizolacijske materiale je usposobljen za izvajanje vseh predhodnih in kontrolnih preiskav proizvedenih asfaltnih zmesi in vgrajenih asfaltnih plasti bitumna ter hidroizolacijskih materialov na bitumenski osnovi za visoko gradnjo in cestogradnjo.

Metrologija

Laboratorij za metrologijo je specializiran za meritve sile, momenta sile in trdote, poleg tega pa opravlja tudi meritve mase, žilavosti, vrtljajev in tlaka. Po pooblastilu MZT kontrolira zakonska in izvenzakonska merila ter kontrolira skladnost naprav in strojev glede na zahteve standardov ISO 9000 in EN 45000.



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

Rok	Leto	Mesec	A.		B.	
			SEMINAR		IZPIT	
				pisni	ustni	
VIII.	1995	November	13.–17. november	18. november	4.–8. december	
IX.	1995	December	11.–15. december	16. december	8.–12. januar 1996	
I.	1996	Januar	15.–19. januar	20. januar	1.–7. februar	
II.	1996	Februar	19.–23. februar	17. februar	4.–8. marec	
III.	1996	Marec	18.–22. marec	23. marec	8.–12. april	
IV.	1996	April	15.–19. april	20. april	6.–10. maj	
V.	1996	Maj	20.–24. maj	25. maj	10.–14. junij	
VI.	1996	September	16.–20. september	19. oktober	4.–8. november	
VII.	1996	Oktober	14.–18. oktober	16. november	2.–6. december	
VIII.	1996	November	18.–22. november			
IX.	1996	December	16.–20. 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), priloži 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 50.400,00 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.

GRADIS

50
1945-95

CIZ GRADIS LJUBLJANA
61000 Ljubljana, Šmartinska 134a
Telefon: 061/14-01-112
Telefaks: 061/441-963

GRADIS CONSULT Ljubljana, d.o.o.
61000 Ljubljana, Šmartinska 134a
Telefon: 061/14-01-112
Telefaks: 061/445-969

GRADIS, tehnične, ekonomske in
organizacijske storitve, d.o.o.
61000 Ljubljana, Šmartinska 134a
Telefon: 061/14-01-112
Telefaks: 061/445-969

GRADIS, podjetje za inženiring, p.o.
61000 Ljubljana, Letališka 33
Telefon: 061/14-02-222
Telefaks: 061/14-04-062

GRADIS GR Ljubljana, p.o.
61000 Ljubljana, Gradnikove brigade 11
Telefon: 061/14-01-128
Telefaks: 061/442-359

GRADIS FINANCE d.o.o.
61000 Ljubljana, Šmartinska 134a
Telefon: 061/14-01-112
Telefaks: 061/446-578

GRADIS SPO Ljubljana, p.o.
61000 Ljubljana, Šmartinska 32
Telefon: 061/13-17-322
Telefaks: 061/312-266

GRADIS TOSIN, d.o.o.
61000 Ljubljana, Letališka 33
Telefon: 061/14-02-222
Telefaks: 061/14-04-267

GRADIS IPGI Ljubljana, p.o.
61000 Ljubljana, Industrijska 2
Telefon: 061/14-01-122
Telefaks: 061/441-306

GRADIS NASTOR d.o.o.
61000 Ljubljana, Bavdkova 1
Telefon: 061/442-695
Telefaks: 061/14-02-148

GRADIS, biro za projektiranje, p.o.
61000 Ljubljana, Gradnikove brigade 11
Telefon: 061/323-278
Telefaks: 061/323-640

GRADIS GP Nizke gradnje Maribor, p.o.
62000 Maribor, Lavričeva 3
Telefon: 062/224-011
Telefaks: 062/225-636

W & G Maribor, d.o.o.
62000 Maribor, Sokolska 60
Telefon: 062/101-231
Telefaks: 062/103-358

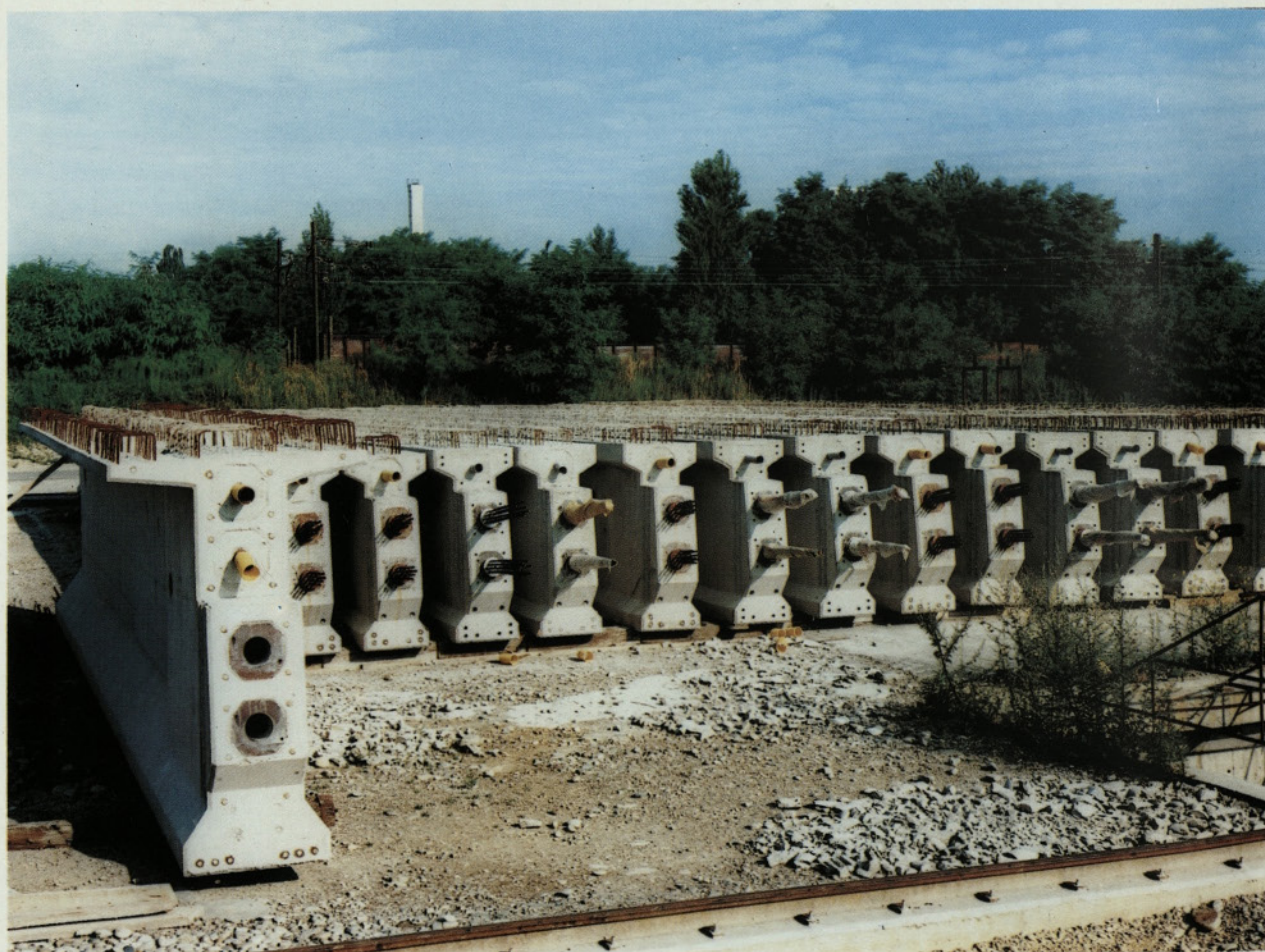
GRADIS, biro za projektiranje, p.o.
62000 Maribor, Lavričeva 3
Telefon: 062/224-011
Telefaks: 062/24-991
Enota v Ljubljani
61000 Ljubljana, Vilharjeva 22
Telefon: 061/315-378
Telefaks: 061/326-471

GRADIS GP Gradnje Ptuj, p.o.
62250 Ptuj, Ormoška 22
Telefon: 062/771-761
Telefaks: 062/771-784

GRADIS GP Jesenice, p.o.
64270 Jesenice, Prešernova 5
Telefon: 064/81-840
Telefaks: 064/85-096

GRADIS
Gradbeništvo Ravne, d.o.o.
62390 Ravne na Koroškem,
Dobja vas 125
Telefon: 0602/23-531
Telefaks: 0602/22-670

GRADIS GP Celje, p.o.
63000 Celje
Ulica XIV. divizije 10
Telefon: 063/26-634
Telefaks: 063/442-490



PROIZVODNJA PREDNAPETIH BETONSKIH MOSTNIH NOSILCEV