

Inžinierske stavby

2

is

ROČNÍK 54

2006

SPRÁVA SLOVENSKÉHO NK *fib*

NATIONAL REPORT OF THE SLOVAK REPUBLIC



Stavba ocenená OPAL Awards 2006 americkou spoločnosťou stavebných inžinierov



Doprastav, a. s.



The Second *fib* Congress, 2006, Naples



DOPRAVOPROJEKT

DOPRAVOPROJEKT, a.s.

Design and Consulting

- motorways, roads
- bridges and engineering structures,
- buildings and water engineering,
- railways and urban mass transport
- traffic and environmental engineering

tel: +421 (2) 50 234 111

e-mail: director@dopravoprojekt.sk

www.dopravoprojekt.sk



OBSAH

Vydáva:

Vydavateľstvo Inžinierske stavby, s. r. o.

Adresa vydavateľstva a redakcie:

Vysokoškolská 4, 042 00 Košice
Tel./fax: 00421 - 55 - 602 4247
E-mail: is.casopis@tuke.sk

www.casopis.is.szm.sk

Adresa vydavateľstva v ČR:

Poděbradská 24, 190 00 Praha 9

Šéfredaktor:

doc. Ing. Ľudovít Naď, CSc.

Redakčná rada:

doc. Ing. Milan Chandoga, CSc.
Ing. Gabriel Tevec
Ing. Ladislav Búci, PhD.
doc. Ing. Ľudovít Naď, CSc.

Lektorský zbor:

doc. Ing. Milan Chandoga, CSc.
Ing. Gabriel Tevec
Ing. Ladislav Búci, PhD.
doc. Ing. Ľudovít Naď, CSc.

Inzercia: na adrese vydavateľstva

Grafická úprava:

Vydavateľstvo Inžinierske stavby, s. r. o.

Tlač: Vienala, Košice

Predplatné a distribúcia:

- v SR: L. K. Permanent, s. r. o.
P.O. Box. 4, 834 14 Bratislava 34
Tel.: 00421 - 2 - 44 453 711
Fax.: 00421 - 2 - 44 373 311
- v ČR: A.L.L. Production, s. r. o.
P.O. Box. 732, 111 21 Praha 1
Tel.: 00420 - 2 - 6631 09 36
Fax.: 00420 - 2 - 6631 14 38
Adresa redakcie v ČR:
Poděbradská 24, 190 00 Praha 9
© Vydavateľstvo Inžinierske stavby,
Košice, 2004

Podávanie novinových zásielok povolené
Riaditeľstvom poštovej prepravy pod
čísлом 329 RPP 1994 zo dňa 22. 6.
1994

Podávaní novinových zásielok bylo povo-
leno Českou poštou, s. p. OZSeČ Ústí nad
Labem dne 19. 1. 1998, j. zn. P-297/98

ISSN 1335 - 0846

VÝSKUM A VÝVOJ, EXPERIMENTÁLNE OVEROVANIE, MONITORING

- 4 **Únosnosť a pretvárne charakteristiky ocelových zámkov betónových diaľničných zvodidiel**
Martin Križma, Terezia Nürnbergerová
- 10 **Experimentálna a numerická analýza vopred predpätého väzníka**
Martin Moravčík, Juraj Bednárík, Petra Lesáková
- 17 **Monitorovanie nosnej konštrukcie letmo betónovaného mosta pri Fričovciach**
Konštantín Kunderát

KONŠTRUKCIE POZEMNÝCH STAVIEB

- 24 **Homogenizačná hala Holcim a.s. Rohožník**
Jozef Pavlásek, Jozef Meliš, Miroslav Hanuš

MOSTY, TUNELY, PODZEMNÉ STAVBY

- 28 **Mosty s nízkym pylónom na Slovensku**
Ladislav Búci, Jaroslav Guoth, Adrián Chalupec, Adrián Sedlák
- 34 **Estakáda „Prievoz“ v Bratislave**
Miroslav Maťaščík, Katarína Táborská, Igor Masaryk
- 36 **Cestný obchvat čadca s tunelom Horelica**
Peter Máša
- 41 **Betónové estakády mosta Apollo**
Miroslav Maťaščík, Igor Masaryk
- 43 **Most nad riekou Orava a traťou ŽSR na R3 Oravsky Podzámok – Horná Lehota**
Alexander Slávik, Martin Korbeľ
- 46 **Most na D1 Važec-Mengusovce, budovaný technológiou vysúvania**
Jaroslav Guoth, Matúš Búci, Václav Kvasnička
- 51 **Železničný most z predpätého betónu v Šenkviaciach**
Ján Kucharík, Rudolf Rakovský, Gabriel Tevec
- 58 **Realizácia monolitických konštrukcií**
Ľubomír Hrnčiar
- 63 **Estakáda „Pružinka“ na diaľnici D1 Ladce – Sverepec**
Jana Gejdošová - Miroslav Maťaščík
- 67 **Spriahnuté betónové mosty na diaľnici D1 Ladce – Sverepec**
Rudolf Rakovský
- 73 **Výstavba letmo betónovaných mostov pomocou technologického zariadenia novej generácie**
Eduard Sedlák, Konštantín Kunderát

OPRAVY, REKONŠTRUKCIE, ZOSILŇOVANIE

- 79 **Oprava predpätej lávky cez Malý Dunaj v Bratislave**
Miroslav Červeňan, Stanislav Šuster, Ladislav Végh
- 83 **Spôľahlivostné hodnotenie a zvyšková životnosť existujúcich železobetónových mostných konštrukcií**
Peter Koteš – Josef Vičan

CONTENTS

RESEARCH, EXPERIMENTS, MONITORING

- 4** Load bearing capacity and deformation characteristics of steel locks of motorway concrete safety barriers
Martin Krížma, Terezia Nürnbergrová
- 10** Experimental and numerical analysis of the precast prestressed girder
Martin Moravčík, Juraj Bednárík, Petra Lesáková
- 17** Monitoring of the load-bearing structure of free cantilevercast in-situ concrete bridge near Fričovce
Konštantín Kunderát

BUILDING

- 24** Homogenization hall Holcim a.s. (Corp.) Rohožník
Jozef Pavlásek, Jozef Meliš, Miroslav Hanuš

BRIDGES, TUNNELS, UNDERGROUND STRUCTURES

- 28** Bridges with low tower in the Slovak republic
Ladislav Búci, Jaroslav Guoth, Adrián Chalupec, Adrián Sedlák
- 34** Flyover „Prievoz“ in Bratislava
Miroslav Maťaščík, Katarína Táboorská, Igor Masaryk
- 36** Čadca road bypass with the Horelica tunnel
Peter Máša
- 41** Concrete Flyovers of the “Apollo” Bridge
Miroslav Maťaščík, Igor Masaryk
- 43** Bridge over the Orava river and the railway tracks on the R3 expressway in section “Oravsky Podzámok – Horná Lehota”
Alexander Slávik, Martin Korbel
- 46** The bridge on the D1 motorway in section “Važec-Mengusovce”, constructed by incremental launching
Jaroslav Guoth, Matúš Búci, Václav Kvasnička
- 51** Prestressed concrete railway bridge in Šenkvice
Ján Kucharik, Rudolf Rakovský, Gabriel Tevec
- 58** Implementation of monolithic constructions
Lubomír Hrnčiar
- 63** Estakáda „Pružinka“ na diaľnici D1 Ladce – Sverepec
Jana Gejdošová - Miroslav Maťaščík
- 67** Composite concrete bridges on highway D1 Ladce – Sverepec
Rudolf Rakovský
- 73** Construction of free cantilever cast-in-situ concrete bridges with new generation technological equipment
Eduard Sedlák, Konštantín Kunderát
- ### REPAIR, RECONSTRUCTION, STRENGTHENING
- 79** Repair of pre-stressed footbridge over The Malý Dunaj in Bratislava
Miroslav Červeňan, Stanislav Šuster, Ladislav Végh
- 83** Reliability evaluation and remaining lifetime of existing reinforced concrete bridges
Peter Koteš – Josef Vičan

Úvodné slovo prezidenta Slovenského komitétu *fib*

Introductory address of the President of the Slovak *fib* committee



Slovenský komitét *fib*, predtým FIP pôsobí na Slovensku od jeho osamostatnenia v roku 1993. Za 13 rokov činnosti sa rozrástol a dostal do povedomia odbornej betonárskej verejnosti, najmä vďaka obetavej práci širokého okruhu dobrovoľných pracovníkov odborných, projekčných a realizačných firiem, vysokoškolských pedagógov a výskumníkov. Podobne, ako pri ostatných národných skupinách *fib*, naším vrcholným podujatím je národná konferencia *fib*. Tohto roku sa konferencia „Betón na Slovensku 2002-2006“ konala v apríli 2006 v Žiline. Konferencia ako príprava na celosvetový kongres *fib* v Neapole umožnila zrekapitulovať prácu širokého okruhu betonárov, ktorá sa za ostatné roky najvýraznejšie prejavuje v oblasti výstavby dopravnej infraštruktúry Slovenska. Betón, to nie sú len mosty a tunely.

Výstavba priemyselnej infraštruktúry, spojená najmä s boomom automobilového priemyslu na Slovensku, umožnila významný nárast výroby betónových prefabrikátov. Rastúce požiadavky na administratívne a bytové objekty viedli zas k širokému uplatneniu monolitického betónu.

Betón na Slovensku patrí dlhodobo medzi najobľúbenejšie konštrukčné stavebné materiály a to najmä vďaka bohatým surovinovým zdrojom a kvalitnému technickému zázemiu. Dostatok vzdelaných inžinierov a technikov je výsledkom viac ako 60-ročnej práce slovenských odborných a vysokých škôl, ktoré okrem toho, že sú nositeľmi vedy a pokroku, v úzkej spolupráci s praxou realizujú aj ďalšiu výchovu odborníkov pre špecifické potreby praxe.

Vzhľadom na finančnú náročnosť a časovú tieseň, táto národná správa poskytuje len úzke spektrum problematiky prezentovanej na národnej konferencii *fib* v Žiline.

doc. Ing. Milan Chandoga, PhD, v roku 1972 absolvoval Stavebnú fakultu SVŠT (teraz STU) v Bratislave. Po ukončení internej ašpirantúry v roku 1975 nastúpil do zamestnania na katedre Betónových konštrukcií a mostov, kde pôsobí i v súčasnosti. V roku 1992 založil firmu Projstar - PK spol. s r.o., ktorá sa venuje navrhovaniu a realizácii predpätých konštrukcií a prvkov. Nosným programom činnosti firmy je však výroba kotevných systémov Projstar - CH a EM monitorovacieho systému predpínacej sily. Je členom TK9 *fib* a od roku 2004 z titulu funkcie prezidenta slovenského komitétu *fib*, je členom medzinárodného výboru *fib*.

The Slovak *fib* committee, formerly FIP, has functioned in Slovakia since its independence in 1993. Over the 13 years of its activity it has expanded and found its way into the consciousness of the professional concrete public, thanks in particular to the dedicated work of a wide circle of volunteer employees of specialist, projecting and implementation firms, university pedagogues and researchers. As with other national *fib* groups, our peak event is the national *fib* conference. This year the conference “Concrete in Slovakia 2002-2006” was held in April in Žilina. The conference – as a preparation for the world-wide *fib* congress in Naples – enabled a recapitulation of the work of a wide circle of concreters, which as in other years has most expressively shown itself in the area of construction of Slovakia’s transportation infrastructure. Concrete is not only bridges and tunnels. Industrial infrastructure construction, mostly relating to the boom of the automobile industry in Slovakia, has made possible a significant increase in the manufacture of concrete prefabricates. Growing demand for administrative and residential buildings has, again, led to the wide application of monolithic concrete.

For a long time now concrete has featured among Slovakia’s favourite construction building materials, and this chiefly due to its rich natural resources and quality technical background. The good supply of educated engineers and technicians is the result of more than 60 years of work by Slovak specialist and university schools which, apart from being centres of science and progress, carry out, in close cooperation with practice, the further training of specialists for the specific needs of the trade.

In light of financial and time restraints, this national report provides only a narrow spectrum of the issues presented at the 2006 *fib* national conference in Žilina.

Doc. Ing. Milan Chandoga, PhD graduated in 1972 from the SVŠT (now STU) Civil Engineering Faculty in Bratislava. After the completion of his internal doctoral study in 1975, he became a staff member at the Faculty’s Concrete Constructions and Bridges department, where he is employed today. In 1992 he founded the firm Projstar-PK spol. s r.o., which undertakes the projecting and implementation of pre-stressed constructions and elements. The main program of the firm’s activity however is the manufacture of Projstar - CH anchoring systems and of EM monitoring system of pre-stress force. He is a member of TK9 *fib* and from 2004, within his office as President of the Slovak *fib* committee, is a member of the *fib* International Board.

Únosnosť a pretvárne charakteristiky oceľových zámkov betónových diaľničných zvodidiel

Load bearing capacity and deformation characteristics of steel locks of motorway concrete safety barriers

Martin Križma – Terezia Nürnbergerová



Experimentálno - teoretický výskum deformačných vlastností a hodnôt únosnosti zvislých oceľových zámkov betónových zvodidiel výšky 810 a 1200 mm. Skúšky zámkov zvodidiel s výškou 810 mm sa realizovali na skutočných zvodidlách. Pre zvodidlá s výškou 1200 mm sa navrhla metóda simulácie ťahového napätia v samotných zámkoch - skúška sa uskutočnila na samostatných kotviacich segmentoch. Počas zaťažovania sa sledoval proces deformácie jednotlivých zložiek oceľového zámku.

1. ÚVOD

Diaľničné zvodidlá sú súčasťou zabezpečovacích zariadení v cestnej doprave. Zvodidlo svojou deformáciou musí absorbovať energiu vozidla pri náraze. Pre zabezpečenie správnej funkcie zvodidiel sa vyžaduje splnenie viacerých podmienok, napr.: zachovanie celistvosti zvodidla, dodržanie hodnoty priečnej deformácie, a pod. Betónové zvodidlá sa používajú v prípadoch keď treba dosiahnuť vyššiu úroveň zadržania. Prefabrikované betónové zvodidlá pozostávajú z dielcov spojených oceľovými zámkami. Zámky zaisťujú celistvosť zvodidla a pri havárii slúžia ako tlmiace prvky deformačných zón, pričom sú namáhané prevažne ťahom. V technických predpisoch [1], okrem požiadaviek na zvodidlá a ich skúšky, sú definované aj hodnoty minimálnej ťahovej sily pri porušení. V spolupráci s firmou Doprastav Bratislava, SR sa navrhla experimentálna metodika simulácie reálneho ťahového pôsobenia v zámkoch. Pôvodné skúšky zámkov v samotných zvodidlách, uskutočnené v roku 2000 [2], sa nahradili oddelenými skúškami zámkov. V príspevku sú uvedené výsledky dosiahnuté pri oboch typoch skúšok. Experimentálne výsledky tvorili podklady ku globálnemu hodnoteniu spoľahlivosti zámkov zvodidiel a pre udelenie certifikačného osvedčenia.

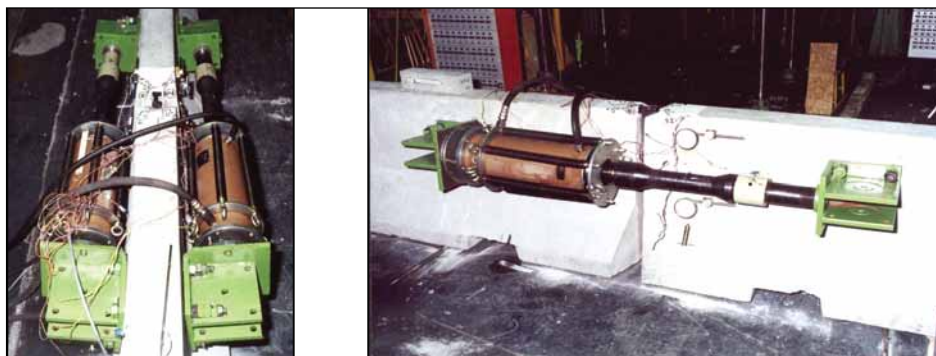
Experimental - theoretical research of the deformation properties and load bearing capacity of the vertical steel locks of the concrete safety barriers 810 and 1200 mm high. The locks of the safety barriers 810 mm high were tested on real barriers. The method of simulation of the tensile stress in locks were designed for the barriers 1200 mm high - the tests were realised on the detached anchoring segments. The deformation process of the individual components of the steel locks was observed during loading.

1. INTRODUCTION

The motorway concrete safety barriers are a part of the safety facilities in road transport. The safety barrier by its deformation must absorb the energy of the vehicle at impact. To ensure the proper function of the barriers several conditions must be fulfilled, e.g. the barrier has to keep its wholeness as well as the value of the lateral deformation, etc. The concrete safety barriers are used in cases where a higher level of restraint is required. Precast concrete safety barriers consist of units connected with steel lock. The locks ensure wholeness of the barrier and at the impact, they react as damping elements of the deformation areas being stressed mostly in tension. In technical regulation [1], besides the general requirements on the safety barriers and their tests, the values of the minimal tensile force at failure are defined. In co-operation with the company Doprastav Bratislava, SR an experimental method simulating the real tensile action in barrier locks was designed. The previous tests of locks on the real barriers, carried out in the year 2000 [2], were replaced by the single tests of the locks. The obtained experimental results created background for the global evaluation of the reliability of the safety barriers locks and for the acquirement of the certification license.

Ing. Martin Križma, PhD., Ústav stavebníctva a architektúry SAV, Dúbravská cesta 9, 845 03 Bratislava, SR

Ing. Terezia Nürnbergerová, PhD, Ústav stavebníctva a architektúry SAV, Dúbravská cesta 9, 845 03 Bratislava, SR



Obr. 1 Pohľad zhora na hydraulické valce, bočný pohľad na zaťažovaciu zostavu

Fig. 1 Top view on hydraulic jacks, side view on loading configuration

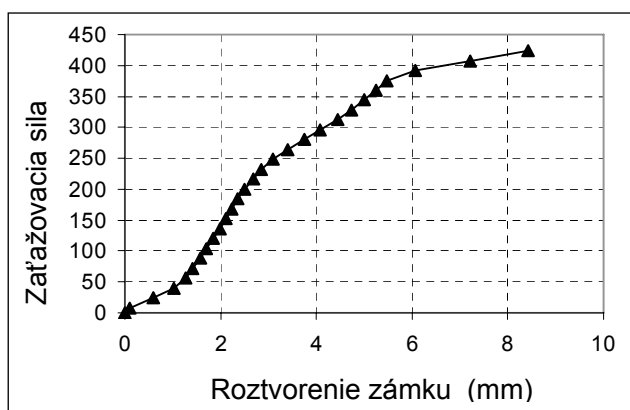
2. SKÚŠKY REÁLNYCH ZVODIDIEL

Deformačné vlastnosti a únosnosť zámku sa skúšali na skutočnom zvodidle vysokom 810 mm. Zámok zvodidla tvorili ocelové zvarence – uzávery, pozostávajúce z dvoch U profilov č. 50 zabudovaných v oboch čelách prvku. Spojovacím prvkom susedných uzáverov bol ocelový valcovaný profil I 80 dĺžky 600 mm. Zaťažovacia sila F sa vyvolala pomocou dvoch hydraulických valcov o kapacite $F_v = 400$ kN, umiestnených po oboch stranách skúšaných zvodidiel tak, aby výslednica ťahových síl pôsobila v ťažisku zvodidla (Obr. 1).

Zámok zvodidiel bol namáhaný postupne sa zvyšujúcim zaťažením až do porušenia. Hodnota zaťažovacieho stupňa bola $\Delta F = 16$ kN. Počas skúšky sa zaznamenávali roztvorenia ocelových prvkov zámku a pretvorenia betónu príľahlej časti zvodidiel. Registroval sa aj vznik a rozvoj trhlin [2]. Priemerné hodnoty nameraných roztvorení ocelového zámku sú vynesené na obr. 2 v závislosti od ťahovej zaťažovacej sily F . Skúmanú závislosť možno rozčleniť na tri charakteristické časti.

- Na začiatku zaťažovania, približne do sily $F = 80$ kN, prebieha dosadenie prírub spojovacieho I profilu na hrany ocelových uzáverov.
- Pružné správanie sa materiálu charakterizované lineárnou závislosťou sa prejavuje do sily $F = 220$ kN (stredná časť krivky).
- V hornej časti krivky je vidieť akceleráciu deformácie ako dôsledok pružno-plastického správania sa materiálu zámku a rozvoja trhlin v príľahlej betónovej časti zvodidla.

Proces porušovania zámku zvodidiel úzko súvisí s tvorbou trhlin. Najskôr boli na povrchu spozorované vodorovné trhliny, ktoré sa pri zvyšovaní zaťaženia šírili smerom dolu. Ťahovú silu postupne preberala kotviaca výstuž, čo sa prejavilo na vzniku a rozvoji ďalších trhlin a už spomínanej akcelerácii pretvorenia. Odolnosť ocelového zámku zvodidla sa určila na základe maximálnej



Obr. 2 Merané roztvorenia zámku zvodidla v závislosti od zaťažovacej sily

2. TESTS OF REAL BARRIERS

The deformation properties and the resistance of the lock were tested on the real barrier 810 mm high. The lock was created by two steel weldments – closings that consisted of two steel profiles U 50, built-in in both faces of the barrier. Two adjacent closings were connected with the steel rolled profile I 80, 600 mm long. The loading force F was induced by means of two hydraulic jacks with capacity of $F_v = 400$ kN placed on either side of the tested barrier in such a way that the resultant of the tensile forces acted in the centroid of the barrier (Fig. 1).

The lock of the barriers was tested under step-by-step increasing load up to the failure. The value of the loading step was $\Delta F = 16$ kN. During the test the opening of the steel elements of the lock were registered as well as the deformations of the concrete of the adjacent part of the barriers and characteristics of cracking [2]. The average values of the measured openings of the steel lock are plotted in Fig. 2 in dependence on the tensile loading force F . Three characteristic parts of the investigated relationship may be recognised.

- At the beginning of loading, approximately up to the force $F = 80$ kN, the bearing of the flanges of the connecting I profile on the edges of the steel closings is taking place.
- The elastic behaviour of material characterised by the linear dependence manifests itself approximately up to the force $F = 220$ kN (the middle part of the curve).
- In the upper part of the curve the acceleration of the deformation can be seen, resulting from the elastic-plastic behaviour of the lock material and the cracks development.

The failure process of the lock is closely related to cracking.

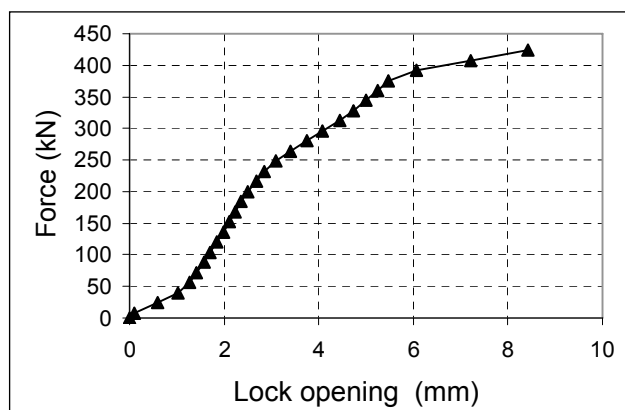
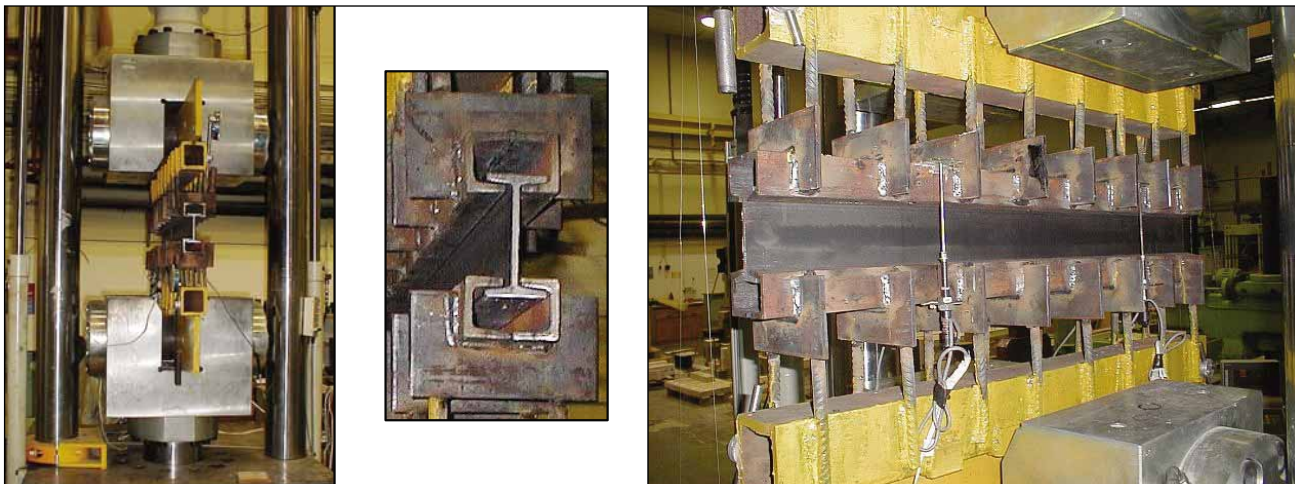


Fig. 2 Measured openings of the lock in dependence of the loading force



Obr. 3 Celkové usporiadanie skúšky a detail spojky a uzáverov zámku

Fig. 3 Test configuration and detail of the joint and locks of the lock

ťahovej sily dosiahnutej pri porušení, ktorá bola $F_u = 496$ kN. Predpísaná hodnota ťahovej sily vyplývajúca z dynamických analýz je $F_{lim} = 400$ kN, rezerva spoľahlivosti vyjadrená súčiniteľom $\gamma = F_{max}/F_{lim} = 1,24$.

3. SKÚŠKY KOTVIACICH SEGMENTOV

V roku 2003 sa nadviazalo na predchádzajúce experimenty. Skúšali sa upravené zámky symetrických betónových diaľničných zvodidiel typu „New Jersey“ výšky 1200 mm. Cieľom skúšok bolo určenie tak pracovných diagramov až po požadovanú hodnotu maximálnej zaťažovacej sily $F_{lim} = 700$ kN, ako aj skutočnej únosnosti zámkov [3].

Zámok betónového zvodidla má konštrukčnú výšku 1000 mm a skladá sa z dvoch valcovaných a dodatočne zvarovaných uzáverov 2xU50 a z ôsmich (zámky BZV1 – BZV3) alebo deviatich (zámok BZV4) stužujúcich priečných kovových platní, na ktoré sú privarené prúty betonárskej výstuže. Spojenie dvoch susedných blokov zvodidla je zabezpečené pomocou oceľového válcovaného profilu I100 – zámky BZV1–3, alebo I80 – zámok BZV4.

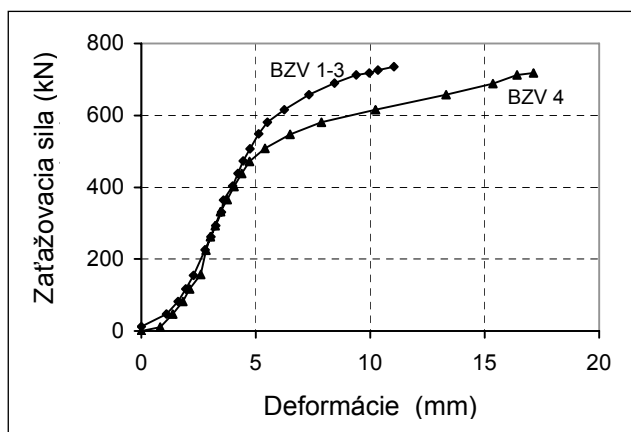
Odkúšali sa celkove štyri zámky, štvrtý zámok s modifikovanými rozmermi. Zámky boli namáhané osovým ťahom pomocou špeciálne navrhnutého uchyťavacieho zariadenia. Každá polovica

First, the horizontal cracks on the surface were observed that spread downward with increasing load. The tensile force was gradually taken over by the anchoring reinforcement, which was expressed by the development of further cracks and the acceleration of the deformation. The resistance of the steel lock was determined as the maximal tensile force reached at failure, which was $F_u = 496$ kN. The prescribed value of the tensile force resulting from the dynamic analyses is $F_{lim} = 400$ kN, the reserve of reliability expressed by the coefficient $\gamma = F_{max}/F_{lim} = 1,24$.

3. TEST OF THE ANCHORING SEGMENTS

The experiments continued in the year 2003. The adapted locks of the symmetrical concrete motorway safety barriers of the type “New Jersey” 1200 mm high were tested. The aim of the experiments was the determination of the stress-strain curves up to the required value of the maximal force $F_{lim} = 700$ kN and the real load bearing capacity of the locks [3].

The lock of the concrete barrier has structural height of 1000 mm and consists of two rolled and additionally welded closings 2x U50 and of eight (locks BZV1 – BZV3) or of nine (the lock BZV4) stiffening transversal metal plates. The reinforcing rods are welded to these metal plates. The connection of two adjacent parts of the barrier is provided by



Obr. 4 Priemerné hodnoty pozdĺžnych deformácií zámkov

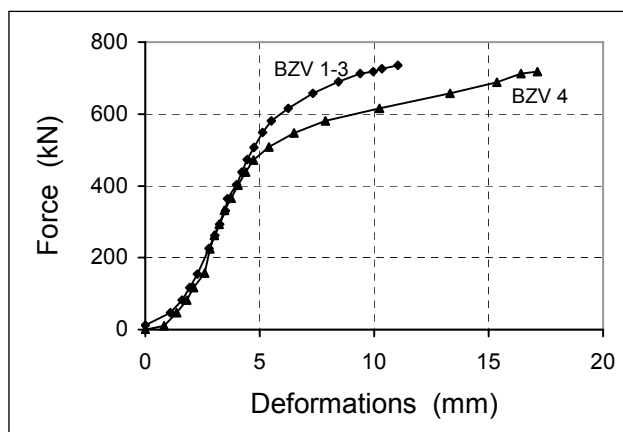


Fig. 4 Average values of the longitudinal deformations of the locks

uchytávacieho zariadenia pozostávala z ocelevej platne hrúbky 20 mm, privarenej k pozdĺžnemu roznášaciemu nosníku profilu 2L100. Uzávery zámkov – 2U50 boli privarené k roznášacím prvkom prostredníctvom betonárskej výstuže (obr. 3).

Celková pozdĺžna deformácia zámku sa sledovala pomocou štyroch odporových prietáhomerov s citlivosťou 0,025 mm. Zámok s označením 1 sa skúšal pri stupňovite rastúcom zaťažení, prírastok zaťaženia bol $\Delta F = 35$ kN. Na každom zaťažovacom stupni sa zaznamenávala reálna zaťažovacia sila F a pozdĺžne deformácie zámku. Tento zaťažovací postup sa aplikoval až do predpísanej hodnoty zaťažovacej sily $F_{lim} = 700$ kN. Po dosiahnutí tejto hodnoty sa merania ukončili a zámok sa ďalej zaťažoval až do porušenia – prudko narastali plastické deformácie a hodnota zaťažovacej sily už nestúpala. Maximálna hodnota sily, ktorá reprezentuje únosnosť zámku sa odčítala priamo z riadiaceho počítača.

Ostatné zámky boli skúšané v tuhom zaťažovacom režime, riadiacou veličinou bola dráha čelustí zaťažovacieho zariadenia. Rýchlosť zaťažovania bola $v = 0,01$ mm.s⁻¹, pričom sa kontinuálne zaznamenával dráhový a silový výstup zo zaťažovacieho zariadenia a hodnoty meraní štyroch odporových snímačov. Tak ako v prípade prvého zámku, skúška sa prerušila pri hodnote sily $F = 700$ kN. Po demontáži meracích zariadení skúška pokračovala až do zaznamenania poklesu zaťažovacej sily.

Maximálna hodnota sily F_{lim} sa určila z pracovného diagramu. Okrem pozdĺžnych deformácií sa po ukončení skúšky meralo i roztvorenie drážok spodného a horného uzáveru zámku.

Priemerné hodnoty pozdĺžnych deformácií zámkov sú zobrazené na obr. 4. Deformácie zámkov BZV1-3 sa navzájom líšili len málo, takže na obr. 4 sú vynesené spriemerované hodnoty pre všetky tri zámky. Podobne ako pri skúškach zámkov reálnych zvodidiel aj tu priebeh deformácií možno rozčleniť do troch častí.

- Dosadenie prírub spojok na hrany uzáverov prebieha približne do sily $F = 200$ kN a prejavuje sa nelineárnym priebehom deformácie.
- Stredná, lineárna časť závislosti odpovedá pružnému správaniu sa materiálu medzi silami $F = 200$ až 500, resp. 600 kN.
- Elasticko-plastické pretváranie zámkov, t.j. roztváranie sa drážok uzáveru a otláčanie prírub spojok charakterizované prudkým nárastom deformácií sa prejavuje v hornej časti krivky.

Uvedené poznatky sú v súlade so závermi skúšok na reálnych zvodidlách. Navyiac sa pri týchto skúškach výraznejšie prejavuje spôsob zaťažovania. Pri skúškach celých zvodidiel mohol zámok počas skúšky dosadať. Skúšky kotviacich segmentov v osovom ťahu boli prevedené "natvrdo" a nepresnosť pri zhotovení zámku sa prejaví výraznejšie. Tento spôsob skúšky zámkov poskytuje výsledky, ktoré sú na strane bezpečnosti.

Pozdĺžne deformácie zámkov pri predpísanej zaťažovacej sile $F = 700$ kN sa nachádzajú v hornej časti stúpajúcich vetiev pracovných diagramov. Vzhľadom na skutočnosť, že ide o krátkodobé pôsobiace zaťaženie, nepredstavujú významný vplyv na celkové porušenie zámku. Hodnoty deformácií sú uvedené v tab. 1. Celkové pozdĺžne deformácie zámku BZV4 sú ovplyvnené použitou spojkou – I80. Deformácie pri sile $F = 700$ kN sú cca 1,5 násobne väčšie ako deformácie zámkov BZV1 až 3. Takže aj vplyv zosilnenia uzáveru o pridanú platňu P90/8-180 výrazne neovplyvní pretvárne vlastnosti zámku ako celku. Odpovedá tomu i porovnanie krajných roztvorení drážok po ukončení skúšky – roztvorenie kritického horného uzáveru zámku BZV4 je v porovnaní s ostatnými zámkami najmenšie (Obr.5). Možno teda konštatovať, že proces porušovania zámkov je výrazne ovplyvnený veľkosťou použitého I profilu spojky. Hodnoty vynesené na obr. 5 tiež signalizujú, že najväčšie roztvorenia drážok sú pri okrajoch, zámok tesne pred porušením má charakter

means of the steel rolled profile I100 – locks BZV1–3, or I80 – lock BZV4. Overall four locks were tested, the fourth lock with modified dimensions. The locks were loaded by axial tension by means of the special designed gripping device. Each half of the gripping device consisted of the steel plate 20 mm thick, welded to the longitudinal spread beam 2L100. The closings of the lock – 2U50 were welded to the spread elements through the reinforcing bars (Fig. 3).

The total longitudinal deformation of the lock was registered by means of four resistance strain gauges with the sensitivity of 0,025 mm. The lock denominated BZV1 was tested under step-by-step increasing load with the increment of $\Delta F = 35$ kN. At each loading step the real loading force F and the longitudinal deformations of the lock were registered. The described loading method was applied up to the prescribed value of the force $F_{lim} = 700$ kN. After this value was reached, the measurements were stopped and the lock was further loaded up to the failure – the plastic deformations grew rapidly and the value of the loading force ceased to grow. The maximum value of the force, which represents the load bearing capacity of the lock, was taken off directly from the controlling computer.

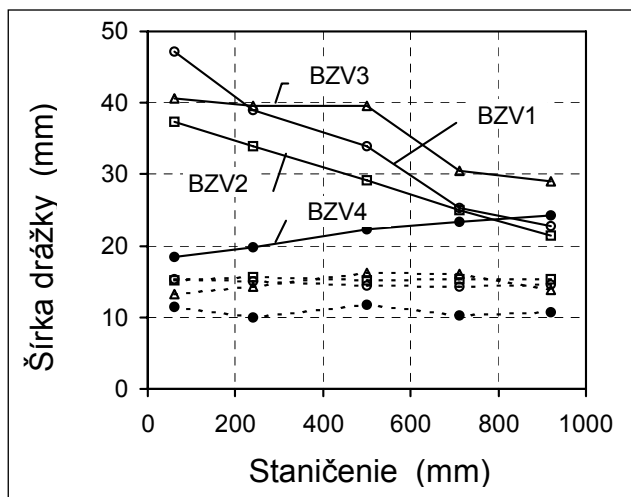
Other locks were tested under stiff loading regime, the hydraulic jack path being the control value. The loading speed was $v = 0,01$ mm.s⁻¹, the path and force output from the loading device and measured values from four resistance strain gauges were registered continually. Likewise as in the case of the first lock, the tests were interrupted after the force $F = 700$ kN was reached. After removing the measuring equipment the tests continued until the drop of the loading force was registered. The maximal value of the force F_{lim} was determined from the stress-strain curve. In addition to the longitudinal deformations also the openings of the slots of the upper and lower closing of the lock were measured.

The mean values of the longitudinal deformations of the locks are plotted in Fig. 4. The deformations of the locks BZV1–3 differed only little therefore averaged values of all three locks are plotted in Fig. 4. Analogous to the previous tests, the course of the load-deformation curves may be sectionalised into three parts.

- Bearing of the flanges of the connection against the edges of closings takes place up about the force $F = 200$ kN and is represented by the non-linear course of the deformation.
- The middle, linear part of the relationship corresponds to the elastic behaviour of material between forces $F = 200$ to 500, or 600 kN.
- The elastic-plastic deformation of the locks i.e. the opening of the closings slots characterised by the intense growth of the deformations manifests itself in the upper part of the curve.

These observations are in agreement with results of the tests on the real barriers. More so, the effect of loading mode is more expressive. During the tests on the real barriers, the lock could bear against the concrete. In this case, the tests of anchoring segments in axial tension were realised as "stiff" and any inaccuracy in the lock construction shows itself pronouncedly. The mentioned testing method of the locks gives results, which are on the safe side.

The longitudinal deformations of the locks at the prescribed value of the force $F = 700$ kN are on the upper part of the ascending branches of the stress-strain curves. Regarding the fact that it was short-term load these deformations



Obr. 5 Roztvorenie drážok úchyto

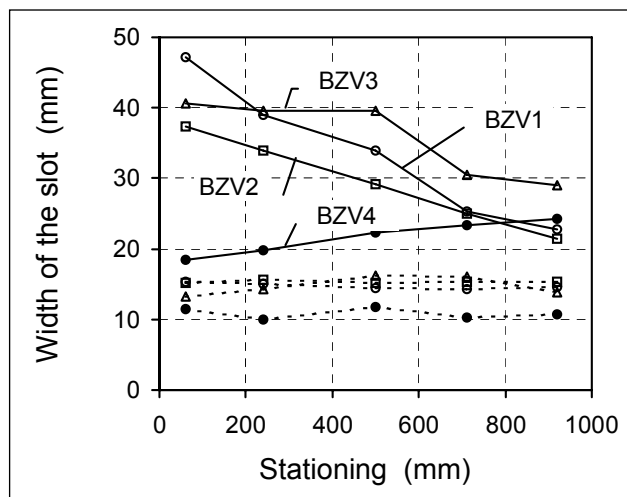
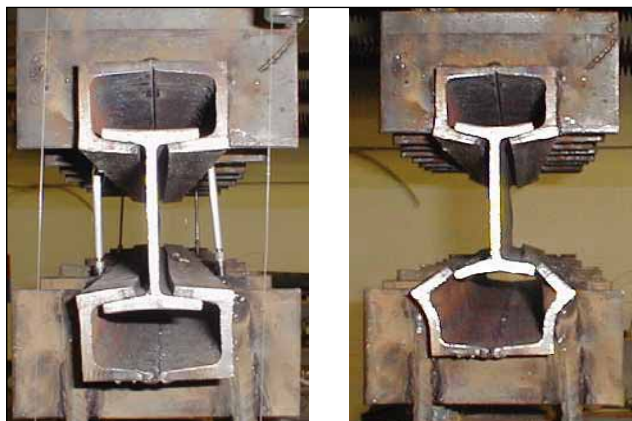


Fig. 5 Opening of the lock slots

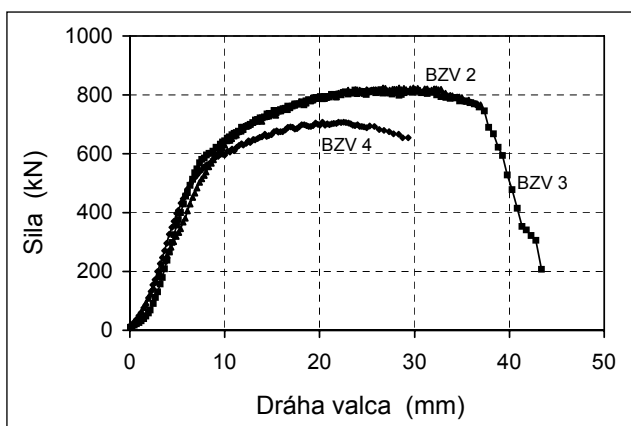


Obr. 6 Deformácia zámku a spojky

Fig. 6 Deformation of the lock and the joint

“zipsového efektu”. Spôsob deformácií uzáverov a spojok zámku je ilustrovaný na obr. 6.

Okrem zámku BZV1, ktorý bol skúšaný v mäkkom režime sa hodnota sily pri porušení určovala zo vzťahu zaťažovacia sila F vs. dráha zaťažovacieho valca δ . Na obr. 7 sú tieto vzťahy uvedené pre všetky tri ostatné zámky. Celkové hodnoty únosnosti sú uvedené v tab. 2. Rezerva spoľahlivosti vyjadrená súčiniteľom $\gamma = F_{max}/F_{lim} = 1,17$, pre zámok BZV4 $\gamma = 1,03$.



Obr. 7 Zaťažovacia sila F vs. dráha zaťažovacieho valca γ

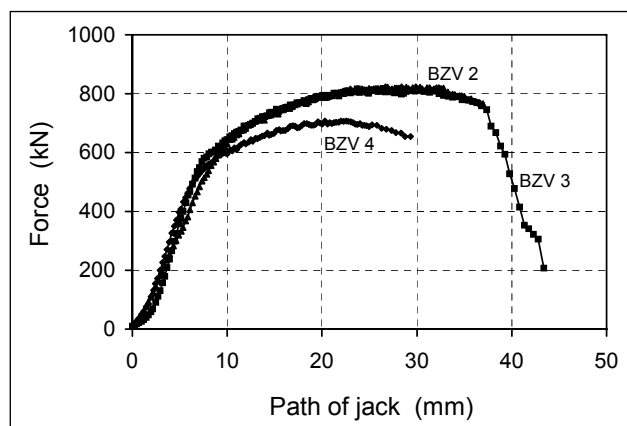


Fig. 7 Loading force F vs. path of loading jack γ

do not effect the total failure of the lock. The values of the deformations are given in Table 1. The total longitudinal deformations of the lock BZV4 are effected by the applied connection – steel rolled profile I80. The deformations at the force $F_{lim} = 700$ kN are circa 1.5 times bigger than the deformations of locks BZV1 – BZV3. Neither the strengthening of the closing with the additional plate P90/8-180 influence significantly the deformation properties of the lock as a whole. It corresponds with the comparison of the outer openings of the slots after test – the opening of the critical upper closing of the lock BZV4 is the smallest compared to the other locks (Fig. 5). It may be stated that the failure process of the locks is significantly influenced by the size of the employed I profile of the connection. The values plotted in Fig. 5 also signalled that the biggest openings of slots were near the ends of the lock, the lock immediately before the failure gapes zipper like. The deformations of the closings and connection of the lock are illustrated in Fig. 6.

Except the lock BZV1 that was tested under soft regime the value of the loading force at failure was determined from the relations loading force vs. path of the loading jack δ . These relationships for all three locks are plotted in Fig. 7. The values of the load bearing capacity are given in Table 2. The reserve of reliability expressed by the coefficient $\gamma = F_{max}/F_{lim} = 1,17$, for the lock BZV4 $\gamma = 1,03$.

4. ZÁVERY

Zámky z vodidlá dĺžky 810 mm tvorené zváranými valcovanými profilmi 2U 50 o dĺžke 600 mm a spojku z valcovaného profilu I80 preukázali pri skúške ťahom pomerne veľkú únosnosť $F_{u,pr} = 496$ kN, pri malom pretvorení. Pretvorenie zámku sa začalo neúmerne zväčšovať až v štádiu porušovania v dôsledku plastických deformácií. Rezerva spoľahlivosti zámku vyjadrená globálnym súčiniteľom spoľahlivosti $\gamma = F_{max}/F_{lim} = 1,24$.

Upravené zámky BZV1 až BZV3 dĺžky 1000 mm so spojku z valcovaného profilu I100 dosiahli pri skúškach relatívne vysokú priemernú únosnosť $F_{u,pr} = 823,8$ kN. Tejto hodnote odpovedá globálny súčiniteľ spoľahlivosti $\gamma = F_{max}/F_{lim} = 1,17$. Pozdĺžne deformácie $\Delta \cong 9,0$ mm pri sile $F_{lim} = 700$ kN sa nachádzajú v hornej časti pracovného diagramu. Vzhľadom na charakter pôsobenia zaťaženia neovplyvnia celkovú únosnosť zámku. Pri upravenom zámku BZV4, dĺžky 1000 mm so spojku s valcovaným profilom I80 sa dosiahla únosnosť $F_{u,pr} = 718,3$ kN, zodpovedajúci globálny súčiniteľ spoľahlivosti bol $\gamma = F_{max}/F_{lim} = 1,03$. Pozdĺžne deformácie $\Delta \cong 14,0$ mm pri sile $F_{lim} = 700$ kN sa nachádzajú v hornej časti pracovného diagramu a dosahujú 1,5 násobku deformácií zámkov so spojku I100.

Použitá skúšobná metóda poskytuje spoľahlivé výsledky pri značnej finančnej a časovej úspore. Dosiahnuté výsledky vytvorili základ pre ohodnotenie globálnej spoľahlivosti navrhnutých zámkov z vodidiel.

LITERATÚRA

- [1] TP 1/2005 Zvodidlá na pozemných komunikáciách. Zaťaženie, Stanovenie úrovne zachytenia na PK, Projektovanie individuálnych zvodidiel. MDPT SR, Sekcia dopravnej infraštruktúry, 2005.
- [2] Hanečka, Š. – Križma, M.: Protokol o výsledkoch skúšky betónových zvodidiel výšky 810 mm s upraveným zámkom. Expertízna správa - Doprastav, a.s. GR Bratislava, ÚSTARCH SAV Bratislava, 2000.
- [3] Križma, M. – Pitoňák P, A.: Stanovenie pracovných diagramov a únosnosti upravených zámkov z vodidiel DPS – BZV výšky 1200 mm, Expertízna správa - Doprastav, a.s. GR Bratislava, ÚSTARCH SAV Bratislava, 2003.

POĎAKOVANIE

Príspevok bol čiastočne sponzorovaný v rámci grantového projektu GP 2/6107/6 Grantovej agentúry VEGA Ministerstva školstva SR a Slovenskej akadémie vied.

Ing. Martin Križma, PhD., samostatný vedecký pracovník Ústavu stavebníctva a architektúry SAV v Bratislave, vedúci oddelenia konštrukcií. Zaoberá sa problematikou medzných stavov použiteľnosti konštrukcií z moderných progresívnych a tradičných materiálov pri špecifickom druhu zaťaženia.

Ing. Terezia Nürnbergerová, PhD., samostatný vedecký pracovník Ústavu stavebníctva a architektúry SAV v Bratislave. Zaoberá sa problematikou medzných stavov použiteľnosti betónových konštrukcií.

4. CONCLUSIONS

The locks of the barriers 810 mm high, created by the welded rolled profiles 2U 50 with the length of 600 mm and the connecting rolled profile I80 have shown relatively large load bearing capacity $F_{u,pr} = 496$ kN at small deformations. The deformation of the lock started to expand excessively only at the state of failure following the plastic deformations. Reliability reserve of the lock expressed by the global coefficient reliability $\gamma = F_{max}/F_{lim} = 1,24$.

The adapted locks BZV1 to BZV3, 1000 mm long, connected with the steel rolled profile I100 exhibited relatively high average load bearing capacity $F_{u,av} = 823.8$ kN. Corresponding global reliability coefficient was $\gamma = F_u/F_{lim} = 1.17$. The longitudinal deformations $\Delta \cong 9.0$ mm at the force $F_{lim} = 700$ kN are in the upper part of the stress-strain curve. Regarding the character of loading they do not influence the total load bearing capacity of the lock. The load bearing capacity of the adopted lock BZV4, 1000 mm long, connected with the steel rolled profile I80 was $F_{u,av} = 718.3$ kN, corresponding global reliability coefficient was $\gamma = F_u/F_{lim} = 1.03$. The longitudinal deformations $\Delta \cong 14.0$ mm at the force $F_{lim} = 700$ kN achieved 1.5 multiple of the deformations of the locks with the connection I100.

The applied testing method provides reliable results at the substantial savings of finance and time. The obtained results created the basis for the evaluation of the global reliability of the designed locks of the concrete safety barriers.

REFERENCES

- [1] TP 1/2005 Safety barriers on the overground communications. Load, Determination of restraint level on the GC, Design of individual safety barriers. MDPT SR, Department of traffic infrastructure, 2005.
- [2] Hanečka, Š. – Križma, M.: Protocol on test results of concrete safety barriers 810 mm high with adapted lock. Report for Doprastav, a.c. GR Bratislava, ÚSTARCH SAV Bratislava, 2000.
- [3] Križma, M. – Pitoňák P, A.: Determination of load-deformation curves and load bearing capacity of adapted locks of safety barriers 1200 mm high, Report for Doprastav, a.c. GR Bratislava, ÚSTARCH SAV Bratislava, 2003.

ACKNOWLEDGEMENT

Presented work was partially supported by the Grant Project No. 2/6107/6 of the Grant Agency VEGA of the Slovak Ministry of Education and Slovak Academy of Sciences.

Martin Križma, MSc., PhD., is a senior research worker at the Institute of Construction and Architecture, SAS in Bratislava, the head of the Department of Structure. He is concerned with the problems of the serviceability limit states of the structures from both traditional and modern progressive materials under specific types of load.

Terezia Nürnbergerová, MSc., PhD., is a senior research worker in the Department of Structure at the ICASA in Bratislava, Slovakia. She is concerned with the experimental research of deformational properties of structural concrete elements.

Experimentálna a numerická analýza vopred predpätého väzníka

Experimental and numerical analysis of the precast prestressed girder

Martin Moravčík – Juraj Bednárík - Petra Lesáková



Prefabrikácia predstavuje v súčasnosti významný článok stavebnej výroby v pozemných aj inžinierskych konštrukciách. Článok sa zaoberá experimentálnou a numerickou analýzou vopred predpätého prefabrikovaného nosníka, určeného ako väzník pre skeletové systémy obchodných centier. Nosník bol podrobený meraním hlavných pretvárných veličín pri predpínaní ako aj počas zaťažovacej skúšky realizovanej až do porušenia nosníka. Následne bola vykonaná nelineárna numerická analýza ako aj výpočet uvedených veličín podľa Eurokódu.

Precasting is the important component of the building production in civil engineering. The experimental and numerical analysis of the precast prestressed girder is performed in this paper. That girder is used as a tie-beam for the large span skeleton system of shopping centres. The main mechanical parameters of the girder during prestressing transfer and the load testing was observed. The nonlinear numerical analysis and standard approach according to Eurocode of crucial observed parameters of the girder was realised.

1. ÚVOD

S rozvojom a zdokonaľovaním materiálovej základne, hlavne betónu ako aj konštrukčných systémov, sa rozvíjajú viaceré aplikácie prefabrikovaných systémov do praxe. V súčasnosti umožňuje prefabrikácia realizovať zložité konštrukčné detaily, spĺňať náročné požiadavky na povrchové úpravy konštrukcií a zvládať náročné termínové požiadavky na realizáciu stavebného diela. Technológia výroby veľkorozponových predpätých prvkov bola spustená v PREFA Sučany a.s. roku 2004 a prvými konštrukčnými prvkami, ktoré sa začali vyrábať boli strešné predpäté väzníky. Jedná sa hlavne o priamopásové prosté nosníky prierezu obdĺžnik. T a I, rozpätia do 25 až 30 m.

Vzhľadom k skutočnosti, že sa jednalo o novú technológiu, ktorá sa v podniku začala používať, došlo medzi vedením podniku PREFA Sučany, Stavebnou fakultou ŽU Žilina a projektovou kanceláriou PRO ARCH Ružomberok, ako hlavným projektantom k rozhodnutiu o vykonaní overovacej statickej zaťažovacej skúšky strešného väzníka. Skúška bola vykonaná aj v spolupráci s firmou PROJSTAR-PK, s.r.o Bratislava, za účasti doc. Jaroševiča, ktorá zabezpečovala snímanie predpínacej sily počas napínania ako aj počas zaťažovacej skúšky.

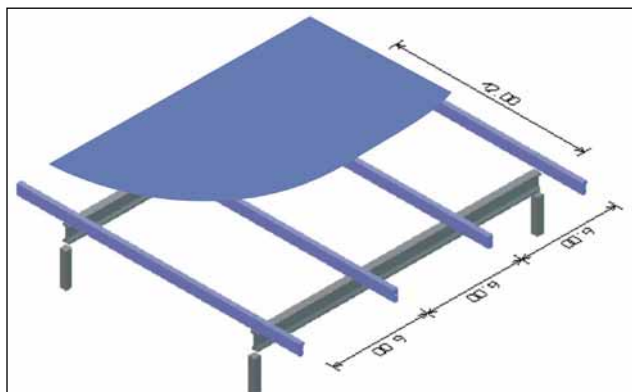
1. INTRODUCTION

Development in precast elements being gone hand to hand with improvement of material base and structural systems. Complicated structural details, ambitious demands to quality of surface arrangements and a strait time schedule of works can be satisfied using precasting technology at present. The experimental testing of the new prestressed girder was performed because of the new prestressing line has been implemented in the company PREFA Sucany since 2004. The company have been started to produce various types of the rod precast prestressed elements for skeleton and roof systems, mainly for shopping centres. Rectangular, I, TT, or shapes are common used shapes of girders. Extending the production required verification of some physical and mechanical parameters designed and manufactured precast prestressed elements. Experimental testing were realised with the cooperation company PREFA Sucany, Inc., University of Zilina, design company PRO ARCH Ltd. and company PROJSTAR PK, Ltd. One of distributed precast tie-beams for the big shopping centres Kaufland has been chosen for experimental and numerical testing. Original manufactured girder with 24,0 m length was reduced to 18,0 m for experimental purposes. The general aims of the experimental test are following:

doc. Ing. Martin Moravčík, PhD., Katedra stavebných konštrukcií a mostov, Stavebná fakulta, Žilinská univerzita, Komenského 52, 010 26 Žilina, tel. +421-41-5135680, fax. +421-41-5135690, e-mail: martin@fstav.utc.sk.

Ing. Juraj Bednárík, PREFA Sučany a.s., Podhradská cesta 2, 038 52 Sučany, tel. +421-43-4293385, fax. +421-43-4293050, e-mail: bednarik@prefa-su.sk.

Ing. Petra Lesáková, Katedra stavebných konštrukcií a mostov, Stavebná fakulta, Žilinská univerzita, Komenského 52, 010 26 Žilina, tel. +421-41-5135666, e-mail: lesakova@fstav.utc.sk.



Obr. 1 Schéma vyšetřovaného vřznřka v reálnom skeletovom systéme

Fig. 1 Scheme of the investigated girder in skeleton system

Hlavné sledované ciele zařařovacej skúšky možno rozdeliť nasledovne:

- overenie vnesenia predpřnacích síl a vzopätia nosníka,
- overenie kapacity nosníka pre projektované zařařenie, pričom sa simulovalo skutočné zařařenie strešného plášťa, obr. 1,
- sledovanie chovania nosníka v stave po vzniku trhlin,
- dosiahnutie stavu medznej únosnosti nosníka.

Nosník bol vyrobený na novej predpřnacej linke vo výrobnjej hale Prefy pre obchodné centrum Kaufland Zlín. Pôvodne projektovaný vřznřik dĺžky 24 m bol redukovaný na 18 m vřznřik prispôsobený pre experiment svojim tvarom aj vystužením.

Reálne zařařenie strešného plášťa predstavuje nasledovnú skladbu:

- stále zařařenie - kotvená fólia, tepelná izolácia 80mm + 160mm, parozábrana, trapézový plech (Ranilla Ran - 1mm),
- občasné krátkodobé zařařenie tvoria rozvody a vedenia,
- klimatické zařařenie je tvorené snehom pre IV. snehovú oblasť, podľa STN 73 0035.

2. ZÁKLADNÉ PARAMETRE VŘZNŘIKA

Predpřtý nosník bol navrhnutý podľa normy [1], ako prvok spľňajúce statické požiadavky pre prvky II. kategórie. Pri návrhu prvkov bol použitý výpočtový program „PresBeam“ špeciálne určený pre komplexný návrh vopred predpřtých (VP) prvkov.

Zvolenej 18 m variante nosníka zodpovedala aj znížená koňštrukčná výška na 1050 mm. Celková dĺžka nosníka je 18,30 m. Nosník bol navrhnutý z betónu B 60, resp. C50/60. V čase skúšky, teda po 35 dňoch bola dosiahnutá priemerná kocková pevnosť betónu 63,9 MPa. Predpřnaciú výstuř tvorili laná typu LSA 15,5/1800 MPa v celkovom počte 14 ks. Usporiadanie lán bolo v rastri 50 x 50 mm, pričom spodné 3 rady výstuře boli po 4 laná a horný rad obsahoval 2 laná (laná A). V spodnom rade boli 2 laná (laná B) separované prostredníctvom maziva a polyetylénovej rúrky na dĺžke 2,0 m od čela nosníka. Laná boli predpřnané systémom Paul a vnesená predpřnacia sila bola 186,8 kN, obr. 3, tab. 2. Mäkká betonárska výstuř bola zložená

Tab. 1 Výsledné hodnoty zařařovacích síl F a vnútorných síl

	F [kN]	M [kNm]	V [kN]
charakteristická hodnota	239,30	1570,48	298,19
návrhová hodnota	307,44	2135,35	372,13

- to verify the transferring of prestressing force to concrete element and prestressing losses,
- to prove sufficient load carrying capacity of the girder for designed load level that has been simulated by the real roof coat, see the Fig. 1, and Tab. 1,
- to observe the girder behaviour after crack propagation,
- to achieve the ultimate limit state of the girder.

The proposed skeleton system is manufactured in 12 x 18 m module and 4 roof beam being reacted on the girder in 1/3 of the span. There were proposed values of the load according to standard [1]:

- permanent load consists from self-weight of the girder, weight of concrete roof beams with trapezium cross-section with basics 200 and 300 mm and 700 mm depth, anchored foil, thermal insulation 80 mm + 160 mm fume-insulation and trapezoidal plate (Ranilla Ran 1 mm).
- variable load constitutes from electricity distributions, air-condition, etc. Climatic load consists from snow action for the IV. snow area, according to [1] and the suck action of the wind.

2. THE BASIC PARAMETERS OF THE GIRDER

Considering spatial and manipulation possibility the girder with 18 m span was used for testing. Girder was designed according to standard [2]. It has to satisfy the conditions of tresses and crack width for element of “second category”. That means -0,5 MPa compress stress at least in the permanent tension concrete fibres due to permanent load action. The computer program “PresBeam” was developed for design of precast prestressed girders.

Depth of the investigated girder is 1050 mm and the other geometrical parameters can be seen at the Fig. 2. Designed concrete quality is C50/60. Self-weight of the girder is 12,45 t. The real average concrete cube strength was 63,9 MPa. Cement type of R was used. That means 35 days after transferring of prestressing to the concrete. Concrete strength was 46,8 MPa in the time of prestressing transfer. Elements consist of 14 tendons LSA 15,5/1800 MPa. Tendons are arranged to the raster 50 x 50 mm 4 tendons are included to the bottom 3 rows (tendons A) and the 2 tendons belong to top row, see the Fig. 2. Two other tendons in bottom row has been separated using greased polyethylene tube on the 2,0 m length (tendons B). Prestressing force was designed 186,8 kN and applied using PAUL system.

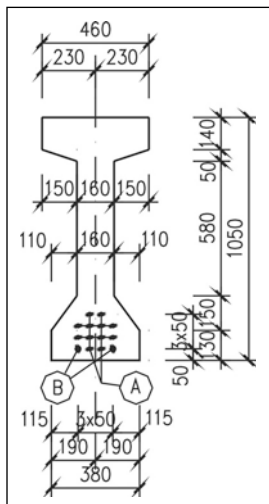
For the longitudinal girder reinforcement was used profiles ϕ 10 and 16 mm type (R) 10 505, and for stirrups the profile ϕ 10 mm over 250 mm was used. There was reduced distance to 100 mm above abutments and manipulate elements for stirrups.

3. THE TEST ARRANGEMENT

Girder was continually observed from the time of tendons stressing to the load test performing. These parameters were scanned – prestressing force (P), vertical deflections (f)

Tab. 1 Designed values of the load and internal forces for the girder

	F [kN]	M [kNm]	V [kN]
characteristic value	239,30	1570,48	298,19
design value	307,44	2135,35	372,13



Obr. 2 Schéma skúšobného nosníka – vystuženie, priečny rez

Fig. 2 Reinforcement and the cross section of the girder

z profilov ϕ 10 a 16 mm typu (R) 10 505, obr. 2. Strmienky boli navrhnuté profilu ϕ 10 mm po 250 mm so zhustením na 100 mm v mieste podpory a manipulačných prvkov. Výsledná celková hmotnosť nosníka predstavuje 12,45 t.

3. POPIS MERANIA

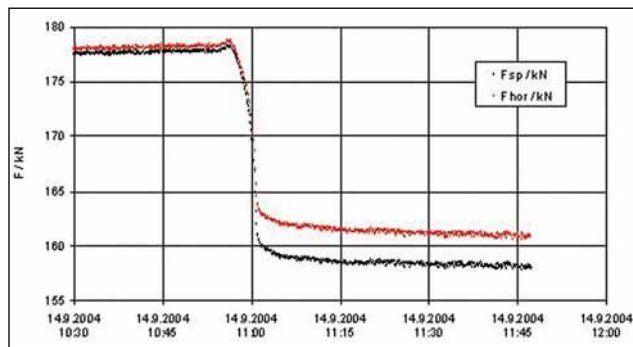
Merané boli veličiny ako predpínacia sila P , zvislé deformácie f , pomerné pretvorenia ϵ , teplota t , kontrola pokľzu výstuže Δ , šírka trhlin w . Na meranie pomerných pretvorení (ϵ v strednom priereze – 5 bodov, boli použité tenzometre na betón typu, HBM 50/120LY41 (dĺžka 10 cm) a tiež príložné deformometre, obr. 4.

using resistance sensors Novotechnik TR, concrete strain (ϵ), temperature (t), crack width (w) and possible tendon slip (Δ). Deflection was recorded in 12 points along the girder span. The concrete strain monitoring in 5 points was realised using common Hollan mechanical strain gauger and strain gauges of the type HBM 50/120LY41, see the Fig. 4. Possible settlement of abutments was geodetically checked. The prestressing force was recorded using elastomagnetic sensors, Fig. 4, using PROJSTAR PK system. One was located on top tendon and one was fixed on bottom tendon. Experimentally and theoretically achieved results of actual prestressing force are presented in the Tab. 2.

Tab. 2 Predpínacie sily a straty predpätia

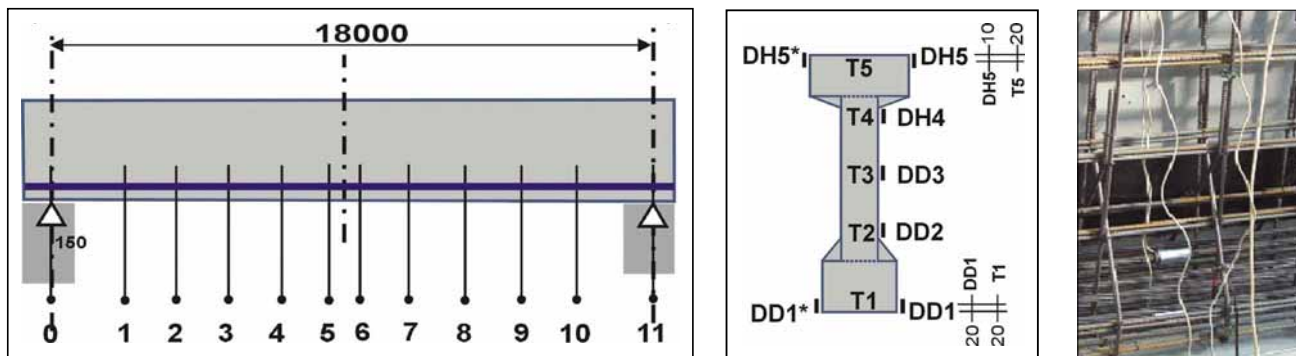
Tab. 2 Prestressing force measured during prestressing and transferring process

Sila (kN) Force (kN)	predpätie teoretic. prestressing. theoretic.	predpätie záznam prestressing recorded	pomer (-) ratio (-)	transfer teoretic. transferring theoretic.	transfer záznam transferring recorded.	pomer (-) ratio (-)	okamžité straty immediate losses
dolné lano bottom tendon	186,8 kN	184,3 kN	0,986	167,5 kN	158,2 kN	0,944	26,1 kN
horné lano top tendon	186,8 kN	186,9 kN	1,001	171,1 kN	161,0 kN	0,941	25,9 kN



Obr. 3 Priebeh predpínacej sily a teploty betónu pri transfere

Fig. 3 The course of stressing force in the tendons



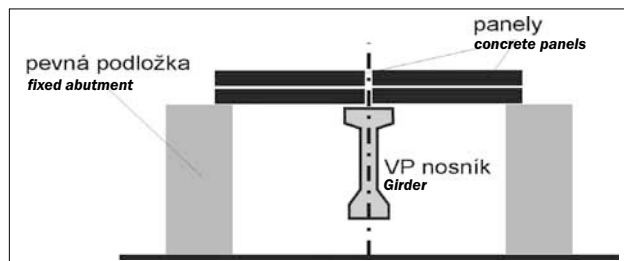
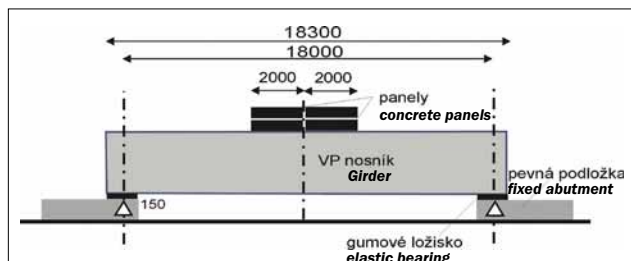
Obr. 4 Meranie deformácií, pomerných pretvorení a predpínacej sily
 Fig. 4 The deformations, strains and prestressing force recording

Zvislé deformácie (f) boli merané pomocou odporových snímačov. Rozmiestnenie snímačov bolo rovnomerne po dĺžke nosníka v 12 bodoch ilustruje obr. 4. Na oboch koncoch boli umiestnené snímače pre sledovanie možného vodorovného poklzu predpínacích lán (Δ po 1 kuse v spodnom aj hornom rade. Prípadné sadnutie podpory bolo kontrolované priebežne geodeticky. Šírky trhlin (w) sa sledovali vizuálne pomocou zväčšovacej lupy s meradlom a tiež fotometrickým spôsobom pomocou digitálnych fotoaparátov. Počas predpínania, počas tuhnutia betónu a tiež v priebehu zaťažovania nosníka bola monitorovaná veľkosť predpínacej sily (P) pomocou magnetoelastických snímačov vyvinutých fy. PROJSTAR-PK. 1 snímač bol umiestnený na lane v spodnom rade výstuží a 1 snímač na lane v hornom rade výstuží, obr. 4, v strede rozpätia. Teplota betónu (t) bola zaznamenávaná

The crack width was monitored with magnifier with scale and photometric method using digital cameras was also used for crack width calibration. The temperature of concrete was measured 2 cm under concrete cover.

4. THE STRUCTURAL MODEL AND THE LOADING SCHEME

Girder was set on fixed abutments through elastic bearings. Their deformations were recorded too. The reinforced concrete panels with dimensions 2,0 x 3,0 x 0,15 m uniformly distributed were used as loading elements. Their gravity was exactly determined by suspension weight equipment and exact vertical reaction was determined according to structural model. The average one panel gravity oscillated from 2,1 to 2,2 t. Load steps was realised incrementally without unloading steps. One load step includes 4 panels equally assembled to 1 row with



Obr. 5 Postup zaťažovania
 Fig. 5 The loading scheme of girder

počas predpínania aj počas zaťažovacej skúšky, v hĺbke 2 cm pod povrchom betónu.

4. STATICKÁ SCHÉMA A POSTUP ZAŤAŽOVANIA

Počas skúšky bol nosník uložený na pevnej betónovej podpore prostredníctvom gumových ložísk, pričom sa snímačmi sledovalo ich zatlačenie. Zaťažovanie bolo vykonávané postupným spôsobom po krokoch - prírastkoch, bez odľahčovania. Ako zaťažovací prvok slúžili železobetónové panely rozmerov 3 x 2 x 0,15 m ukladané po 4 ks v jednej vrstve na dĺžke 4,0 m, obr. 5. Pri ukladaní panelov sa sledovalo ustálenie zvislých deformácií nosníka po max. rozdiel medzi jednotlivými čítaniami do 5 %. Všetky zaťažovacie panely boli presne označené a vážené na závesnej váhe. Reakcia panelov na nosník bola presne vypočítaná podľa schémy ich podopretia. Panely boli rovnomerne ukladané vzhľadom k stredu aj pozdĺžnej osi nosníka tak, aby nespôsobili nežiaduce krútiace účinky. Ich priemerná hmotnosť sa pohybovala okolo 2,1÷2,2 tony. Celkovo bolo uložených na nosník 21 radov panelov.

5. NIEKOTRÉ VÝSLEDKY NUMERICKEJ A EXPERIMENTÁLNEJ ANALÝZY

Nelineárna numerická analýza priebehu transferu predpätia ako aj priebehu zaťažovacej skúšky bolo vykonané v programovom systéme ATENA ako 2D úloha. Vo výpočte boli uvažované aspekty materiállovej aj geometrickej nelinearity pričom sú využívané princípy lomovej mechaniky a nelineárneho chovania betónu s tlakovým zmäkčením a ťahovým spevnením. V kontakte medzi výstužou a betónom je uvažovaná dokonalá súdržnosť. V modeli je využitý exponenciálny priebeh rozvoja trhlin v koncepcii pásu „fixovaných rozotrených trhlin“ podľa [5]. Laná sú modelované ako diskkrétne prvky a mäkká výstuž ako „dvojsmerná výstuž“, pričom je aplikovaný bilineárny pracovný diagram ocele.

5.1 Fáza transferu predpätia

Ako prvé boli merané počiatočné hodnoty vzopätí prvkov. Namerané straty predpätia včítane pružného pretvorenia betónu predstavovali asi 12 %. Nameraná hodnota max. vzopätia (po 24 hodinách) v strede väzníka bola 44 mm. Hodnota vzopätia stanovená podľa STN, [2] bola 31 mm. V hornom páse väzníka boli detekované pravidelne rozdelené trhlinky do 0,1 mm. Pre porovnanie realizovaný aj nelineárny výpočet pre nosník z relatívne mladého betónu so zahrnutím efektu rozvoja trhlin, obr. 6. Nosník bol po priečnom reze rozdelený do troch sekcií – horný pás, stena, dolný pás, obr. 6, tab. 3. Pre jednotlivé sekcie bol stanovený modul betónu E_c a pevnosti v laku aj ťahu podľa [6] rešpektujúc reálny vek betónu, diskrétny čas (t) adjustovaný teplotou betónu (tT) v danej časti prierezu a druhu cementu (s), výrazy (1) a (2). Pre porovnanie sú v tab. 3 uvedené hodnoty aj pre ďalšie typy cementov.

$$E_{ci}(t) = \beta_{cc}(t)^{0.5} \cdot E_{co} [f_{cm} / f_{cmo}]^{0.3}, \quad (1)$$

kde
$$\beta_{cc}(t) = e^{\{s \cdot [1 - (28 / (tT / t_1))^{0.5}]\}} \quad (2)$$

4 m length, see the Fig. 5. 21 rows of panels were completely arranged on the girder that means 15 load steps were realised.

5. SOME RESULTS OF NUMERICAL AND EXPERIMENTAL ANALYSIS

The nonlinear FEM computer program ATENA was used to analyse this problem to compare theoretical and experimental values of above mentioned mechanical parameters for girder. ATENA system enables to consider material and geometrical nonlinearities of concrete structures based on fracture mechanics and nonlinear solution principles. The constitutive relations are formulated for the plane stress state. A smeared approach is used to model the material properties for fixed cracks and longitudinal and transversal reinforcement. Tendons are modelled as discrete elements and for all reinforcement was used bilinear stress-strain relationship In that concept implemented material model SBETA, [5] was used for concrete element. Perfect bond between concrete and reinforcement is assumed within the smeared concept.

5.1 The phase of prestressing transfer

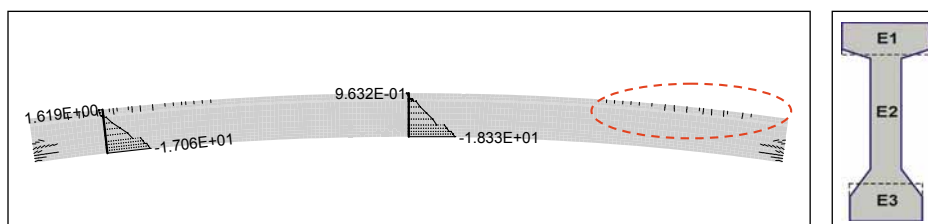
The measurement and numerical analysis of deflection and prestressing force transferred to concrete had been realised as first. The short-term losses were about 12 % including elastic deformation of concrete. Real observed values of the camber along longitudinal axis gained immediately after transferring time (around 24 hours) was 44 mm. It was higher value than designed value according Slovak standard approaches [2], 31 mm. Some cracks 0,1 mm width were detected on upper flange to third length on both side of girder. Cross section was divided to 3 sections – upper flange, web and bottom flange respecting to concrete modulus of elasticity distribution along the cross section, Tab. 3. Concrete modulus of elasticity was considered as a standard value [2, 4] and values with respect to the actual time (t) adjusted to the concrete temperature (tT) and the cement type (s), [6]. For modulus was used followed formulation,

$$E_{ci}(t) = \beta_{cc}(t)^{0.5} \cdot E_{co} [f_{cm} / f_{cmo}]^{0.3}, \quad (1)$$

where
$$\beta_{cc}(t) = e^{\{s \cdot [1 - (28 / (tT / t_1))^{0.5}]\}} \quad (2)$$

5.2 Phase of the loading test

Experimental results of the vertical deflection due to load steps action are presented at the Fig. 9. Deflection was analysed in ATENA system and standard approach according to [4], relation (3) was used too. Principle of incremental stiffness reduction based on the average cross section curvature (κ) has been applied. Accurate coincidence between both of theoretical values have been observed Theoretical values of critical bending moment is $M_{cr} = 1590,8$ kNm. Experimental bending moment was $M = 1701,9$ kNm when the first visible bending crack was detected.

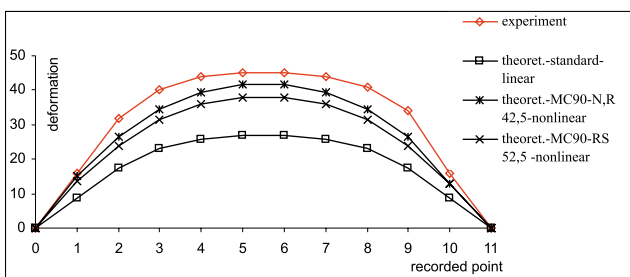


Obr. 6 Nosník po predopnutí
Fig. 6 Deflection, crack pattern and normal stresses in middle section of the girder

Tab. 3 Modul pružnosti betónu jednotlivých častí v závislosti na teplote a čase

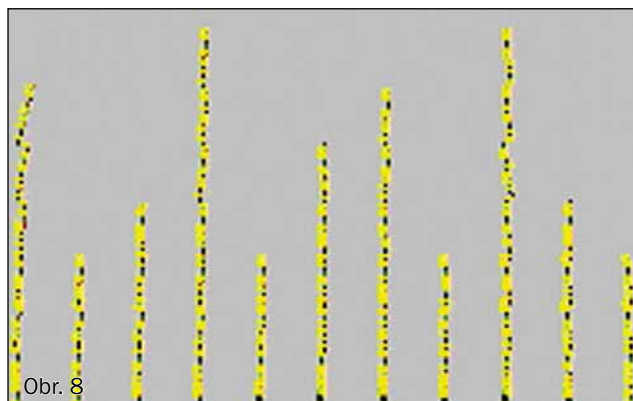
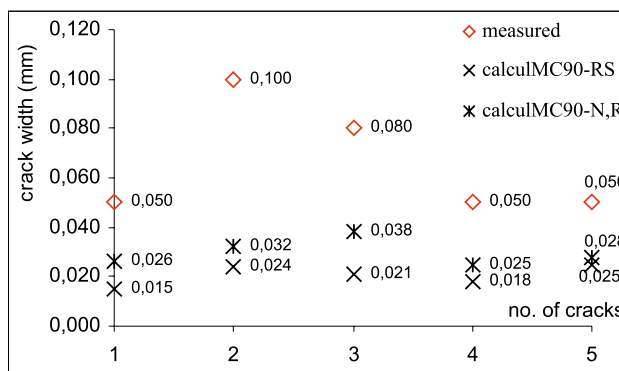
Tab. 3 Concrete modulus of elasticity depending to temperature and cement type

Cement RS (52,5)				Cement N, R (32,5 , 42,5)		
Poloha Location	T(Δt_i) [°]	f _{cm} (t) [MPa]	E _{ci} (t) [GPa]	T(Δt_i) [°]	f _{cm} (t) [MPa]	E _{ci} (t) [GPa]
horný pás upper flange	27,0	31,63	21,37	27,0	26,53	18,56
stena web	29,5	33,20	22,21	29,5	28,18	19,49
spodný pás bottom flange	37,7	38,63	24,78	37,7	33,44	22,34



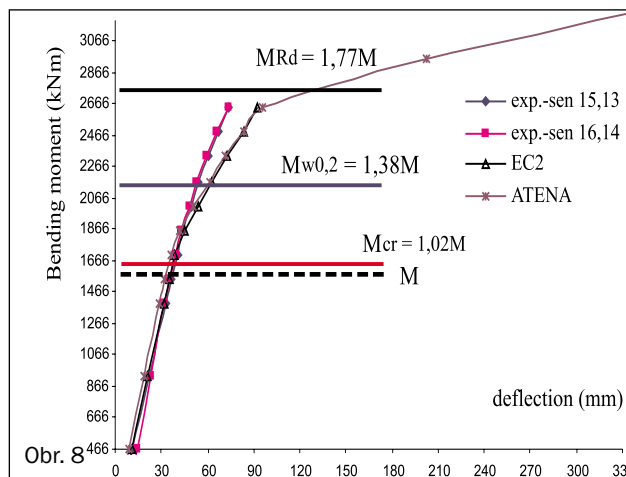
Obr. 7 Deformácie a šírky trhlín na nosníku vo fáze po transfere predpätia

Fig. 7 Deflection and crack pattern at upper flange of girder



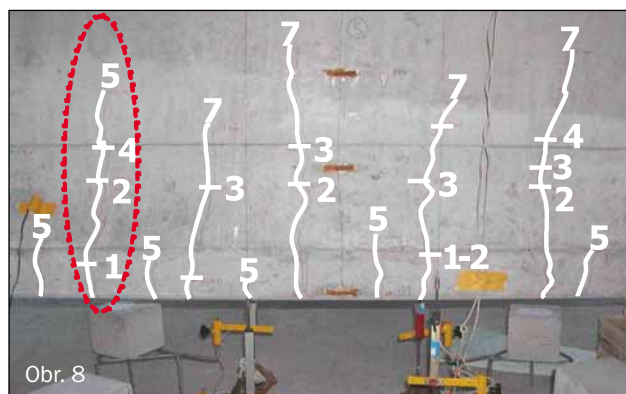
Obr. 8 Vzorka trhlín, model vs. reálny stav, priebeh deformácie v strednom priereze

Fig. 8 Vertical deflection vs. bending moments and crack pattern in the middle cross section



5.2 Fáza zaťažovacej skúšky

Experimentálne zistené hodnoty deformácií, pretvorení a šírky trhlín boli porovnávané s výsledkami nelineárneho numerického modelu. Na obr. 8 je zobrazená vzorka trhlín pri zaťažení na úrovni šírky trhliny 0,2 mm. Pre porovnanie uvedených pretvárných veličín bol výpočet doplnený aj prístupom podľa [4] využívajúc pritom vzťahy založené na priemernej krivosti prierezu (κ) vo fáze po vzniku prvej trhliny. Aplikovaný bol pri tom princíp postupnej redukcie tuhosti. Teoretická hodnota momentu pri vzniku prvej trhliny bola 1590,8 kNm. Prvá pozorovaná trhlinka sa objavila na úrovni 1701,9 kNm, obr. 8.



6. ZÁVER

Záznam vnesenej predpínacej sily ako aj výsledky zaťažovacej skúšky typového väzníka potvrdili splnenie vyššie uvedených požiadaviek na konštrukčnú spoľahlivosť novovyrábaných predpätých prvkov. Nelineárny materiálový model SBETA s fixovanými trhlinami ako aj prístup podľa [4] vhodne simulujú daný problém. Vyššie počiatkové vzopätia je možné popísať viacvrstvovým numerickým modelom s premenlivým E_c . Negatívne sú tým ovplyvnené okamžité straty predpätia asi o 6 %. Výsledná únosnosť prvku však bola vyhovujúca a ku kolapsu nedošlo ani po prekročení medze únosnosti (3273,6 kNm).

LITERATÚRA

- [1] STN 73 0035: Zaťaženie stavebných konštrukcií, SÚTN Bratislava 1993.
- [2] STN 73 1201: Navrhovanie betónových konštrukcií, SÚTN Bratislava 1993.
- [3] Moravčík, M.: Správa zo zaťažovacej skúšky VP nosníka tvaru I pre konštrukcie pozemných stavieb, 2005, p. 1-18
- [4] prEN 1992-1-1: Design of Concrete Structures - Part 1: General rules and rules for buildings, CEN 07/2002, Brussels.
- [5] Cervenka Consulting: ATENA Program documentation, Theory, Prague, Oct. 2003,
- [6] Commite Euro-International du Beton: CEB-FIP Model Code 1990, Thomas Thelford, 1991.

doc. Ing. Martin Moravčík, PhD., pracuje v oblasti experimentálno-teoretických prístupov k navrhovaniu a modelovaniu železobetónových a predpätých konštrukcií s orientáciou na nelineárne a pravdepodobnostné výpočty. Venuje sa hodnoteniu a zvyšovaniu spoľahlivosti existujúcich betónových konštrukcií.

Ing. Juraj Bednárík je technickým riaditeľom firmy PREFA Sučany realizujúcej široký sortiment prefabrikovaných betónových prvkov pozemných a inžinierskych stavieb.

Ing. Petra Lesáková je v súčasnosti doktorandom na Stavebnej fakulte ŽU a pracuje na problematike modelovania predpätých mostných konštrukcií.

6. CONCLUSION

Theoretical assumption of prestressing force transferring was fulfilled. The sufficient load carrying capacity of the girder was approved for designed load and manufactured girders can be reliable useful in practice. The material model SBETA with fixed crack model can be convenient useful for numerical modelling of such problems. Starting camber was higher than theoretical one but negative influence on resultant load carrying capacity and serviceability of girder in service hasn't been observed. About 6 % higher immediate prestressing losses in comparison to theoretical ones can be observed. Theoretical value of bending moment in ultimate limit state was exceed ($M = 3273,6$ kNm) but the girder did not reached a failure.

REFERENCES

- [1] STN 73 0035: Load action of building structures, SÚTN Bratislava 1993.
- [2] STN 73 1201: Design of concrete structures, SÚTN Bratislava 1993.
- [3] Moravcik, M.: Report from the load test of the precast prestressed beam of I shape for building structures, 2005, p. 1-18
- [4] prEN 1992-1-1: Design of Concrete Structures - Part 1: General rules and rules for buildings, CEN 07/2002, Brussels.
- [5] Cervenka Consulting: ATENA Program documentation, Theory, Prague, Oct. 2003,
- [6] Commite Euro-International du Beton: CEB-FIP Model Code 1990, Thomas Thelford, 1991

Assoc. Prof. Martin Moravčík, PhD., deals with experimental and theoretical approaches in design and modelling of reinforced and prestressed concrete structures. Nonlinear and probabilistic approaches are used to evaluation of concrete structures in service and the reaching their load carrying capacity.

Eng. Juraj Bednárík is a technical manager of the company PREFA Sučany that produces wide range of precast concrete elements for civil structures.

Eng. Petra Lesáková is the PhD student at Civil Engineering Faculty at present and she deals with problematic of prestressed concrete bridges modelling.

Monitorovanie nosnej konštrukcie letmo betónovaného mosta pri Fričovciach

Monitoring of the load-bearing structure of free cantilever cast in-situ concrete bridge near Fričovce

Konštantín Kundrát



V príspevku sú prezentované výsledky sledovania nosnej konštrukcie počas výstavby a pri zaťažovacích skúškach letmo betónovaného mosta. Získané údaje sa konfrontujú s požiadavkami noriem a predpokladmi projektanta.

1. ÚVOD

Nosná konštrukcia mosta D 214 pri Fričovciach (obr. 1) sa budovala technológiou letmej betonáže s použitím betónovacích vozíkov francúzskeho typu. Išlo o vôbec prvé uplatnenie tohto technologického zariadenia na Slovensku [1].

Dokumentáciu pre vykonanie prác mosta vypracoval Dopravoprojekt, a. s. Bratislava, stredisko Prešov. Investorom

This paper presents the results of the monitoring of the load-bearing structure of a free cantilever cast in-situ concrete bridge during its construction and loading tests. The data obtained are confronted with the standard requirements and the assumptions of the designer.

1. INTRODUCTION

The load-bearing structure of the bridge D 214 near Fričovce (Fig. 1) was constructed by the application of the free cantilever cast in-situ concreting technology using travelling forms of a French type. It is the first time ever this technological equipment has been used in the Slovak Republic [1].



Obr. 1 Most D 214 pri obci Fričovce

Fig. 1 The bridge D 214 near the village of Fričovce

Ing. Konštantín Kundrát, PhD., Katedra betónových konštrukcií a mostov, Technická univerzita v Košiciach, Stavebná fakulta, Vysokoškolská 4, 042 01 Košice, tel. +421-55-6024255, fax. +421-55-6221661, e-mail: konstantin.kundrat@tuke.sk

diela bola Slovenská správa ciest Bratislava a realizovala ho stavebná firma Inžinierske stavby, a. s. Košice.

2. SLEDOVANIE NOSNEJ KONŠTRUKCIE A DOSIAHNUTÉ VÝSLEDKY

Počas výstavby mosta a tesne pred jeho sprejazdením sa okrem iných experimentálnych prác vykonali nasledujúce merania a skúšky nosnej konštrukcie:

- geodetické merania
- napätosť predpínacích káblov
- teplota nosnej konštrukcie
- zaťažovacie skúšky mosta.

2.1 Geodetické merania

Jednou z najdôležitejších úloh pri výstavbe letmo betónovaných mostov je smerová a výšková rektifikácia betónovacích vozíkov. Od správneho nastavenia vozíkov do projektovanej trasy pre betonáž príslušnej lamely podstatne závisí kvalita celého diela. Väčšie, aj niekoľkokentimetrové rozdiely v smerovom alebo výškovom vedení je možné postupne eliminovať a na konci vahadla tak získať projektovanú niveletu. Lokálne disproporcie však v konštrukcii zostanú.

Po každom meraní sa získané hodnoty konfrontovali s predpokladmi výpočtu a rozhodovalo sa, či vozíky budú pre ďalšiu fázu výstavby nastavované podľa pôvodného projektu nadvýšení, alebo budú potrebné určité korekcie a nový prepočet výškového vedenia. Z vyhodnotenia nameraných priehybov vyplýva, že takéto zásahy do vedenia nivelety neboli potrebné.

Súčasne s geodetickými meraniami nosnej konštrukcie sa zisťovalo sadanie a natáčanie pilierov. Merania ukázali, že sa na spodnej stavby podstatné anomálie v priebehu výstavby nosnej konštrukcie nevykytli.

2.2 Napätosť predpínacích káblov

Vlastnosti a trvanlivosť každej predpätej konštrukcie závisia od veľkosti a spoľahlivosti vnesenej predpínacej sily. Pri predpínaní káblov sa hodnota sily určuje z plochy piesta predpínacej pištole a vyvodeného tlaku na manometri. Veľkosť vneseného predpätia sa pritom kontroluje porovnaním teoretických a nameraných predĺžení napínaného kábla, ktoré sa navzájom nesmú líšiť o viac ako 5 %. Poznanie veľkosti sily po zakotvení kábla alebo v rôznych štádiách namáhania konštrukcie nie je možné bez spoľahlivého spôsobu jej merania. V opačnom prípade sa projektant musí uspokojiť s teoretickým výpočtom strát predpätia, ktorý je pomerne zdĺhavý a je založený na zjednodušujúcich predpokladoch.

Na meranie skutočnej hodnoty predpínacej sily sa osadilo pred betonážou vybratých lamiel pravého mosta objektu D 214 spolu 8 elastomagnetických (EM) snímačov typu H80-HC. Rozmiestnenie snímačov sa volilo tak, aby bolo možné sledovať:

- silu v predpínacích kábloch pri vnášaní predpätia
- rozdelenie sily po dĺžke kábla
- z nameraných hodnôt sily a zo známej geometrie kábla vypočítať hodnoty koeficientov trenia v priamom a zakrivenom úseku
- veľkosť síl pod kotvami
- najmä pri krátkych kábloch zárodku konfrontovať hodnoty sily pri vnesení predpätia a vypočítaného predĺženia
- zmenu sily v kábloch pri zaťažovacej skúške mosta
- sily v kábloch dlhodobo.

The contract documents for the construction works on the bridge have been prepared by Dopravoprojekt, a. s. Bratislava, a public limited company, the division in Prešov. The employer of the construction works was the Slovak Road Administration Company in Bratislava and the works have been carried out by a building contractor, the company of Inžinierske stavby a. s., a public limited company, Košice.

2. MONITORING OF THE LOAD-BEARING STRUCTURE AND THE RESULTS OBTAINED

During the construction of the bridge and immediately before its putting into operation, besides some other experiments, the following measurements and load-bearing structure tests were performed:

- geodetic surveys,
- pre-stressing cable stress measurements,
- temperature measurements of the load-bearing structure,
- loading tests of the bridge.

2.1 Geodetic surveys

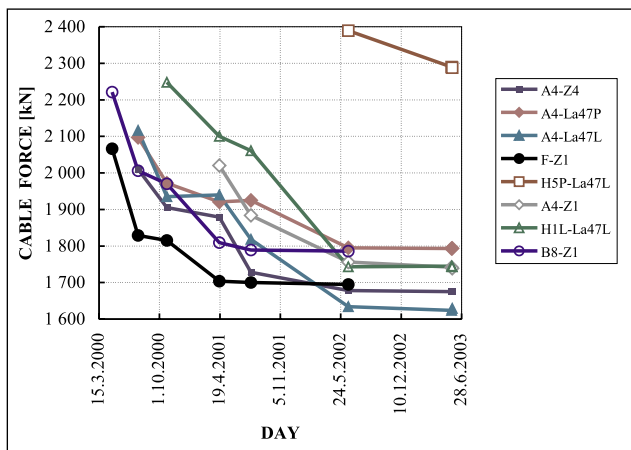
One of the most important tasks in the construction of free cantilever concreted bridges is the rectification of alignment of concreting carriages. The correct longitudinal and vertical section alignment of carriages in the designed line for concreting a particular segment is essential for the good quality of the entire works. It is possible to eliminate gradually greater several-centimetre differences in the alignment of the line and thus obtain the designed profile grade at the end of the balance beam. Nevertheless, some local disproportions will still remain in the structure.

After each geodetic survey the results obtained were confronted with the calculation assumptions and a decision was made whether the carriages in the next phase of construction should be aligned according to the originally designed hogs or some corrections and new calculations of the vertical line should be made. The evaluation of the measured deflections led to the conclusion that such interventions into the profile grade line were not necessary.

Along with the geodetic surveys of the load-bearing structure, the settlement and rotation of the piers was monitored. The measurements showed that no severe anomalies in the substructure occurred during the construction of the load-bearing structure.

2.2 Pre-stressing cable stress

The properties and durability of every pre-stressed structure depend to a great degree on the magnitude and reliability of the applied pre-stressing force. In pre-stressing cables, pre-stressing force can be specified from the area of the pre-stressing pistol piston and the compression applied in the manometer. At the same time, the applied pre-stress is controlled by the comparison of theoretical and measured elongations of the pre-stressed cable, which must not differ more than by 5 per cent. It is impossible to specify the magnitude of pre-stressing force after the anchorage of the tendon or in various stages of pre-stressing without a reliable method of its measurement. Otherwise, the structural designer must make do with only a theoretical calculation of losses of pre-stress, which is relatively a long and time-consuming process and is based on oversimplified assumptions.



Obr. 2 Objekt D 214 Fričovce, pravý most – časový priebeh sily v kábloch

Fig. 2 Element D 214 Fričovce, right-hand bridge – distribution of cable forces

Priebeh zmeny sily v kábloch od okamihu vnesenia predpínacej sily do betónu až do ukončenia zaťažovacích skúšok mosta je uvedený v tab. 1 a znázornený na obr. 2.

Merania napätosti predpínacích káblov vykonala firma PROJSTAR, s. r. o. Bratislava.

Z dosiahnutých výsledkov vyplýva [2]:

- vnesená predpínacia sila je v medziach povolených normou a je blízka projektovanej sile
- pokíž výstuže v kuželíkoch krátkeho priameho kábla zárodku (kábel B8) je asi 4 mm, kým projekt uvažuje s hodnotou 6 mm. Straty predpätia sú menšie, ako teoretické
- koeficient trenia krátkeho zakriveného kábla zárodku (kábel F) je asi 0,24. Je to menšia hodnota, ako uvažuje projekt (0,3). Tu je vysvetlenie rozdielov medzi nameranými a vypočítanými

In order to measure the real pre-stressing force in the structure, as many as 8 elastic-magnetic (EM) H80-HC sensors were embedded in the structure before the concreting of selected segments of the right-hand bridge cantilever D 214. The positioning of the sensors was chosen in a way that enabled:

- the monitoring of pre-stress in pre-stressing cables during the pre-stress application;
- the monitoring of the distribution of pre-stressing force along the length of the cable;
- the calculation of friction coefficients in straight and curved elements on the basis of the measured pre-stress values and the known cable geometry;
- the specification of forces under the anchors;
- the confrontation of pre-stressing forces during the pre-stress application and the calculated elongations, especially in the short cables of the starter segment;
- the monitoring of changes in cable force during the loading test of the bridge; and
- the monitoring of the cable force in a long run.

The distribution of force changes in cables from the moment of pre-stress application in concrete until the completion of the loading tests of the bridge is shown in Tab. 1 and displayed in Fig. 2.

Stress measurements in pre-stressing cables were carried out by PROJSTAR, s. r. o., a limited company, Bratislava.

Based on the results obtained, it can be concluded that [2]:

- the applied pre-stressing force falls within the standard-specified limits and it approaches the designed value;
- the reinforcement slip in the anchor cones of the short straight cable of the starter segment (B8 cable) is approximately 4 mm, while the design assumes 6 mm; the losses of pre-stress are lower than those in theory;
- the friction coefficient of the short curved cable of the starter segment (F cable) is approximately 0.24, which is smaller than the assumed design value (0.3) and provides an explanation for the differences between the measured and calculated

Tab. 1 Časový priebeh sily v kábloch

Tab. 1 Distribution of cable forces

Sila v kábli [kN]								
Cable force [kN]								
Kábel / Cable	A4-Z4	A4-La47P	A4-La47L	F-Z1	H5P-La47L	A4-Z1	H1L-La47L	B8-Z1
Miesto / Position	Z4	La47P	La47L	Z1	La47L	Z1	La47L	Z1
EM Snímač EM Sensor	SN1	SN2	SN3	SN4	SN5	SN6	SN7	SN8
27.04.2000				2 066				2 221
22.07.2000	2 010	2 097	2 116					
25.10.2000	1 905	1 972	1 935				2 248	
17.04.2001	1 879	1 921	1 940	1 829		2 020	2 100	2 006
31.07.2001	1 728	1 925	1 818	1 815		1 884	2 061	1 970
18.06.2002	1 678	1 795	1 634	1 704	2 389	1 756	1 743	1 809
26.05.2003	1 675	1 793	1 624	1 700	2 290	1 742	1 745	1 789
28.05.2003	1 675	1 794	1 629	1 695	2 288	1 739	1 743	1 786
Straty [%] Losses [%]	16,7	14,5	23,0	18,0	4,2	13,9	22,5	19,6

predĺženiami. Namerané hodnoty predĺženia káblov s veľkým zakrivením sú väčšie ako uvedené v projekte

- ešte nižšie hodnoty súčiniteľov trenia (0,21 až 0,22) vychádzajú v staticky určitom kábli A4 na vahadle č. 4
- v kábli H1L (EM snímač osadený v zmonolitňujúcej lamele D34 poľa č. 4) sa namerajú pri plnom zaťažení polí č. 4 a č. 6 počas statickej zaťažovacej skúšky najväčší prírastok sily 40 kN (asi 23,5 MPa)
- v rovnakom kábli sa zistil pri plnom zaťažení polí č. 5 a č. 7 úbytok sily 10 kN, čo je na hranici rozlíšenia použitého meracieho systému
- stav nameraný po ukončení zaťažovacej skúšky je východiskovým stavom pre dlhodobé monitorovanie zmien sily v predpínacej výstuži počas životnosti konštrukcie.

2.3 Teplota nosnej konštrukcie

Teplota konštrukcie závisí od mnohých faktorov a v priebehu dňa sa ustavične mení. Pre zohľadnenie skutočných klimatických podmienok v statickom výpočte je potrebné poznať aktuálne rozdelenie teploty v priereze.

Na meranie teploty nosnej konštrukcie mosta sa použili systémové teplotné monitory STM 255 pre 5 teplomerov. Spolu je v betóne lamely č. 46f a zárodku č. 3 zabudovaných 20 teplomerov. Súbežne sa zaznamenáva aj teplota ovzdušia a teplota vo vnútri komory mosta. Meranie teploty sa uskutočňuje automaticky v dvojhodinových intervaloch. Namerané údaje sa ukladajú do pamäte monitora a po načítaní do počítača je ich možné ďalej spracovať a analyzovať.

Z doteraz uskutočneného sledovania teploty betónu lamely č. 46f (obr. 3) a zárodku č. 3 v lokalite Fričovce je možné vysloviť tieto závery:

- najvyššia nameraná teplota betónu dosiahla asi +32 °C, najnižšia teplota betónu sa pohybovala okolo - 12 °C
- rovnomerné oteplenie betónu nosnej konštrukcie možno uvažovať hodnotou +25 °C

elongations, and the measured cable elongations in the cables with a sharp curvature are greater than those specified in the design;

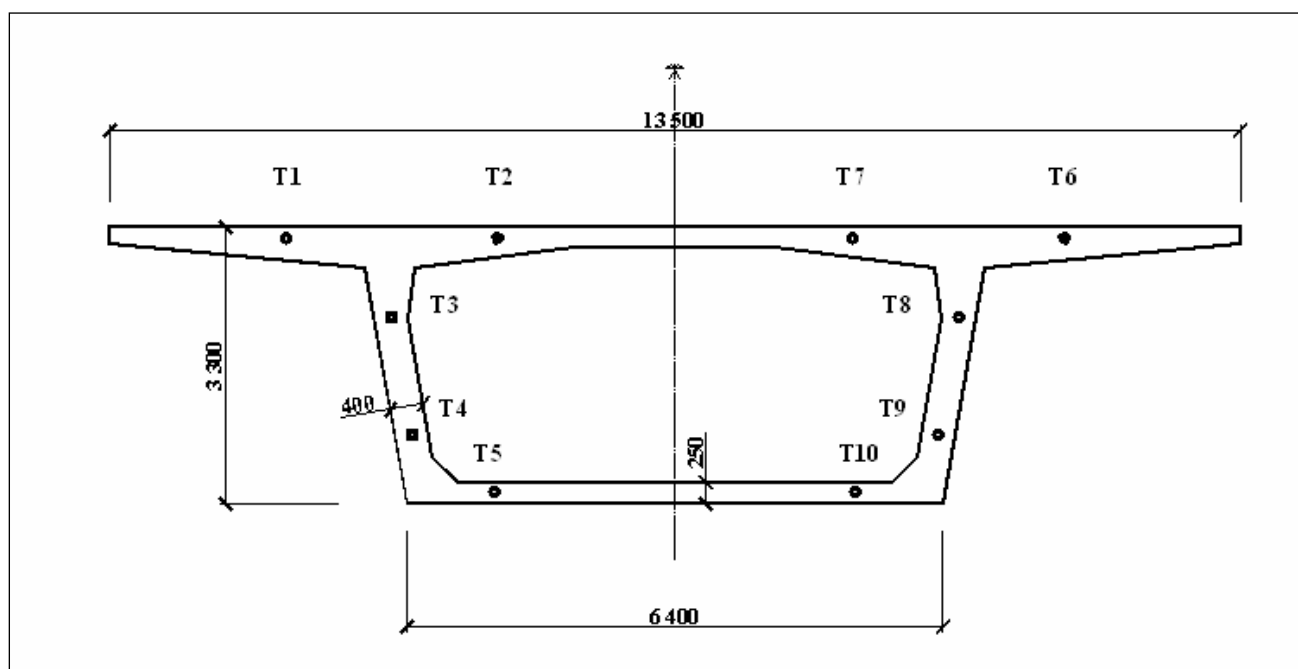
- the friction coefficients in both the statically determinate cable A4 and the balanced beam No. 4 are even lower (0.21 to 0.22);
- the greatest force increment of 40 kN (about 23.5 MPa) was measured in the H1L cable (an EM sensor situated in a monolithic segment D34 in the span No. 4) under the full load in No. 4 and No. 6 spans during the static loading test;
- a force decrement of 10 kN was recorded in the same cable under the full load of No. 5 and No. 7 spans, which is on the limits of recognition of the used measurement system;
- the values measured upon the completion of the loading test shall serve as a basis for long-term monitoring of changes in pre-stressing force during the service life of the structure.

2.3 Temperature of the load-bearing structure

The structure temperature depends on a number of factors and is changing constantly during the day. When taking into account real climatic conditions in the structural design, it is necessary to become acquainted with the actual temperature distribution in the cross-section.

System temperature monitors STM 255 for 5 thermometers were used to measure the temperature of the load-bearing structure. As many as 20 thermometers were embedded in the concrete of the left-hand segment No. 46f and the starter segment No. 3. Temperatures of the ambient air and inside the bridge chamber are being recorded simultaneously and automatically at two-hour intervals. The data measured are stored in the monitor memory and after their downloading in the computer it is possible to process and analyse them.

Based on the recent temperature monitoring in the concrete of the left-hand segment No. 46f (Fig. 3) and the starter segment No. 3 in the location of Fričovce, it is possible to draw the following conclusions:



Obr. 3 Schéma rozmiestnenia teplomerov v lamele č. 46f

Fig. 3 A diagram of positioning of thermometers in the left-hand segment No. 46f

- zistené rovnomerné ochladenie betónu mosta je asi $- 8\text{ }^{\circ}\text{C}$
- nerovnomerné oteplenie (ochladenie) pri hornom okraji prierezu je v zhode s predpokladmi noriem [3 a 4]
- nerovnomerné oteplenie pri dolnom okraji prekračuje hodnoty noriem [3 a 4], kým ochladenie je v súlade s normami [3 a 4].

2.4 Zaťažovacie skúšky mosta

Zaťažovacie skúšky mosta sa uskutočnili pod dohľadom Technického a skúšobného ústavu stavebného, n. o., akreditované skúšobné laboratórium, pobočka Prešov v súlade s normou [5].

2.4.1 Statická skúška

Pre základnú statickú zaťažovaciu skúšku sa použilo 32 nákladných áut s priemernou hmotnosťou 26,2 t. Vozidlá sa umiestnili v mostných poliach v najúčinnejšej polohe. Pri zisťovaní priehybu uprostred príslušného poľa zaťaženie narastalo postupne v troch fázach. Polia sa odľahčovali v jednej fáze. Polovičné zaťaženie sa nechalo pôsobiť 30 minút, plné zaťaženie a odľahčenie 60 minút. Účinnosť tiaže zaťaženia predstavujúca pomer skutočného skúšobného k normovému zaťaženiu sa pohybovala od 0,87 do 0,94. Analogicky sa vyjadrili ohybová účinnosť, ktorá dosahovala hodnoty od 0,84 do 0,99 a priehybová účinnosť s hodnotami od 0,96 do 1,03. Účinnosť statických veličín (tiaže a ohybového momentu) je väčšia ako hodnota 0,8 doporučená normou [5].

Priehyby v strede rozpätia každého mostného poľa sa merali štyrmi elektrickými otočnými inkrementálnymi snímačmi, z ktorých dva sa osadili do spodnej dosky a dva na konzolu prierezu. V pozdĺžnom smere sa z každej strany medziľahlých podpier inštalovali na spodnú dosku v smere šírky prierezu po dva elektrické odporové snímače na meranie deformácie konštrukcie pri podperách. Meranie poklesu a stlačenia pilierov, ako aj sadanie opôr sa vykonalo nivelačnými prístrojmi. Počas skúšky sa automatickým registrátorom priebežne zaznamenávala teplota a vlhkosť vzduchu.

V správe zo základnej statickej zaťažovacej skúšky [6] sa uvádza:

- pomer zistených pružných zložiek k teoreticky stanoveným hodnotám pretvárných veličín je pre pravý most 0,72 až 0,98 a pre ľavý most 0,78 až 0,90
- pomer zistených trvalých zložiek k celkovým nameraným hodnotám deformácií je pre pravý most 0,01 až 0,11 a pre ľavý most 0,01 až 0,13
- pri zaťažovacej skúške sa nezistili trhliny ani na jednom moste
- zistené sadanie opôr (maximálne 0,60 mm) sa zohľadnilo pri vyhodnotení priehybov
- pravý aj ľavý most pri základnej zaťažovacej skúške vyhoveli požiadavkám normy [5] pre zaťažovaciu triedu A.

2.4.2 Dynamická skúška

Ako skúšobné zaťaženie sa použilo vozidlo naložené na celkovú hmotnosť 25,0 t. Kvázistatický priehyb konštrukcie sa stanovil z hladkých jász rýchlou do 5 km/h. Dynamické zaťaženie sa vyvolalo hladkými jazdami a jazdami cez normovú prekážku rýchlami 5, 10, 15, 20, 30, 40, 50 a 60 km/h v oboch smeroch. Skutočná rýchlosť skúšobného vozidla sa vypočítala z nameraného času prejazdu vozidla na úseku dĺžky 396,0 m.

- the highest measured temperature in the concrete reached approximately $+32\text{ }^{\circ}\text{C}$, while the lowest temperature fluctuated around $- 12\text{ }^{\circ}\text{C}$;
- a uniform increase in the concrete temperature of the load-bearing structure can be estimated at $+25\text{ }^{\circ}\text{C}$;
- a uniform decrease in the concrete temperature in the bridge was found out to be approximately $- 8\text{ }^{\circ}\text{C}$;
- a non-uniform increase (decrease) in the temperature at the upper section edge corresponds to the standard assumptions [3 and 4];
- a non-uniform increase in the temperature at the lower section edge exceeds the standard values [3 and 4], while the decrease corresponds with the standard assumptions [3 and 4].

2.4 Loading tests of the bridge

The loading tests of the bridge were performed under the supervision of the Building Testing and Research Institute (Technický a skúšobný ústav stavebný), a non-governmental organization, an accredited testing laboratory, a branch in Prešov in accordance with all standard specifications [5].

2.4.1 Static test

For a basic static loading test 32 lorries were used with an average weight of 26.2 tonnes. The vehicles were positioned most effectively in the bridge spans. In the determination of deflections in a particular mid-span, the loads increased gradually in three phases. All spans were unloaded in a single phase. Half loading was applied for 30 minutes, full loading and unloading for 60 minutes. Loading weight efficiency, representing the ratio between of the actual testing and standard loads, varied from 0.87 to 0.94. Analogically, bending efficiency was specified and varied between 0.84 and 0.99, as well as deflection efficiency with the values between 0.96 and 1.03. The efficiency of static quantities (weight and bending moment) is greater than 0.8 – a standard recommended value [5].

Deflections in the mid-span of each bridge segment were measured with four electric rotating incremental sensors, two of which were embedded in the lower slab and two in the section cantilever. In a longitudinal direction from each side of the intermediate piers, two resistance-strain gauges were installed onto each of the lower slabs in the section width direction to measure structural deformations near the piers. The measurement of the downward movement and compression of the piers, as well as their settlement was carried out with levelling instruments. An automatic registration device continuously recorded the air temperature and humidity during the test.

The basic static loading test report [6] presented that:

- the ratio between the recorded elastic components and theoretically specified values of deformations for the right-hand bridge is 0.72 to 0.98, and for the left-hand bridge 0.78 up to 0.90;
- the ratio between the recorded permanent components and the measured total deformations for the right-hand bridge is 0.01 to 0.11, and for the left-hand bridge 0.01 to 0.13;
- there were no cracks found out in either of the bridges;
- the settlement of the piers (with a maximum of 0.60 mm) was taken into consideration in the evaluation of deflections;
- in the loading test, both the right-hand and the left-hand bridges met the standard requirements [5] for the loading class A.

Pri dynamickej zaťažovacej skúške sa zisťoval časový priebeh zvislých priehybov v strede rozpätí polí. Na tento účel sa použili relatívne inkrementálne snímače s rozlíšením 0,005 mm. Pre jednotlivé polia sa zistila dynamická účinnosť zaťaženia pri skúškach 0,096 až 0,111. Pri dynamickej zaťažovacej skúške pravého a ľavého mosta sa merali, prípadne z nameraných hodnôt vypočítali: hodnoty kvázistatického priehybu, smer a rýchlosť jazdy skúšobného vozidla, hodnoty maximálneho dynamického priehybu, hodnoty nameraného dynamického súčiniteľa, vyhodnotenie každej skúšobnej jazdy podľa požiadaviek normy [5], závislosť dynamického súčiniteľa od rýchlosti skúšobného vozidla, časové priebehy zvislého priehybu a vlastné frekvencie kmitania jednotlivých polí.

V záveroch správ [7] sa konštatuje, že na základe splnenia rozhodujúcich kritérií normy [5] pri všetkých skúšobných jazdách vo všetkých sledovaných poliach obidva mosty pri dynamickej zaťažovacej skúške vyhoveli.

3. ZÁVER

S výsledkami meraní počas výstavby boli priebežne oboznamovaní zástupcovia projektanta a investora. Ukázalo sa, že životnosť zabudovaných teplomerov je nízka a niektoré prestali fungovať asi dva roky od osadenia. Naopak, keďže životnosť EM snímačov sa predpokladá niekoľko desiatok rokov, aj naďalej sa odporúča zber a vyhodnocovanie nameraných údajov. Získané údaje môžu byť pre budúceho správcu mosta dôležitým prvkom diagnostiky konštrukcie, pre projektanta a realizátora prostriedkom na overenie teoretických predpokladov výpočtu, či kvality hotového diela.

LITERATÚRA

- [1] Kundrát, K., Naď, L., Molitoris, S., Horváth, M.: Skúsenosti z uplatnenia letmej betonáže v Inžinierskych stavbách, a. s. Košice. In: 1. mostná konferencia, zborník, Košice 2002, str. 157 až 166
- [2] Chandoga, M., Jaroševič, A.: Záverečná správa: Meranie sily v kábloch a teploty konštrukcie počas výstavby a pri zaťažovacej skúške objektu D 214 – Most Fričovce, Projstar PK, s. r. o. Bratislava 2003
- [3] STN 73 6203 Zaťaženie mostov, 1986
- [4] STN P ENV 1991-2-5 Eurokód 1, Základy navrhovania a zaťaženia konštrukcií, Časť 2-5: Zaťaženia konštrukcií, Zaťaženia účinkami teploty, 2000
- [5] STN 73 6209 Zaťažovacie skúšky mostov, 1979
- [6] Správa č. M – 1/2003 zo základnej statickej zaťažovacej skúšky sedempolového spojitého dvojmosta 214-00 most na D1 nad údolím v km 2,481 10 stavby D1 FRIČOVCE OBCHVAT, Technický a skúšobný ústav stavebný, n. o., akreditované skúšobné laboratórium, pobočka Prešov, 2003
- [7] Záverečné správy č. 12030073/P (L) o výsledkoch dynamickej zaťažovacej skúšky mosta 214-00 na diaľnici D1 – Fričovce Obchvat, pravý most (ľavý most) Technický a skúšobný ústav stavebný, n. o., akreditované skúšobné laboratórium, pobočka Prešov, 2003

Ing. Konštantín Kundrát, PhD. (1959), absolvoval Stavebnú fakultu STU v Bratislave, zameranie betónové konštrukcie a mosty. Pôsobil na Katedre betónových konštrukcií a mostov Stavebnej fakulty TU v Košiciach ako vysokoškolský učiteľ, neskôr ako vývojový zamestnanec v Inžinierskych stavbách, a. s. Košice. Vo firme sa

2.4.2 Dynamic test

A vehicle loaded up to the overall weight of 25.0 tonnes was used as a testing load. A quasi-static deflection of the structure was specified from smooth vehicle rides at the speed of 5 km/h. Dynamic loading was applied by smooth rides and rides over a standard obstacle at the speeds of 5, 10, 15, 20, 30, 40, 50 and 60 km/h respectively in both directions. The real speed of the testing vehicle was calculated from the measured passage time of the vehicle over a distance of 396.0 m.

In the dynamic loading test a distribution of vertical deflections in time was monitored in the mid-span of the bridge segments. Relative incremental sensors with the precision of 0.005 mm were used for this purpose. Dynamic load efficiency was specified for individual spans between 0.096 and 0.111. In the dynamic loading test of the right-hand and left-hand bridges, the values of quasi-static deflections, direction and the speed of the testing vehicle, maximum dynamic deflection, and dynamic coefficients were either measured or calculated from the measured values. Equally, each testing passage/ride was evaluated in accordance with the standard requirements [5], the relationship between the dynamic coefficient and the speed of the testing vehicle analysed and the distribution of vertical deflections and self-excited frequencies of individual spans were specified.

In conclusion, the reports [7] had it that after the fulfilment of the essential standard criteria [5] in all testing rides and all monitored spans, both bridges met the requirements in the dynamic loading test.

3. CONCLUSION

During construction all measurement results were continually reported to the staff representing both the designer and the employer. It has been proven that the durability of embedded thermometers is very low and some of them stopped working about two years after their placement in the concrete. On the contrary, as the service life of EM sensors is supposedly several decades, it has been recommended that the collection and evaluation of the measured data should continue in the future. The data measured can serve as a valuable source of information for the prospective bridge administrator in the structure diagnosis and as a means to verify the theoretical calculation assumptions and/or the quality of the performed work for both the structural designer and the employer.

BIBLIOGRAPHY

- [1] Kundrát, K., Naď, L., Molitoris, S., Horváth, M.: Experience of the application of free cantilever cast in-situ concreting method in Inžinierske stavby a. s., a public limited company in Košice. In: 1st Conference on Bridges, Proceedings, Košice 2002, pp. 157 – 166.
- [2] Chandoga, M., Jaroševič, A.: The Final Report: Measurement of Cable Forces and the Structure Temperatures during the Construction and Loading Test of D 214 – The Bridge near Fričovce, Projstar PK, s. r. o., a limited company, Bratislava 2003.
- [3] STN 73 6203 Actions on Bridges, 1986.
- [4] STN P ENV 1991-2-5 Eurocode 1, Basis of Structural Design and Actions on Structures, Parts 2-5: Actions on Structures, Temperature Actions, 2000.

podieľal na zavádzaní nových technológií výstavby mostov – letmej betonáže, mostov z pozdĺžne delených prefabrikátov a spriahnutých oceľo-betónových mostov. V súčasnosti je vedecko-výskumným zamestnancom na Katedre betónových konštrukcií a mostov Stavebnej fakulty TU v Košiciach. Odborne sa venuje problematike navrhovania a experimentálneho overovania betónových konštrukcií a mostov.

Ing. Konštantín Kandrát, PhD. (1959), graduated from the Slovak University of Technology, the Civil Engineering Faculty at Bratislava, with the specification on concrete structures and bridges. First, he worked as a university teacher at the Department of Concrete Structures and Bridges, the Civil Engineering Faculty, Technical University at Košice, and later as a research assistant in Inžinierske stavby, a. s., a public limited company in Košice. He participated in the introduction of new technologies in bridge construction – free cantilever cast in-situ concreting, construction of bridges from longitudinally segmented pre-cast elements and composite reinforced concrete bridges. At present, he works as a research assistant at the Department of Concrete Structures and Bridges, the Civil Engineering Faculty, Technical University at Košice, where he professionally concentrates on the structural design and experimental verification of concrete structures and bridges.

[5] STN 73 6209 Bridge Loading Tests, 1979.

[6] Report No. M – 1/2003 on the basic static loading test of a seven-span continuous double-bridge 214-00, Bridge D1 over the valley at km 2,481 10, D1 FRIČOVCE BY-PASS, Building Testing and Research Institute, a non-governmental organization, an accredited testing laboratory, a branch in Prešov, 2003.

[7] Final Reports No. 12030073/P (L) on the Results of a Dynamic Loading Test of the Bridge 214-00 on the motorway D1 – Fričovce By-Pass, the right-hand (left-hand) Bridge, Building Testing and Research Institute, a non-governmental organization, an accredited testing laboratory, a branch in Prešov, 2003.



TECHNICKÁ UNIVERZITA V KOŠICIACH
TECHNICAL UNIVERSITY OF KOŠICE

The Faculty of Civil Engineering of the Technical University of Košice was founded in 1976 and it started to function on 20th February in 1977.

The most important function of the faculty is to participate in the progressive growth of technical, scientific and economic level of society by educating highly qualified civil engineers and by scientific and research work.

Prior intent of the faculty is permanent achieving of generally accepted results in the prior fields of creative activities – educational and research – home as well as abroad.

Permanent development of the faculty on the threshold of 21st century is characterised by continuing raising of quality, by which we mean not only quality of pedagogical and research employees and of study and research programmes, but also quality of students, infrastructure and faculty premises.

STAVEBNÁ FAKULTA
FACULTY OF CIVIL ENGINEERING



Homogenizačná hala Holcim a.s. Rohožník

Homogenization hall Holcim a.s. (Corp.) Rohožník

Jozef Pavlásek - Jozef Meliš - Miroslav Hanuš



Spoločnosť Holcim (Slovensko) a.s. výrobca cementu, kameniva a transportného betónu v rámci modernizácie závodu Rohožník sa rozhodla pristavať novú halu na skladovanie a homogenizáciu surovín s kapacitou 22 000 t surovín.

Holcim (Slovensko) a.s. (corp.) company, cement producer, aggregate and transport concrete has decided to build-by a new hall within modernization of Rohoznik plant for storage and homogenization of raw materials with capacity 22 thousand tons.

1. ÚVOD

Náklady na takýto typ halys pomerne rozsiahlou konštrukciou nie sú zanedbateľné. Preto investor uvažoval dve alternatívy konštrukčného riešenia novej haly predhomogenizačného skladu surovín :

- oceľovú konštrukciu
- železobetónovú konštrukciu

Obe predložené alternatívy splnili požadované technické a časové ukazovatele. Pre železobetónovú variantu sa investor rozhodol z ekonomických dôvodov - nižších investičných a prevádzkových nákladov.

Monolitické práce boli minimalizované a predstavovali len:

- podkladné betóny pre prefabrikované železobetónové pätky s kalichom
- časť stužujúcich stien medzi prefabrikovanými pätkami
- drátkobetónovú podlahu

Prefabrikované boli :

- základové pätky s kalichom celkovej hmotnosti 22 ton
- obvodové steny
- základové nosníky
- odvodňovacie žľaby
- oblúkové rámy 30 m hmotnosti 25 ton

1. INTRODUCTION

Costs of such hall architecture with rather extensive construction are not negligible. Therefore, investor considered two alternatives of this new hall construction aimed for prehomogenization of raw-materials warehouse:

- steel construction
- iron-concrete construction

Both submitted alternatives have met required technical and timely indicators. Investor has decided for iron-concrete alternative for economic reasons - lower investment and operational costs.

Monolithic Works were minimalized and included only:

- screeding for prefabricated iron-concrete foots with tambour
- part of hardening walls between prefabricated foots
- wire-concrete flooring

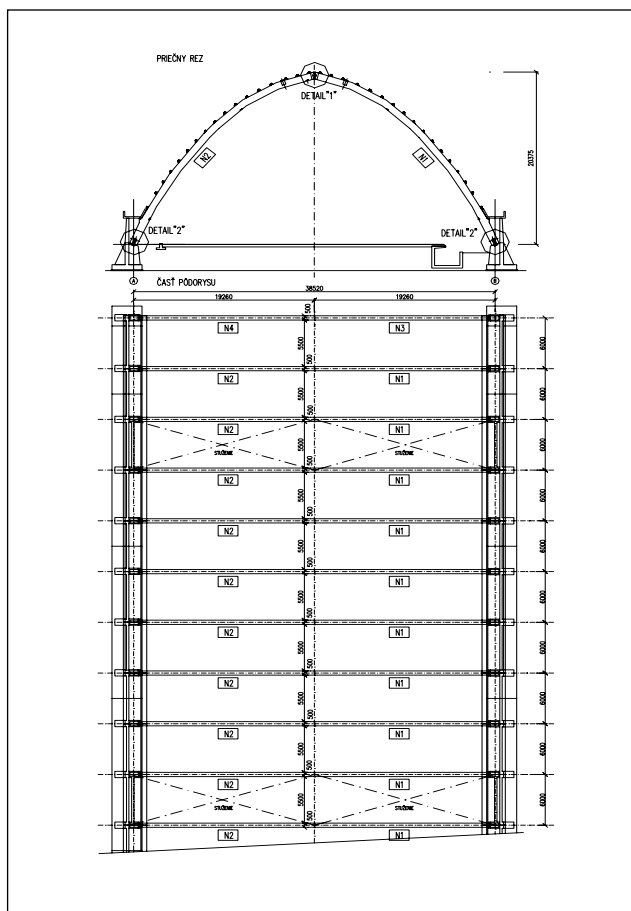
Prefabricated were the following:

- base foots with tambour with total weight 22 tons
- circumferential walls
- base girders
- drainage channels
- arched frames 30 m, 25 tons

Ing. Pavlásek Jozef, ZIPP BRATISLAVA s.r.o., Stará Vajnorská 16, 832 44 Bratislava, e-mail: jozef.pavlassek@bauholding.sk

Ing. Meliš Jozef, ZIPP BRATISLAVA s.r.o., Stará Vajnorská 16, 832 44 Bratislava, e-mail: jozef.melis@bauholding.sk

Ing. Hanuš Miroslav, ZIPP BRATISLAVA s.r.o., Stará Vajnorská 16, 832 44 Bratislava, e-mail: miroslav.hanus@bauholding.sk



2. POPIS KONŠTRUKCIE

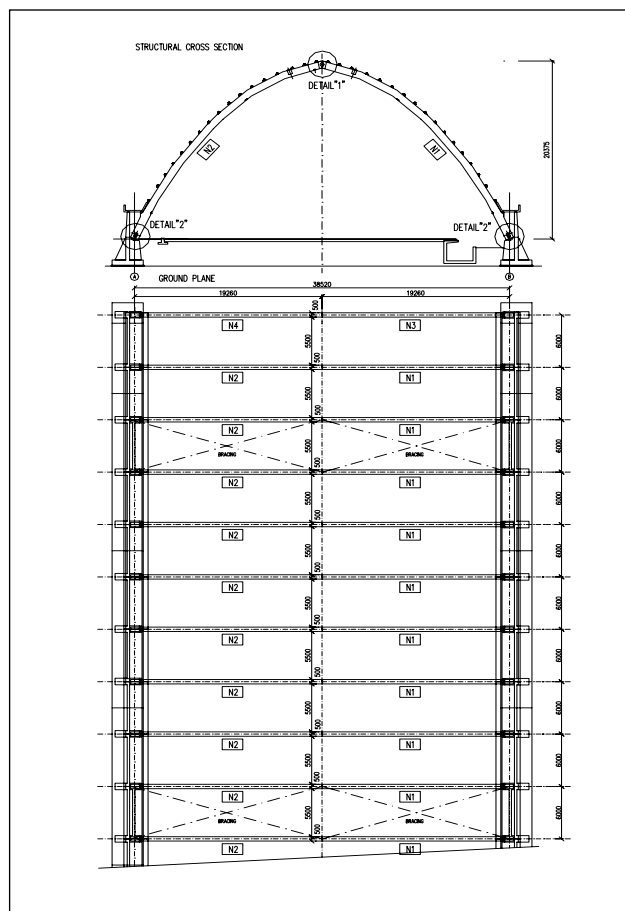
Konštrukcia haly je staticky riešená systémom trojkĺbových oblúkových rámov o rozpätí 38,5 m a výšky vo vrchole 20,4 m radených za sebou v module 6 m.

Rámy sú železobetónové prierezu 400 x 800 mm. Na rámoch sú uložené väznice z ocelových valcovaných profilov so strešným plášťom. Celková dĺžka haly 139 m je rozdelená na dva dilatačné úseky. Každý dilatačný úsek je v pozdĺžnom smere zavetrený priehradovou ocelovou konštrukciou v rovine väzníc.

Spodné kĺby železobetónových rámov sú riešené vložení päty rámu do prefabrikovanej základovej pätky, pričom styčné plochy sú v tvare časti valca o priemere 890 mm. Valcová styčná špára umožňujúca pootočeniu je vyplnená injektovanou silikátovou zmesou. Horné kĺby žel. bet. rámov sú riešené vložení konvexnej časti valcovej plochy priemeru 400 mm na jednej polovici rámu do konkávnej časti valcovej plochy na druhej polovici rámu. Kontaktná valcová plocha umožňujúca pootočeniu je vyplnená oloveným plechom hrúbky 5 mm.

Hala je okrem vlastnej tiaže konštrukcie, tiaže strešného plášťa a tiaže snehu zaťažaná technologickým zariadením zaveseným pod vrcholom rámu. Toto zariadenie slúži na dopravu a zhadzovanie drvenej horniny na podlahu haly, kde sa zmiešavajú (homogenizujú) komponenty na výrobu cementu. Samozrejme sa pri statickom výpočte uvažovalo i s pôsobením vetra a seizmicity.

Nakoľko je strednica rámu v tvare blízkom kvadratickej parabole, rámpôsobí ako klenba, teda prierezy rámu sú namáhané takmer centrickým tlakom. Najnepriaznivejšie ohybové momenty boli pri montáži, pretože rozvinutá dĺžka polovice rámu je cca 30 m už pri spomenutom priereze 400 x 800 mm.

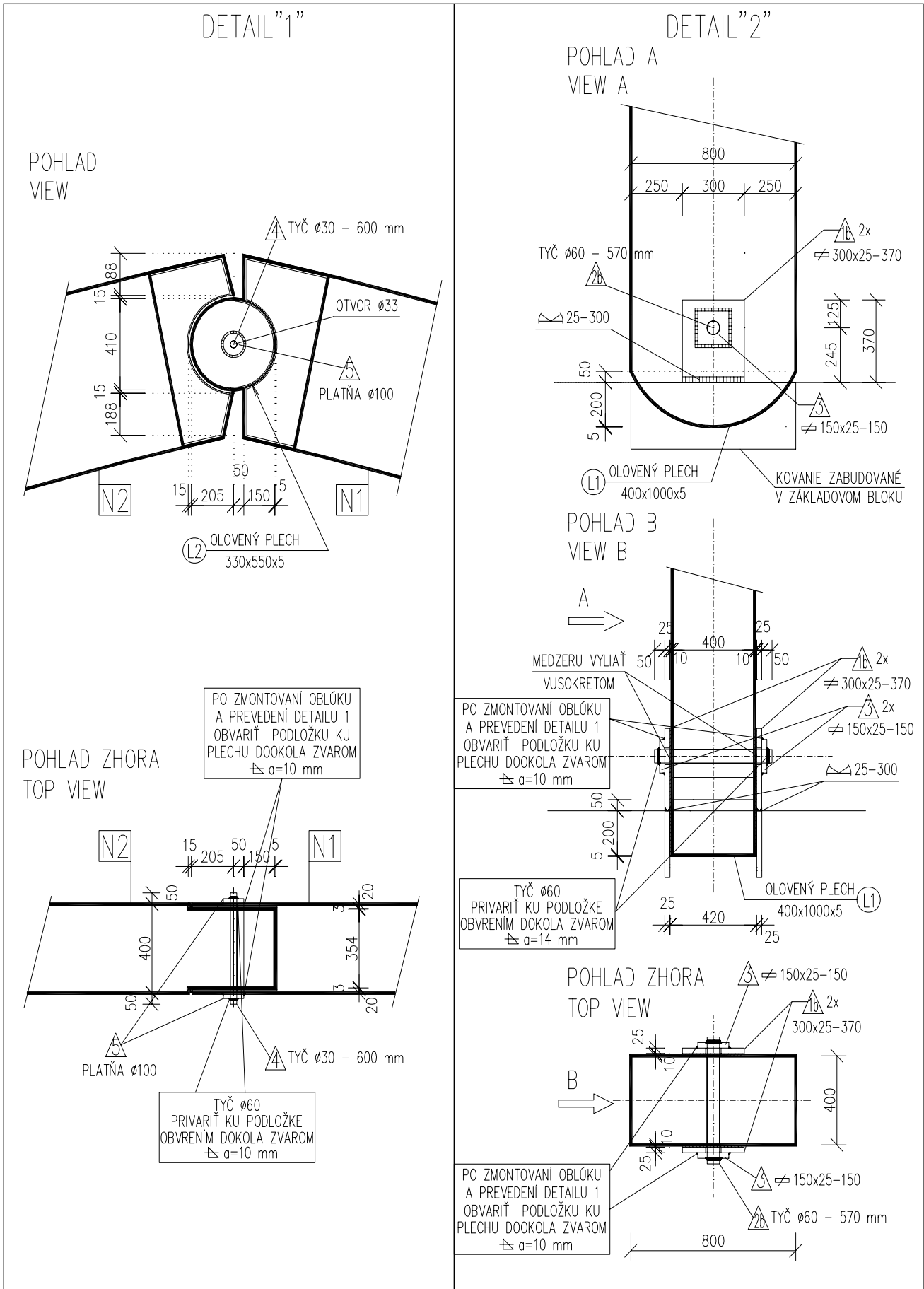


2. CONSTRUCTION DESCRIPTION

Hall construction is statically designed by system of three-joint arched frames with span of 38,5 m and height in peak 20,4 m integrated one after another in 6m module.

Frames are reinforced concrete with intersection 400 x 800 mm. Tie-beams made of steel sheet profiles with roof coat are placed on the frames. Total hall length is 139 m, divided into two dilatation sections. Each dilatation section is in lengthwise direction reinforced by steel trussed construction in level of ties. Lower joints of concrete frames are designed by placing frame foot into prefabricated base foot, while connection areas are cylindrical with diameter 890 mm. Cylindrical connection joint allowing rotation is filled with injected silicate mixture. Upper joints of iron-concrete frames are designed by placement of convex part of cylindrical area with diameter 400 mm in one half of frame into concave part of cylindrical area in the other frame half. Contact cylindrical area allowing rotation is filled with lead sheet 5mm thick.

Apart from own construction weight, roof coat and snow weight, loaded by technological equipment suspended under the frame top. This equipment serves for transporting and casting of crushed rock onto the hall floor, where components for cement production are being mixed (homogenised). Of course, static calculation has included wind and seismological activity. As frame central line in shape of quadratic parabola, the frame serves as a vault and frame sections are forced by almost centric pressure. Most unfavourable bending moments were during assembling as the expanded length of the frame half is approximately 30m at intersection 400 x 800 mm.



Najväčším problémom bola doprava a montáž. Z dôvodu náročného prístupu na stavenisko v areáli cementárne bolo nemožné dopraviť celý 30 m dlhý zakrivený polorám s prevýšením cca 4 m až ku žeriavom na montáž. Preto bol každý polorám vyrobený v závode ZIPP z dvoch kusov, ktoré sa zmonolitňovali priamo na ploche staveniska pod žeriavmi. Pri montáži boli tri žeriavy. Dvomi žeriavmi – jedným väčším a druhým menším sa namontoval do pätky jeden polorám, potom ho väčší žeriav držal vo vztýčenej polohe. Vzápätí ďalší väčší žeriav a menší žeriav po odopnutí prvého polorámu namontovali do pätky druhý polorám a oba veľké žeriavy koordinovane spúšťali vztýčené polorámy ku sebe, kde ich montážnici po vložení spomenutého oloveného plechu do horného valcového kĺbu stabilizovali a zaistili jednou oceľovou tyčou priemeru 30 mm vloženou do otvoru v strede kĺbu. Montáž každého dilatáčného celku začínala od modulu so stužením, ku ktorému sa postupne pridávali ďalšie rámy stabilizované oceľovými väznicami.

Hala je opláštená nezatepleným plechom TR 39/333 a presvetlená pásmi sklolaminátu. Rovnaké opláštenie je aj na štítových priečeliach. Plánovaný termín 4 mesiace bol skrátený o 9 dní.

Montáž prebehla plynule a bez problémov. Ako už bolo spomenuté, náročnosť montáže spôsobovali najmä veľmi stiesnené pomery na stavenisku a bolo priam umením skoordinať túto montáž v čase a priestore, aký bol k dispozícii. V železobetóne boli realizované i všetky ďalšie časti konštrukcie, napríklad obvodové žľaby a steny.

Celkový dojem i po architektonickej stránke vyznel veľmi dobre, čo ukazuje na veľký potenciál použitia prefabrikovaného železobetónu.

3. ZÁVER

Výrobná hala je dlhá 139 m, široká 38,5 m a výška 20,4 m. Investičné náklady dosiahli 155,35 mil. Sk. Investor dosiahol úsporu 15% v porovnaní s oceľovou konštrukciou. Objekt má za sebou 2 roky bezproblémovej prevádzky a investor zaradil technické riešenie ako typový podklad koncernu. Stavba získala ocenenie „Stavba roku 2005“ od Technického a skúšobného ústavu stavebného za mimoriadny čas výroby a výstavby, vysokú kvalitu, presnosť montáže a vysoko kvalitnú realizáciu celého objektu.

Podakovanie

Stavba mohla byť realizovaná vďaka dobrej spolupráce s investorom Holcim (Slovensko) a.s. a hlavnému projektantovi IDO Hutný projekt a.s. Bratislava.



Biggest problem was transport and assembly. As a result of bad site accessibility, it was impossible to transport the entire 30 m long curved half-frame with 4 m camber to cranes for assembly. Therefore, each half-frame was produced in ZIPP plant from two pieces which were monolithised directly at site using cranes. Three cranes assisted with assembly. Two cranes – one taller and one shorter, assembled half-frame into prepared foot and then the taller crane held it in upright position. Subsequently, the taller and shorter crane assembled second half-frame into the foot and both tall cranes initiated approaching the half-frames to be joint together. Once they were joint by placing lead sheet into the upper cylindrical joint, the frames were secured by one steel pole 30 mm thick that was placed into opening in the centre of joint. Assembly of each dilatation section begins with reinforced module, which was gradually added by another frames stabilized by steel ties.

The Hall is coated by non-isolated sheet TR 39/333 and lightened by fiberglass laminate sheets. The same coating is done at gable facades. Planned deadline 4 months was 9 days shorter.

Assembly was performed continuously and without any problems. The only drawback and impediment during construction was caused by limited site accessibility and it became fine art to coordinate and manage the assembly in available time and space. Iron-concrete were also all other construction parts such as peripheral gutters and walls.

The entire impression resulted as very positive which shows great potential of prefabricated iron-concrete use.

3. CONCLUSION

Production hall is 139 m long, 38,5 m wide and 20,4 m high. Investment costs reached 155,35 mil SKK. Investor ended up with 15% saving in comparison with steel construction. This object has performed 2 years operation without any technical problems and investor ranked this technical solution as a concern type foundation. Construction was awarded „Construction of the year 2005“ by Technical and experimental building department (Technický a skúšobný ústav stavebný) for outstanding time of production and construction Works, high quality, assembly precision and high quality realization of the entire object.

Acknowledgement

This construction was successfully performed thanks to a professional cooperation with the investor Holcim (Slovensko) a.s. and chief project engineer IDO Hutný projekt a.s. Bratislava.



Mosty s nízkym pylónom na Slovensku Bridges with low tower in the Slovak republic

Ladislav Búci - Jaroslav Guoth - Adrián Chalupec - Adrián Sedlák



Neustála snaha o elegantnejšie, štíhle a krajšie mosty vedie ich autorov k navrhovaniu nových konštrukčných systémov a vtipnejších riešení s vyšším zhodnotením základných materiálov. Do tejto skupiny treba zaradiť aj mosty predpäté voľnými káblami systému „extradosed“, alebo „mosty s nízkym pylónom“.

The incessant endeavour to build more elegant, slender and attractive bridges leads their authors to propose new construction systems and more resourceful designs including the higher value added to basic materials. The bridges prestressed by external tendons of the “extradosed” system or the “bridges with low tower” shall be included in this category.

1. MYŠLIENKA „EXTRADOSED PREDPÄTIA“, ALEBO „MOSTY S NÍZKYM PYLÓNOM“

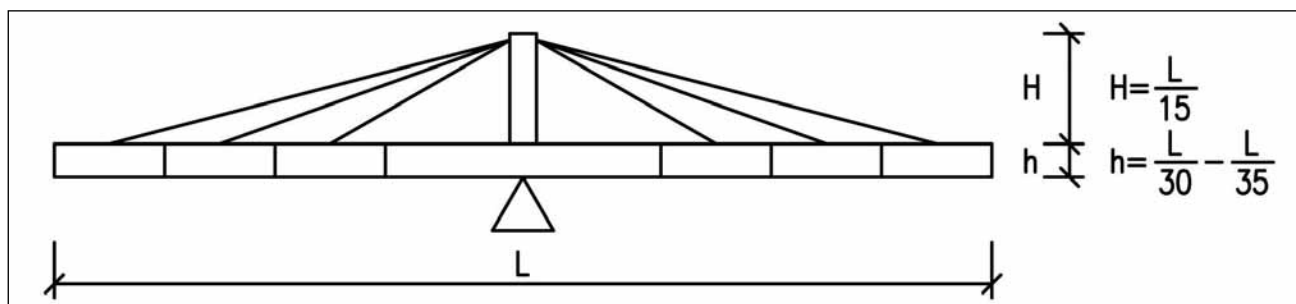
Zvýšenie účinnosti voľných káblov umiestňovaných v mostných komôrkových prierezoch v rámci výšky prierezu vedie k ich vyzdvihnutiu nad nosnú konštrukciu (NK) mosta. Vedením voľných káblov cez deviátor nad pilierom mosta zvyšuje sa ich zdvihová účinnosť, čo umožňuje podstatne znížiť výšku prierezu - obr. 1. Tento typ predpätia a káblov bol nazvaný „extradosed“ (ED) podľa [1].

Obmedzenie výšky deviátora na $L/15$ znamená obmedzenie sklonu voľných káblov. Tieto potom pôsobia len ako voľné

1. THE IDEA OF “EXTRADOSED PRESTRESSING”, OR “BRIDGES WITH LOW TOWER”

To increase effectiveness of external tendons of box girders leads to raising them above deck. Increased uplift effectiveness of external tendons passing through a deviator above the bridge pier enables to reduce substantially the section depth - Fig. 1. This type of prestressing and tendons is called “extradosed” (ED) according to [1].

Limiting a deviator depth to $L/15$ means to limit an angle of external tendons. External tendons raised this way can be designed for allowable stress of $0.60 f_{pu}$ instead of $0.40 f_{pu}$



Obr. 1 Základná schéma pre „extradosed“ predpätie podľa [1]

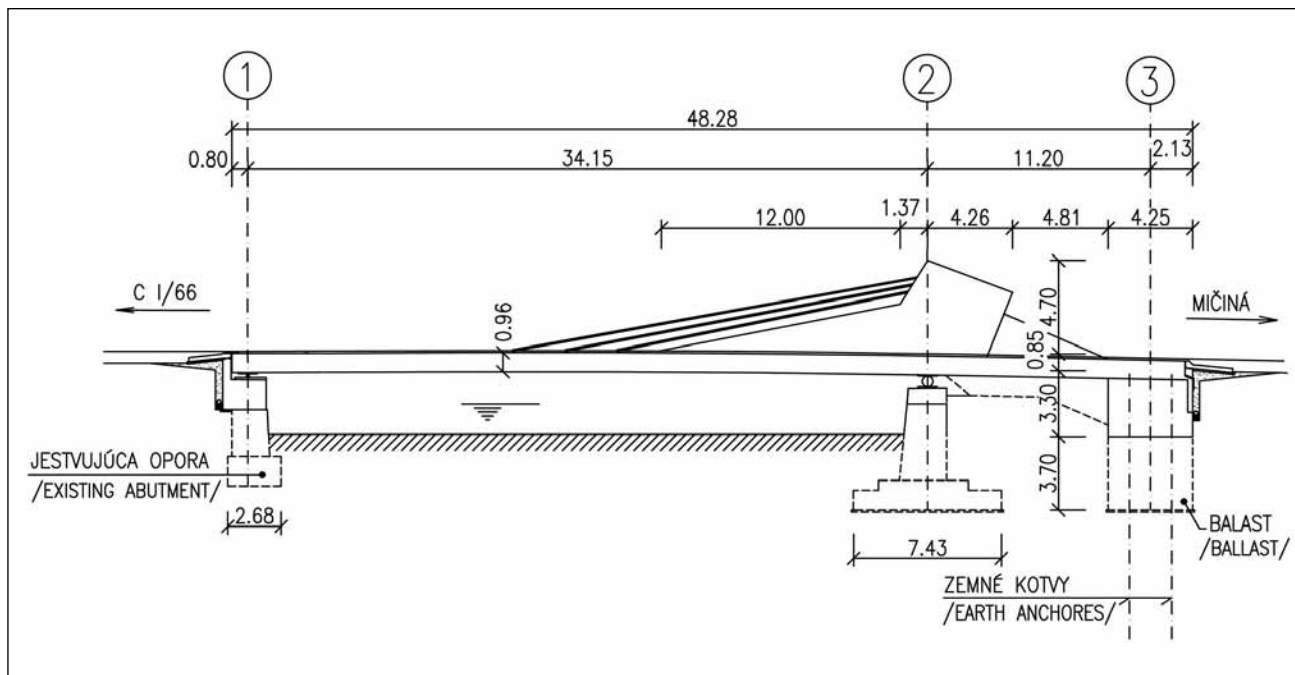
Fig. 1 Extradosed prestressing according to [1]

Ing. Ladislav Búci, PhD., Dopravoprojekt, a. s., Kominárska 2,4, 832 03 Bratislava, tel. +421-2-50234 228, fax +421-2-50234311, e-mail: tonvn@dopravoprojekt.sk

Ing. Jaroslav Guoth, Dopravoprojekt, a.s., Bratislava, Stredisko Liptovský Mikuláš, Ul. 1.mája 724, 031 01 Liptovský Mikuláš, tel. +421-44-5521900, fax. +421-44-5514037, e-mail: guoth@dopravoprojekt.sk

Ing. Adrián Chalupec, Dopravoprojekt, a.s., Bratislava, Stredisko Liptovský Mikuláš, Ul. 1.mája 724, 031 01 Liptovský Mikuláš, tel. +421-44-5521900, fax. +421-44-5514037, e-mail: chalupec@dopravoprojekt.sk

Ing. Adrián Sedlák, Dopravoprojekt, a. s., Kominárska 2,4, 832 03 Bratislava, tel. +421-2-50234 282, fax +421-2-55574396, e-mail: sedlak@dopravoprojekt.sk



Obr. 2 Pozdĺžny rez mosta

Fig. 2 Bridge elevation

káble s prípustným napätím $0,60 f_{pu}$ v nich a nie ako závesy, kde z dôvodov veľkého rozptylu napätí je potrebné napätie redukovať na hodnotu $0,40 f_{pu}$.

Novšie skúsenosti z Japonska, kde sa postavilo niekoľko desiatok mostov tejto koncepcie, viedli k úprave spomenutého kritéria. Hodnotu $0,60 f_{pu}$ možno použiť aj pri zvýšenej výške pylónu až na $L/10$ ale len v prípade, že vopred vypočítaný rozptyl napätí v ED kábli neprekročí hodnotu 50 MPa. Ak tento narastá, je potrebná redukcia prípustného napätia v kábloch.

2. PRVÝ REALIZOVANÝ MOST S DEVIÁTOROM NAD MOSTOVKOU NA SLOVENSKU

Rešpektovaním uvedených kritérií bol v Dopravoprojekte navrhnutý a v rokoch 2000 – 2001 vybudovaný cez Hron v Banskej Bystrici prvý most tejto koncepcie na Slovensku. Znížením výšky prierezu nosnej konštrukcie bol zväčšený prietokový profil pod mostom o 28 %. Pri šírke mosta 21,60 m a 2 rovinách voľných káblov prechádzajúcich cez deviátory výška NK dosiahla len $h = 0,85/34 = 1/40$ rozpätia - obr. 2. Napätie $0,60 f_{pu}$ v ED voľných kábloch nebolo prekročené.

3. NOVÉ MOSTY S NÍZKYM PYLÓNOM NA DIAĽNICI D1

Výhody tohto konštrukčného systému boli využité aj pri projektovaní 2 veľkých mostných objektov na 9,7 km dlhom úseku diaľnice D1, prechádzajúcom mestom Považská Bystrica:

- a - viadukt nad mestom Považská Bystrica (Guoth, Chalupec, Ondroš)
- b - most cez Váh a inundáciu pri obci Vrtižer (Sedlák, Harvančík).

V oboch prípadoch použitie nízkeho pylónu umožnilo podstatne znížiť výšku prierezu NK. Keďže výstavba objektov začne až v roku 2006, podané informácie sú len stručné, zaoberajúce sa viac koncepciou návrhu.



Obr. 3 Pohľad na objekt po dokončení

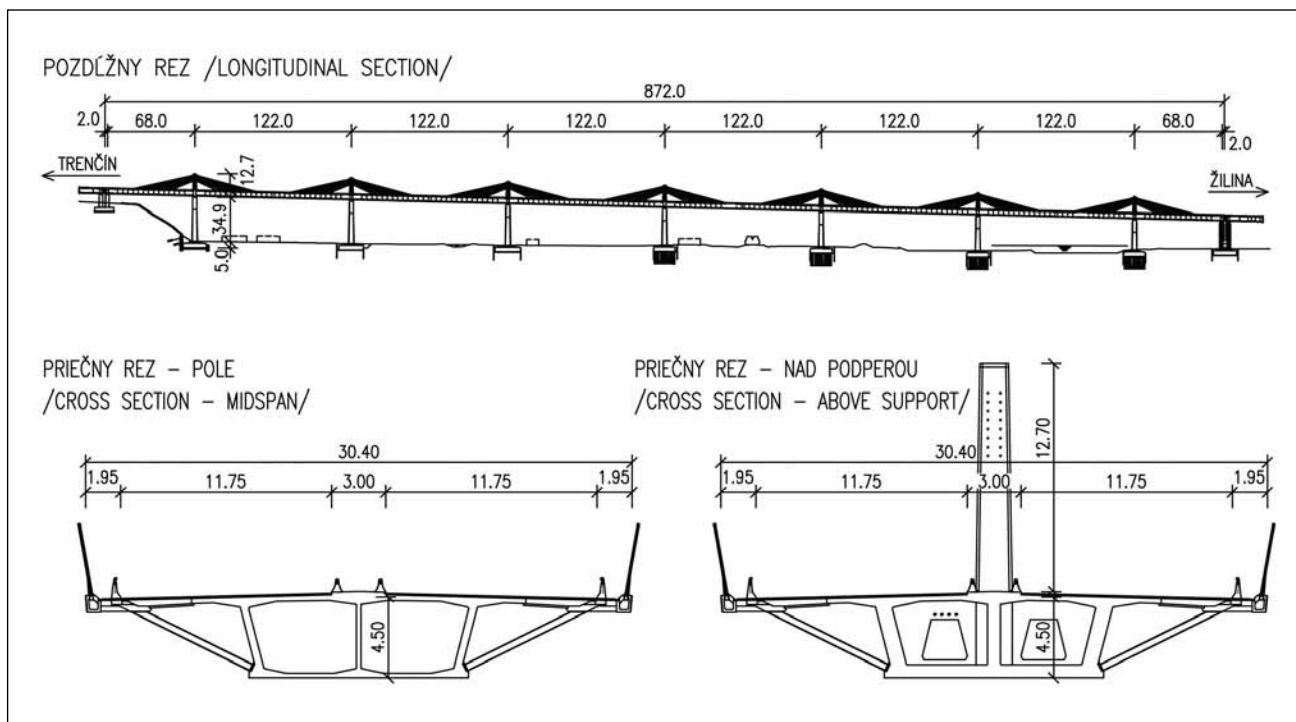
Fig. 3 Bridge after completion

as is common for stays where more reduction is necessary due to higher stress variation.

The recent experience from Japan, where tens of bridges of this concept have been built, leads to an adjustment of the above mentioned criterion. The value of $0.60 f_{pu}$ can be used even at increased height of a tower up to $L/10$, but only in case that stress variation in extradosed tendon will not exceed the value of 50 MPa. Higher reduction of allowable stresses is required with higher height of tower.

2. THE FIRST BRIDGE WITH DEVIATOR ABOVE BRIDGE DECK BUILT IN THE SLOVAK REPUBLIC

By following the above mentioned criteria, Dopravoprojekt designed the first bridge of this concept in the Slovak Republic – the bridge over the Hron River in Banská Bystrica, which was built during the years 2000 – 2001. By reducing the depth of superstructure the flow profile under the bridge was increased by 28 %. At the bridge width of 21.60 m and 2 levels of external tendons passing through deviators the depth of deck was only $h = 0.85/34 = 1/40$ of the bridge span - Fig. 2. The stress of $0.60 f_{pu}$ in extradosed tendons was not exceeded.



Obr. 4 Pozdĺžna schéma mosta a charakteristické priečne rezy NK viaduktu nad mestom Považská Bystrica
 Fig. 4 Elevation and typical cross sections on the „Považská Bystrica“ viaduct

4. VIADUKT NAD MESTOM POVAŽSKÁ BYSTRICA

Celková dĺžka premostenia intravilánu mesta je 1440 m. Viadukt je rozdelený na 3 dilatačné celky s dĺžkami 95 + 872 + 473 m. Z hľadiska konštrukčno-statického riešenia je najzaujímavejší druhý celok, s výškou nivelety nad terénom do 35 m a s použitým nízkym pylónom. Prezentovaná je len táto časť.

Nosná konštrukcia

Nosná konštrukcia druhého dilatačného celku je spojená predpätá s rozpätiami polí 68 + 6 x 122 m + 68 m. Optimálne rozpätie 122 m je priveľké pre klasickú nosnú konštrukciu s výškou prierezu $h = L/18 - L/20$ a primálne pre zavesené sústavy vzhľadom na ich celkovú náročnosť. Pylón je výšky cca $L/10$, umiestnený uprostred šírky prierezu.

V priečnom smere NK je riešená ako dvojkomorový prierez s konzolami vyloženými 8,2 m, podoprenými vzperadlami z oceľových rúrových profilov $\varnothing 400$ mm, vzájomne prekríženými. Použitie voľných káblov vedených cez pylón v centrálnej rovine vyžadovalo doplnenie prierezu o šikmé ťahadlá - viď obr. 6.

Pozdĺžne predpätie NK včítane použitia šikmých ťahadiel v komôrke prierezu je podobné ako u zavesených sústav - obr. 5. Súdržné káble boli použité pri konzolovom spôsobe výstavby v prvej fáze a postupne dopĺňané voľnými káblami typu ED. Voľné káble spojitosti sú dopnuté po pozdĺžnom zmonolitnení NK.

Zdvihová účinnosť ED káblov vedených cez nízky pylón je nižšia ako závesov mostov zavesených. Aj pri mostoch s nízkym pylónom dosahuje však takých hodnôt, že umožňuje spomenuté podstatné zníženie výšky prierezu. V prípade popisovaného viaduktu je to 150 MN na polovici rozpätia - obr. 6. Uvedená zdvihová sila je prenesená spomenutými šikmými ťahadlami do spodnej hrany krajných trámov.

Spôsob výstavby je obdobný ako u mostov budovaných letmo. Letmým spôsobom vybudované jadro NK ako dvojkomorový

3. NEW BRIDGES WITH LOW TOWER WITHIN THE D1 MOTORWAY

The advantages of this system were utilized also when preparing the designs of 2 large bridges within 9.7 km long section of the D1 motorway, passing through the town of Považská Bystrica:

- a - the "Považská Bystrica" viaduct (Guoth, Chalupec, Ondroš)
- b - the bridge over the Váh river and its flood area at the village of Vrtižer (Sedlák, Harvančík).

In both cases a low tower (pylon) enabled to reduce substantially the depth of deck. Since the construction of bridges will begin in the year 2006, the presented information is dealing more with the design concept.

4. THE "POVAŽSKÁ BYSTRICA" VIADUCT

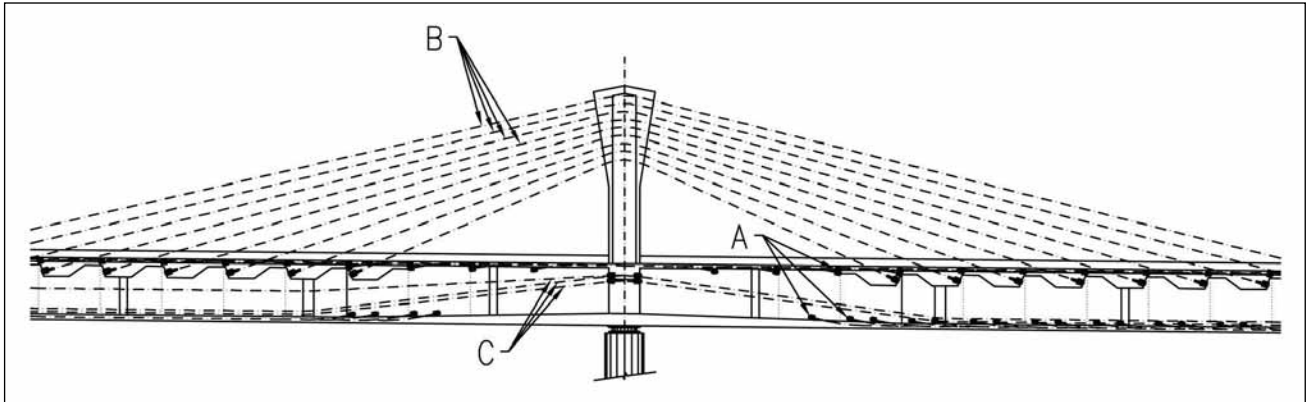
The overall length of bridge in urban area of the town is 1440 m. The viaduct is divided into 3 expansion units with the followings lengths: 95 + 872 + 473 m. From the structural point of view, the most interesting is the second expansion unit with low tower at the elevation of up to 35 m above ground. Only this part is presented.

Bridge Deck

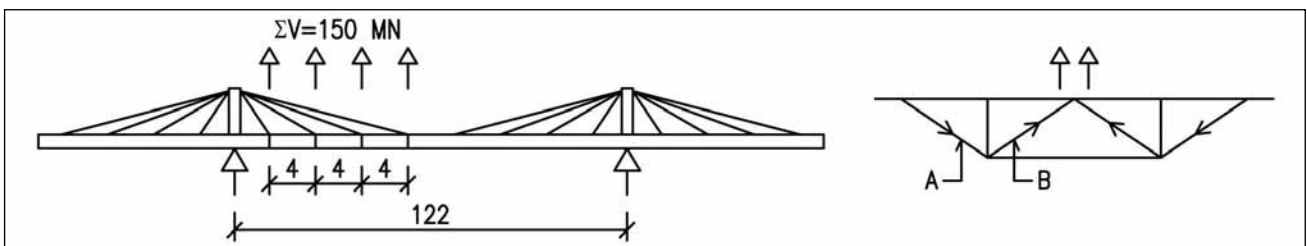
The bridge of the expansion unit is designed as continuous prestressed structure with spans of 68 + 6 x 122 m + 68 m long. The optimal span of 122 m is too large for a typical deck of depth $h = L/18 - L/20$ and too small for cable stayed systems because of their overall complexity. The tower height is approx. $L/10$ and it is situated in the middle of the section width.

The deck consists from double cell box girder with the 8.2 m long cantilevers supported by steel pipe struts of $\varnothing 400$ mm. The use of external tendons passing through the tower in central plane required to add skew ties - see the Fig. 6.

The longitudinal prestressing of the deck including the skew ties in the section is similar to cable stayed systems - Fig. 5. The bonded tendons were used during the cantilevered



Obr. 5 Usporiadanie pozdĺžneho predpätia: a - súdržné káble, b - ED káble, c - voľné káble spojitosti
Fig. 5 Longitudinal prestressing: a - bonded tendons, b - extradosed tendons, c - continuity external tendons



Obr. 6 Zdvíhová účinnosť voľných ED káblov na viadukte - pozdĺžny a priečny rez, schéma
a - vzperadlo, b - tiahlo
Fig. 6 Lifting efficiency of external extradosed tendons - elevation and cross section
a - strut, b - tie

nosník sa postupne rozšíri pomocou montovaných vzperadiel a dobetónovaním mostovkovej dosky v konzolovej časti na plnú šírku prierezu.

Spodná stavba

Tvar priečného rezu určoval návrh tvaru pilierov. Šírka pilierov v priečnom smere mosta vychádza zo šírky komôrky, v nižšej časti sú vysoké piliere zúžené až na 7,0 m. Výška pilierov 2. dilatáčného celku je v rozmedzí 29 - 40 m. Založenie je kombinované plošné a na pilótach.

construction method in stage 1 and extradosed type of external tendons was continually added. The continuity external tendons are assumed to be tensioned again after pouring the last section.

The lifting efficiency of extradosed tendons passing through the low tower is lower than those of stays of cable stayed bridges. However, even in case of bridges with low tower it reaches such values, that it enables the already mentioned substantial reduction of a section depth. In the case of Považská Bystrica Viaduct it is 150 MN at half the span - Fig. 6. The lifting force is transmitted by skew ties into the bottom edge of webs.

The construction method is similar to bridges constructed by a "free cantilever" construction method. The double cell box



Obr. 7 Vizualizácia mostného objektu nad mestom „Považská Bystrica“
Fig. 7 Bridge visualization on the „Považská Bystrica“ viaduct

5. MOST CEZ VÁH PRI OBCI VRTIŽER

Z dôvodov opakovanosti riešení most cez Váh je rovnakej koncepcie ako predchádzajúci viadukt nad mestom Považská Bystrica. Prevádza diaľnicu D1 cez rieku Váh a príslušné inundačné územie na konci diaľničného úseku „Sverepec - Vrtižer“.

Nosná konštrukcia

Most celkovej dĺžky 317 m má NK navrhnutú ako spojitý nosník o 5 poliach s rozpätiami 40 + 62 + 110 + 62 + 40 m - obr. 9. Výška prierezu NK je 4,0 m, výška pylónu dosahuje 11,0 m, oboje v zhode s kritériami tohto typu nosných konštrukcií.

Šírka komôrkového prierezu 29,85 m je približne zhodná s predchádzajúcim objektom nielen z tohto pohľadu, ale aj po stránke konštrukčného riešenia, predpätia pozdĺžneho aj priečneho a aj postupu jeho zhotovenia. Rozdiel sa týka vzperadiel konzol, ktoré sú v tomto prípade riešené ako želbet. stenové prefabrikáty. Stenové vzperadlá málo zväčšujú vlastnú tiaž NK, ale majú celý rad ďalších pozitív v oči inému riešeniu. Postup výstavby je vyjadrený na obr. 8.

Spodná stavba

Piliere mosta sú umiestnené len v jeho inundačnej časti, navrhnuté ako sólo prvky kruhového tvaru. Založené sú na veľkoprotílových pilótach vzhľadom na geologicky rôznorodé podložie.

Použité základné materiály a ukazovatele ich potreby

Konštrukčne náročné riešenie vyžadovalo použitie na oboch mostoch betón C 45/55 (B 600). Betonárska výstuž

girder built by the “free cantilever” method will be gradually widened by struts and cantilevered deck slab to full section width.

Bridge Substructure

The shape of the cross section determined the shape of piers. The width of piers at top in transverse direction of the bridge is based on the width of the box girder. Then the piers are narrowed up to 7.0 m. The height of piers of the expansion unit varies from 29 to 40 m. The foundations are spread footing or piles.

5. BRIDGE OVER THE VÁH RIVER AT THE VILLAGE VRTIŽER

For reasons of repetitiveness of designs the bridge over the Váh River is of the same concept as the previous viaduct “Považská Bystrica”. It carries the D1 motorway over the Váh River and the adjacent flood area at the end of motorway section “Sverepec - Vrtižer”.

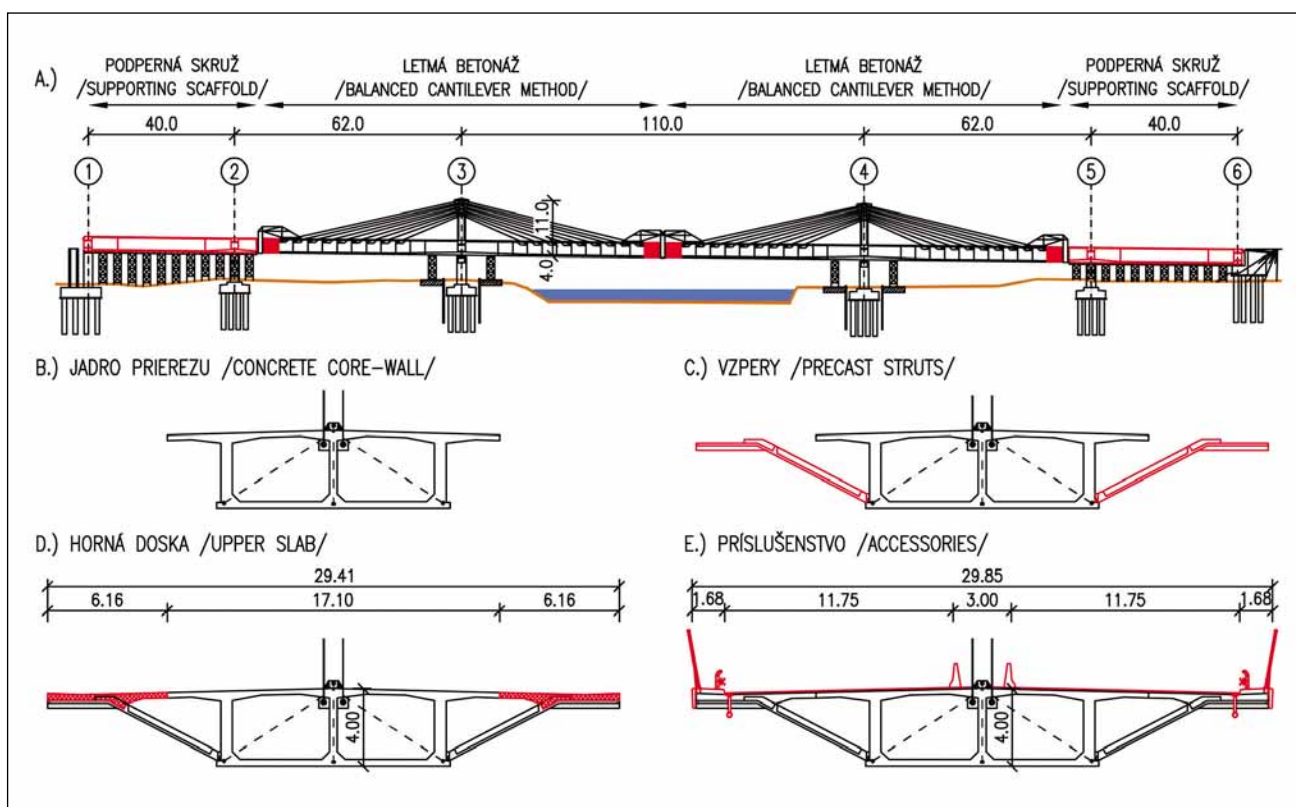
Bridge Deck

The overall bridge length of 317 m will be constructed as a continuous girder with 5 spans, (40+62+110+62+40 m) - Fig. 9. The depth of deck is 4.0 m; the height of the tower is 11.0 m in accordance with the criteria mentioned above.

The box girder width of 29.85 m is approximately the same as in case of the previous structure. It is similar not only from this point of view, but also from the structural, the longitudinal and transverse prestressing as well as the method of its construction. The difference is in struts from precast concrete. They only slightly increase the superstructure dead load, but they have some advantages against the previous solution. The construction method is shown on Fig. 8.

Bridge Substructure

The bridge piers are situated only in a flood area and they are designed as circular. Because of the geologically



Obr. 8 Výstavba nosnej konštrukcie: a - pozdĺžny rez, b - c - d - e - fázy budovania v priečnom smere

Fig. 8 Construction of Bridge Superstructure: a - elevation, b - c - d - e - construction stages of the section



Obr. 9 Vizualizácia mostného objektu

Fig. 9 Bridge visualization

je druhu 10 505 (R), predpínacie káble 15 a 19 lanové Ls 15,5 - 1800 MPa, predpínacie tyče pre ťahadlá CPS Ø 32.

Ukazovatele potreby základných materiálov (most cez Váh):

betón	0,95 m ³ /m ²
betonárska výstuž	156 kg/ m ²
predpätá výstuž - pozdĺžna	37,2 kg/ m ²
- priečna	7,1 kg/ m ² .

Uvedené ukazovatele sú približne v zhode s ukazovateľmi iných typov nosných konštrukcií podobných rozpätí. Hlavným pozitívom tohto riešenia je však možnosť podstatného zníženia nivelety komunikácie a efekt zo zúženej spodnej stavby, výrazný najmä pri vysokých premosteniach, umiestnených v zastavaných lokalitách.

6. ZÁVER

Použitie mostov s nízkym pylónom sa v oboch prípadoch zvolilo z dôvodov podstatného zníženia prierezu nosnej konštrukcie. Umožnilo to navrhnuť elegantnú a štíhlu konštrukciu nad mestom, včítane vysokých štíhlych pilierov v prvom prípade a v prípade druhom podstatné zníženie nivelety cestnej komunikácie na oboch predmostiach.

Projektant: Dopravoprojekt, a. s., Bratislava

Investor: Národná diaľničná spoločnosť, a. s., Bratislava

LITERATÚRA:

- [1] Mathivat, J.: Recent developments in prestressed concrete bridges. FIP notes, 1988/2
- [2] Atsuo Ogawa, Akio Kasuga: Extradosed bridges in Japan, FIP notes 1998/2

heterogeneous soil they are supported by large-diameter piles. The indicators of quantities of basic materials (bridge over the Váh River):

Concrete	0.95 m ³ /m ²
Steel reinforcement	156.00 kg/ m ²
Prestressed reinforcement - longitudinal	37.20 kg/ m ²
- transverse	7.10 kg/ m ² .

These indicators are approximately in accordance with indicators of other types of superstructures with similar spans. However, the main advantage of this type of structure is a possibility substantially to lower the vertical alignment of the road and narrowed substructure width, which is significant particularly in case of high bridges situated in urban areas.

6. CONCLUSION

The bridges with low tower were chosen due to substantial decreasing in the section depth. The use of low towers enabled to design a aesthetical and slender structure above the town, including the high slender piers in the first case and substantial lowering of vertical alignment of the motorway at both bridges in the second case.

Designer: DOPRAVOPROJEKT, a. s., Bratislava, Slovakia

Contracting Authority (Employer): NDS a. s., Bratislava, Slovakia (National Motorway Company).

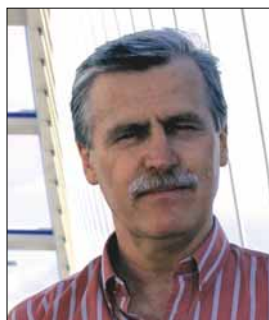
REFERENCES:

- [1] Mathivat, J.: Recent developments in prestressed concrete bridges. FIP notes, 1988/2
- [2] Atsuo Ogawa, Akio Kasuga: Extradosed bridges in Japan, FIP notes 1998/2

Estakáda „Prievoz“ v Bratislave

Flyover „Prievoz“ in Bratislava

Miroslav Maťaščík - Katarína Táborská - Igor Masaryk



Východný diaľničný obchvat hlavného mesta Slovenska Bratislavy bol daný do prevádzky v septembri 2002. Mostné objekty tejto stavby patria medzi najatraktívnejšie na Slovensku.

The eastern motorway bypass of Bratislava, the capital city of the SR, was put in service in September 2002. The bridges of this engineering Work belong to most attractive bridge structures in the Slovak Republic.

Estakáda „Prievoz“ je dominantným objektom celej stavby. Tvoria ju diaľničná dvojestakáda dĺžky 1752 m a estakády na vetvách dvoch diaľničných mimoúrovňových križovatiek. Mosty na diaľnici a na križovatkách tvoria jeden celok a celková dĺžka ich nosných konštrukcií je 4175 m.

The „Prievoz“ flyover represents the dominant structure of the whole Work. It is formed by dual motorway flyover with the length of 1752 m and flyovers at ramps of two motorway interchanges. The bridges within motorway route and at interchanges form one unit and the overall length of their superstructures is 4175 m.

Vzhľadom na súčasnú ale aj výhľadovú atraktivnosť územia, v ktorom je estakáda osadená, projektant navrhol stavebné dielo nadštandardnej architektonickej kvality, čo však nebolo na úkor úžitkových parametrov stavby a na úkor nepriaznivých dopadov na životné prostredie.

In respect to the present, but also the perspective attractiveness of area where the flyover is situated, the designer designed an engineering work of above-standard quality, from the architecture point of view, which however was not at the cost of the serviceability parameters.

Spodnú stavbu mosta tvorí systém 139 podpier a 12 krajných opôr. U obidvoch typov podpier ale tiež u krajných opôr a v priečnom reze nosnej konštrukcie sa opakuje základný tvarový motív mostných objektov tejto stavby.

The flyover substructure is formed by a system of 139 piers and 12 abutments. In case of both types of piers, but also in case of abutments and in the superstructure cross section, the basic shape motif of bridges of this engineering work is repeated.

Nosnú konštrukciu estakád tvorí prevažne stredný 2-trámový spojité komorový nosník z monolitického dodatočne predpäťého betónu. Horná mostovková doska je po oboch stranách strednej

The flyovers superstructure is mostly formed by central 2-girder continuous box-type girder of post-tensioned concrete. The upper bridge deck slab is supported by means of precast



Obr. 1
Fig. 1



Obr. 2
Fig. 2

komory podopieraná prefabrikovanými železobetónovými vzperami. Táto skladba priečného rezu umožnila budovať nosnú konštrukciu mosta „prúdovým“ spôsobom, čím sa vytvorili predpoklady pre požadované rýchle tempo výstavby. Priemerná doba výstavby 1 poľa v priamom úseku bola 14 dní.

Dilatovanie nosnej konštrukcie tohto pôdorysne komplikovaného komplexu mostov sa vyriešilo jeho rozdelením do 9 dilatačných celkov, z ktorých najväčší má dĺžku 750 m.

Napriek prvotne vyšším nákladom na tvarovo komplikované debnenia veľká opakovateľnosť nasadenia týchto prvkov (139 podpier, vyše 4000 prefabrikovaných vzpier a ďalšie mnohonásobne použité prvky) a veľká opakovateľnosť jednotlivých pracovných operácií priniesli očakávaný efekt v podobe nízkych výsledných stavebných nákladov objektu.

Návrh a realizácia estakády „Prievoz“ boli ocenené cenou Slovenského zväzu stavebných inžinierov „Inžinierska stavba roka“ a na Betonárskych dňoch 2004 cenou „Najlepšia betónová konštrukcia 2003 – 2004“.

Investorom stavby bola NDS a.s., Bratislava
Autorom architektonického návrhu bol Ing. Miroslav Maťaščík
Projektantom stavby bol Dopravoprojekt a.s. Bratislava
Stavbu realizoval Doprastav a.s., Bratislava



reinforced-concrete struts situated along both sides of the central deck cell. Cross section enabled to construct the bridge superstructure by the „flow-line“ construction method, by means of which the fast work preconditions have been created. The average construction period of 1 span in straight section was 14 days.

The dilatation of superstructure of this complicated, from the plan point of view, system of bridges was resolved by dividing it into 9 construction units, of which the largest one is 750 m long.

In spite of initially higher costs of complicated, formwork, the high repeatability of utilization of these elements and high repeatability of particular operations brought an expected effect in form of low final cost of construction of structure.

The design and execution of flyover „Prievoz“ was award by The Slovak Chamber of Civil Engineers - „The project of the year “and Award of the „Concreting Works Days 2004”) as “The best concrete structure of 2003 – 2004”

The client of the project was NDS a.s., Bratislava
Author of architectural proposal was Ing. Miroslav Maťaščík
Designer was Dopravoprojekt a.s. Bratislava
The project was executed by Doprastav a.s., Bratislava

Ing. Miroslav Maťaščík, Alfa 04 a.s., Bratislava
chartered engineer, 33 years of experience in bridge and engineering structures design

Ing. Katarína Táborská, Alfa 04 a.s., Bratislava
chartered engineer, 20 years of experience in bridge and engineering structures design

Ing. Igor Masaryk, Alfa 04 a.s., Bratislava
chartered engineer, 11 years of experience in bridge and engineering structures design

Alfa 04 a.s., Jašíková 6, 821 03 Bratislava
e-mail: alfa04@alfa04.sk, web: www.alfa04.sk

Cestný obchvat čadca s tunelom Horelica

Čadca road bypass with the Horelica tunnel

Peter Máša



Stavba s európskymi parametrami Cesta I/11 Čadca – obchvat mesta, I. etapa, vizitka 21. storočia, ukázkový príklad kvality v stavebníctve na Slovensku, kandidátka na inžiniersku stavbu roka. Aj takto častujú obchvat Čadce, časť I. etapa s dvoma mostami a dominantou a pýchou zároveň – šesťstometrovým tunelom Horelica. Presne 29. októbra 2004 po slávnostnom otvorení bola spustená prevádzka pre osobnú aj nákladnú dopravu.

1. ÚVOD

Uvedené dielo postavila stavebná spoločnosť VÁHOSTAV – SK, a.s., ktorá realizuje komplexné stavby zamerané na vodohospodársku, ekologickú, inžiniersku, líniovú, pozemnú, železničnú, diaľničnú a cestnú výstavbu vrátane všetkých druhov mostov a tunelov. Zároveň má v portfóliu realizácie inžiniersku a projekčnú činnosť, akreditované laboratórium, PSV práce, výrobu betónových zmesí a všetkých druhov prefabrikátov a betónových výrobkov, dopravné a mechanizačné práce, kovovýrobu a mostáreň, predpínanie mostov, nosníkov a kotiev. Ďalej špeciálne zakladania – odvodňovacie vrty, horninové lanové kotvy, mikropilóty, klincovanie a zaistovanie svahov a základových jám, striekaný betón. Od spracovania projektovej dokumentácie v stupni pre stavebné povolenie došlo vstupom Slovenska do EÚ k zmene predpisov, noriem a smerníc v oblasti protipožiarneho zabezpečenia tunelov a z toho vyplývajúcich požiadaviek na úniky a komunikáciu v tuneli a jej technologické, oznamovacie, informačné, signalizačné, vetracie, napájacie a zabezpečovacie vedenia a zariadenia. Zároveň vznikli nové požiadavky na prístupové komunikácie pre zásah hasičského záchranného zboru.

2. CHARAKTERISTIKA STAVBY

V súčasnosti je stavba zrealizovaná ako preložka cesty I/11, ale výhľadovo je projekt spracovaný ako pravý pás diaľnice D3. Obchvat Čadce sa začína zárezom pre konštrukciu vozovky diaľničných parametrov so zaistením gabiónovým a železobetónovým zárubným múrom, nasleduje 150-metrový trojpoľový prefabrikovaný most o výške nosníkov dva metre

A construction of European parameters Road I/11 Čadca – city bypass, Stage I, hallmark of the 21st century, a model of quality in civil engineering in Slovakia, nominated for the engineering structure of the year. This is how the Čadca bypass, stage I with two bridges and its dominant and most remarkable feature – a 600 m Horelica tunnel – is referred to. It was put in operation for passenger and cargo transport on October 29 after a solemn opening.

1. INTRODUCTION

The bypass was constructed by the VÁHOSTAV – SK, a.s. civil engineering company building complex structures with focus on water, ecological, engineering, line, ground, rail, highway and road constructions, including bridges and tunnels of every type. Its portfolio includes also engineering and design activities, accredited laboratory, PSV works, production of concrete mixtures and prefabricates and concrete products of any type, transport and mechanization works, metal production and bridge-building works, pre-stressing of bridges, beams and anchors. It also includes special foundation engineering - drainage boreholes, rock rope bolts, micro-piles, nailing and protection of slopes and foundation ditches, sprayed concrete. Upon the accession of Slovakia to the EU, regulations, standards and directives concerning fire safety in tunnels and the resultant requirements on escapes and communication in tunnels and their technological, notification, information, signalisation, ventilation, power and security lines and devices have changed at the time the project documentation for the building permit was prepared. There were new requirements also for access roads for fire brigade interventions.

2. CHARACTERIZATION OF THE CONSTRUCTION

At present, the construction is made as a relocation of the I/11 road, but the project is worked out as a future right lane of the D3 highway. The Čadca bypass starts with a set-off for a construction of a carriageway with highway parameters protected by a screen wall made of gabion and reinforced concrete, followed by a 150 m three-field prefabricated bridge

Ing. Peter Máša, Váhostav-SK, a.s., Hlinská 40, 011 18 Žilina. manažér projektu, tel. +421-41-7342 175, fax. +421-41-5980 181, e-mail: peter_masa@vahostav-sk.sk



Obr. 2 Most k východnému portálu tunela Horelica
Fig. 2 The bridge to the eastern portal of the Horelica tunnel

(obr.1, 2). Za tunelom pokračuje 440-metrový desaťpolový monolitický dvojkomorový most, ktorého celková šírka je 15,75 metra a írka medzi zvodidlami je 13,00 metrov. Zakladanie mostov je realizované v základových jamách pod trámovými múrmi zaistenými lanovými zemnými kotvami, spodná stavba je založená na mikropilótach a je prikotvená.

Tunel je vybudovaný ako dvojpruhový, obojsmerný, má dĺžku 600 metrov, šírku 12 metrov a vozovka medzi obrubníkmi je 9,0 metrov. Pozdĺžny sklon stúpa smerom k Žiline 4% v oblúku s polomerom 5000 m . Výška klenby od vozovky je 7 m . Tunel má betónovú vozovku o hrúbke 260 mm ukončenú 8 metrov pred oboma portálmi. Má pozdĺžne a priečne dilatácie vyplnené silikónovou zálievkou, ktorá je nehorľavá. V predmetnom úseku sú navrhnuté betónové zvodidlá. Betónové zvodidlá sú navrhnuté z dôvodu vyššej tuhosti, menšej deformačnej hĺbky a priaznivejšieho tvaru pre napojenie na portál tunela. Tunel je v pozdĺžnom smere ukončený krátkymi 15 a 25 metrovými časťami portálov s betónovými golierni. Prejazdnú výšku má 4,80 metra, avšak všetky technologické zariadenia a premenlivé značky sú zavesené vo výške 5,20 metra. (obr.3, obr.4)

Geologickú stavbu horninového prostredia tvorí tektonicky silne porušené a na oboch koncoch zvetrané ílovcovo - pieskovcové súvrstvie karpatského flyšu. Všetky banské raziace práce sa realizovali novou rakúskou tunelovacou metódou za nepretržitého geotechnického a geologického monitoringu. Výrub tunela budovaný vo vystrojovacích triedach TT IV až TT VI zabezpečený primárnym ostením zo zvarovaných sietí, priehradových nosníkov a radiálnych svorníkov – samozavrtávacích kotiev zmonolitnených striekaným



Obr. 1 Zárez s cestou k východnému portálu tunela Horelica
Fig. 1 A set-off with the road to the eastern portal of the Horelica tunnel

with beams 2 meters high (Fig. 1, 2). The tunnel is followed by a 440-m monolithic double-chamber bridge with ten poles, and the overall width of the bridge is 15.75 meter and the width between the safety fence is 13.00 meter. The bridges are footed in foundation ditches under trabeated walls secured by rope land ties, the bottom structure is footed on micropiles and anchored.

The tunnel is constructed as a two-lane, bidirectional tunnel 600 meter long and 12 meter wide and the carriageway between the kerbstone is 9.0 meter wide. The longitudinal gradient increases towards Žilina by 4% in an arch with a diameter of 5,000 m. The height of the vault from the carriageway is 7 m. The tunnel has a concrete carriageway 260 mm thick that stops 8 meters in front of both portals. It is provided with longitudinal and transverse dilatations filled by inflammable silicone sealing. Concrete safety fence is designed in this section. The concrete safety fence is proposed because of its higher compactness, lower deformation depth and a more favourable shape for connection to the tunnel portal. In the longitudinal direction, the tunnel is terminated by short portal parts 15 and 25 meter long and by concrete collars. Its driving height is 4.80 meter,



Obr. 3 Západný portál tunela Horelica
Fig. 3 The western portal of the Horelica tunnel



Obr. 4 Pohľad do tunela Horelica

Fig. 4 A look into the Horelica tunnel

betónom. Ochrana proti podzemnej vode je zhotovená plášťovou polyetylénovou izoláciou a drenážnym systémom. Vnútorne sekundárne ostenie je vybudované zo železobetónu. Odvodnenie tunela je riešené dvoma navzájom oddelenými systémami vyústenými cez lapače ropných látok do recipientu, alebo do bezodtokovej nádrže kontaminovaných vôd. Odvodnenie vozovky je zabezpečené priečnym a pozdĺžnym sklonom betónovej vozovky do certifikovaného betónového štrbinového žlabu VÁHOSTAV - SK - PREFA so samozhášacím protipožiarňm systémom a na predportálových úsekoch do žlabov s mriežkou. Odvodnenie podkladných vrstiev je zaistené systémom priečných a pozdĺžnych drenáží zaústených do cestnej kanalizácie odvodnenia tunela.

Z hľadiska protipožiarneho zabezpečenia je tunel vybavený liatinovým požiarňm vodovodom s hydrantmi umiestnenými po strane tunela vo výklenkoch po sto metroch. Vodovod je napojený cez čerpaciu stanicu v obslužnom objekte na požiarňu nádrž s kapacitou 200 m³, dopĺňanú cez výtlačný vodovod z rieky Kysuca, alebo z mestského vodovodu. Z dôvodu bezpečného úniku osôb v prípade havárie je vybudovaná 376 metrov dlhá úniková chodba o šírke 3,3 a výške 2,5 metra, prípadne pre príjazd osobného záchraného automobilu. Úniková chodba je vedená v trase budúcej ľavej tunelovej rúry. Dve tunelové spojky pre únik osôb sú s tunelom prepojené vo vzdialenosti 180 metrov. Na vstupe do únikovej chodby z tunela aj na východe z nej pri portály Čadca sú vytvorené požiarne predsiene uzavreté protipožiarňmi dverami.

Súčasťou stavebnej časti tunela Horelica je združený prevádzkovo-technologický objekt situovaný vedľa portálu Čadca. Jedná sa o dvojpodlažný železobetónový objekt v tvare zrezaného valca, ktorý je v súčasnosti len čiastočne prisypaný, ale po dobudovaní druhej tunelovej rúry bude mať charakter podzemného objektu. Nachádza sa v ňom riadiaci centrálny systém - „srdce“ tunela a celého obchvatu Čadce dĺžky 5,961 km. Tunel Horelica je dlhodobý obojsmerný a preto je venovaná veľká pozornosť bezpečnosti dopravy v tuneli, je navrhnutý bezpečný, komfortný a väčšieho profilu. Osvetlenie, dopravné značenie, úprava povrchu tunela, jeho architektonické stvárnenie, kvalita a protišmykové vlastnosti vozovky užívateľom umožňujú jazdu v najlepších podmienkach, pohodlí a bezpečí.

Stavebné a technologické riešenie tunela vyhovuje požiadavkám európskych pravidiel bezpečnosti. Zásady sú:

however, all the technological equipment and variable signs are suspended in the height of 5.20 meters. (Fig. 3, Fig. 4)

Considering geology, the surrounding rock consists of a group of strata made of clays and sandstone of Carpathian flysch, very deformed tectonically and weathered at both ends. All the mining perforation works were carried out using a new Austrian tunnelling method under a constant geotechnical and geological monitoring. The tunnel was dug out in TT IV to TT VI bolting class and secured by a primary lining made of welded nets, truss girders and radial bolts – self-drilling anchors monolithed by sprayed concrete. The protection against underground water is made form a coated polyethylene insulation with a drainage system. The internal secondary lining is made from reinforced concrete. The tunnel drainage is designed in two systems separated from each other, with outlets running through oil interceptors into the recipient, or into an outlet-free tank for contaminated waters. The carriageway is drained by the transverse and longitudinal slope of the concrete carriageway into a certified concrete slot trough VÁHOSTAV - SK - PREFA with self-extinguishing fire safety systems and into grid troughs at the pre-portal sections. Bedding layers are drained by a system of transverse and longitudinal drains with outlets into the road canals for tunnel drainage.

Considering fire safety of the tunnel, the tunnel is equipped with an alloy fire water pipeline with hydrants located at sides of the tunnel in niches in 100 m spans. The water pipeline is connected via a pumping station in the service building to a 200 m³ fire water reservoir supplied through a delivery pipe line from the Kysuca River r from the city water piping. To ensure a safe escape of people on case of a crash or an arrival of a passenger rescue car, an escape corridor 376 meter long, 3.3 meter wide and 2.5 meter high is constructed. The escape corridor runs through the future left tunnel pipe. The two tunnel junctions for rescue of people are connected with the tunnel at the distance of 180 meters. There are fire halls enclosed by fire safety door built at the entry to and exit from the escape corridor from the tunnel at the Čadca portal.

The structural part of the Horelica tunnel includes also a common operating-technological building situated next to the Čadca portal. This is a double-floor building from reinforced concrete with the shape of a cut cylinder, only partially filled at present, but this will be an underground building after the construction of the second tunnel pipe is completed. There is the central control system - the “heart” of the tunnel and of the entire Čadca bypass 5.961 km long. The Horelica tunnel is bidirectional in the long-term and this is the reason why the issue of traffic safety is essential and the tunnel is designed with a safe, comfortable and greater profile. The lighting, traffic signs, surface treatment in the tunnel, its architectonic design, quality and anti-slipping properties of the carriageway make it possible for its users to drive under the optimum conditions, in comfort and safety.

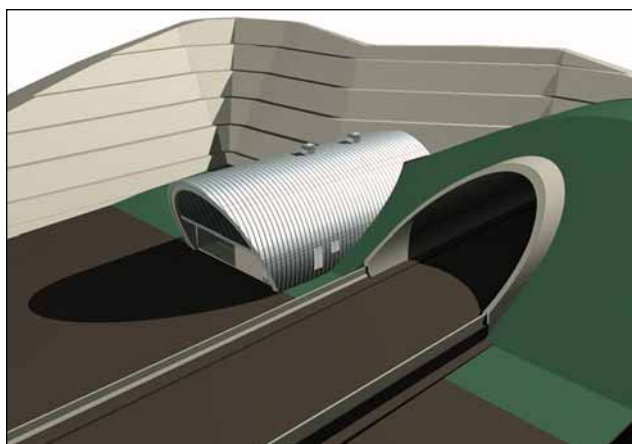
The structural and technological design of the tunnel complies with requirements of European safety regulations. These regulations are as follows:

- Inform the driver immediately about any danger,
- First aid intervention in subsequent minutes
- Provide a possibility to escape for drivers
- Calling for the fist aid – SOS boxes
- Escape of persons – escape junctions and a corridor

- okamžite vodiča informovať o nebezpečí
- zásah prvej pomoci v nasledujúcich minútach
- poskytnúť vodičom možnosť úniku
- privolanie prvej pomoci – SOS skrine
- únik osôb - únikové spojky a chodba
- veľkosť profilu a protipožiarna vybavenosť tunela musí umožniť jednoduchý a rýchly zásah záchranárov, najmä hasičského záchranného zboru a prvej lekárskej pomoci
- kvalifikovaný, vybavený a vycvičený riadiaci a záchranný personál

Všetkým týmto zásadám technický návrh projektového riešenia tunela Horelica vyhovuje.

Technológia tunela sa skladá z integrovaného systému riadenia dopravy celého úseku premenlivými dopravnými a signalizačnými značkami, dvoch dvojíc axiálnych prúdových ventilátorov v hlavnom tuneli a únikovej chodbe s reverzáciou prevádzky, elektrickej požiarnej signalizácie tvorenej lineárnym optickým požiarňm hlásičom, SOS kabín s telefónmi pre núdzové volanie, z hlavného a požiarneho osvetlenia s troma akomodačnými zónami, bezdrôtového spojenia, kamerového systému umožňujúceho pomocou 17 kamier kontinuálne sledovanie aktuálnej situácie pred tunelom, v tuneli, únikovej chodbe i na priľahlých križovatkách a informačného systému diaľnic, ktorý okrem iného zabezpečuje meranie a vyhodnocovanie poveternostných vplyvov. Prevádzkový súbor bezdrôtového spojenia zabezpečuje šírenie signálov hasičského a záchranného zboru, správcu komunikácie, zdravotnej záchranej služby, prevádzkovateľov GSM a rádiového signálu slovenského rozhlasu s možnosťou vstupu do modulácie dispečerom tunela pre prípad výstrahy. Celé riadenie dopravných, požiarňch a technologických stavov je zabezpečené na redundantných automatických jednotkách SIEMENS – PLC Simatic S7 na procesnej úrovni riadenia. Pomocou komunikačného rozhrania a programového prostredia v jednotlivých procesných úrovniach sa riadia všetky stavy tunela a celého úseku. Vizualizačný hardware a software umožňuje sledovanie a riadenie do všetkých procesov a stavov v reálnom čase a na redundantných serveroch je archivovaný celý dátový skutočný stav. Centrálny riadiaci systém je cez optické linky prepojený s dispečingom hasičského a záchranného zboru a so SSC správa a údržba rýchlostných ciest Čadca, kde sú distribuované všetky vizuálne, hlasové a dátové informácie „On-line“ (obr.5, obr.6).



Obr.5 Západný portál tunela – vizualizácia Pragoprojekt Praha

Fig. 5 The western tunnel portal – visualisation by Pragoprojekt Prague

- Size of the profile and fire safety equipment in the tunnel must allow a simple and prompt intervention of rescuers, in particular of fire brigades and paramedical first aid
- Qualified, well-equipped and trained control and rescue staff

The technical design of the Horelica tunnel meets all these requirements.

The tunnel technology consists of an integrated traffic control system for the whole section using variable traffic and signalling signs, two pairs of axial flow fans in the main tunnel and the escape corridor with the option of reverse traffic, electrical fire signalisation made of a linear optical fire sensor, SOS cabins with telephones for emergency calls, lighting with three accommodation zones, wireless connections, camera systems that allows continuous monitoring of the current situation in front of the tunnel, within the tunnel, in the escape corridor and at adjacent crossroads using 17 cameras, and the highway information systems that ensures also measurements and evaluations of climatic effects. The wireless connection operating set ensures propagation of signals from fire and rescue brigades, road administrator, paramedical rescue service, GSM operators and of radio signals of the Slovak Radio with the option of entry from the tunnel controller to issue a warning. The whole equipment of traffic, fire safety and technological statuses is ensured by redundant automatic SIEMENS – PLC Simatic S7 units at the process control level. All the tunnel statuses and the entire section are control by means of the communication interface and the program environment at specific process levels. The visualisation hardware and software makes it possible to monitor and control all the processes and statuses in real time and the whole actual data status is archived in redundant servers. The central control system is connected with the control centre of fire and rescue brigade via optical lines and with SSC administration and maintenance of express ways in Čadca, where all the visual, voice and data information are distributed to online (Fig. 5, Fig. 6).

Every technological equipment is supplied with electricity from two independent sources. In case of a power outage, every tunnel activity will be powered from UPS backup



Obr.6 Hotový západný portál tunela Horelica

Fig. 6 The completed western portal of the Horelica tunnel

Všetky technologické zariadenia sú napájané na elektrickú energiu z dvoch nezávislých zdrojov. V prípade výpadku elektrickej energie bude celá činnosť tunela napájaná záložnými zdrojmi UPS na 15 minút s okamžitou reakciou a dieselgenerátorom pre prípad výpadku elektrickej energie na dlhšiu dobu. Všetky zariadenia technológie sú ovládané automaticky centrálnym riadiacim systémom. Prevádzku tunela Horelica budú kontrolovať dvaja operátori v obslužnom objekte, kde je operátorské stanovisko.

3. ZÁVER

Stavebná a technologická časť Tunela Horelica je riešená na štandardnej európskej úrovni a bude prevádzkovaný systémom a zariadeniami zabezpečujúcimi najvyššiu bezpečnosť vodičov a užívateľov podľa najnovších smerníc pre prevádzku tunelov prevzatých z krajín Európskej Únie. Stavba je zrealizovaná s dôrazom na životné prostredie a preto bola zníženiu všetkých negatívnych účinkov na okolitú prírodu zvýšená pozornosť. Pre živočíšne biotopy boli zrealizované ochranné opatrenia s požiadavkami orgánov ochrany životného prostredia a inštitúciou Chránená krajinná oblasť Kysuce. Na minimalizovanie účinkov hluku od dopravy sú v dotyku so zástavbou osadené protihlukové steny z drevených prírodných i transparentných materiálov. Ochrana povrchových a podzemných vôd je riešená odvedením znečistených vôd z vozovky cestnou kanalizáciou a ich prečistením v lapačoch ropných látok pred vyústením do recipientov. Náhradou za odstránenú zeleň v priestore staveniska je výsadba náhradnej zelene a vegetačné úpravy realizované v súlade s platnou legislatívou EÚ. Pozitívnym spôsobom ovplyvnili životné prostredie aj stabilizačné a sanačné opatrenia, ktoré v zosuvných územiach eliminovali geodynamické procesy a pohyby ohrozujúce príslušnú zástavbu a pozemky. Pre výsledný priaznivý estetický dojem boli v stavebno-technickom riešení konštrukcií a objektov uplatnené viaceré architektonické detaily a materiály. Celok troch stavieb od križovatky Oščadnica, cez tunel Horelica po križovatku Čadca bol odovzdaný do užívania verejnosti 29. októbra 2004.

Autor Ing. Peter Máša je absolventom štúdia na Stavebnej fakulte Slovenskej technickej univerzity v Bratislave, ktoré ukončil v roku 1992. Po skončení univerzity absolvoval Podnikové hospodárstvo a manažment u TRANSFER – Švajčiarskej vzdelávacej nadácie.

Od ukončenia univerzity do súčasnosti pracuje u VÁHOSTAV – SK, a.s., Žilina, kde pracoval v pozícii majster, asistent stavbyvedúceho a stavbyvedúci.

Od roku 1997 úspešne pôsobí ako projektový manažér významných vodohospodárskych a dopravných stavieb, ako napr.: priehradu Málinec a Turček, Vodné dielo Žilina, Cestný obchvat Čadce s tunelom Horelica, Cesta Skalité hranica SR/PR, Dopravnej infraštruktúry pre závod KIA, Diaľnice D3 Hričovské Podhradie – Strážov.

sources for 15 minutes with immediate response and by a diesel generator in the event of a power outage for a longer period of time. All the technology devices are controlled automatically through a central control system. The operation of the Horelica tunnel will be controlled by two operators from the service building, housing an operating station.

3. CONCLUSION

The structural and technological part of the Horelica tunnel is designed at the standard European level and the tunnel will be operated with a system and equipment ensuring the top safety for drivers and users in accordance with the most recent directives for tunnel operation transposed from the countries of the European Union. The construction has been carried out with concern for the environment, and minimising all the negative impacts on the surrounding nature was vital. Protective measures were taken for animal biotopes in compliance with requirements of authorities for nature conservation and bodies of the Kysuce Protected Landscape Area. Anti-noise walls made from wooden natural and transparent materials are fitted by built-on areas to reduce effects of noise from the traffic. Surface and underground waters are protected by draining waste waters from the carriageway in road canals and treating such waste waters in oil interceptors before letting them out into recipients. The greenery removed at the construction site is replaced by substitute greenery and gardening adjustments carried out in accordance with the applicable EU legislation. Stabilising and renovation measures that eliminated geodynamical processes and movements endangering the adjacent built-on areas and lands in land-slide territories have had a positive impact on the natural environment. Multiple architectural details and materials have been implemented in the structural and technical design of structures and building for a good final aesthetic impression. The set of three buildings starting at the Oščadnica crossroad, via the Horelica tunnel up to the Čadca crossroad was opened for public on October 29, 2004.

Author Ing. Peter Máša graduated on the Faculty of Civil Engineering on Slovak Technical University in Bratislava and finished it in 1992. After study on the University he finished the Business economics and Management on TRANSFER – Swiss educational Institution. From end of the University he works in the company VÁHOSTAV-SK, a.s. in Žilina, where he worked as a foreman, an assistant of Construction Manager and Construction Manager.

From 1997 he successfully works as the Project Manager of Water-engineering and Transport constructions, e.g. Water Scheme Málinec and Turček, Water Scheme Žilina, Road 1/11 Čadca-bypass with tunnel Horelica, Road 1/11 Skalité – Border SR/Poland, Road infrastructures for KIA, Motorway D3 H. Podhradie – Strážov.

Betónové estakády mosta Apollo Concrete Flyovers of the “Apollo” Bridge

Miroslav Maťaščík - Igor Masaryk



Súčasťou mosta Apollo – nového mosta cez Dunaj v Bratislave je aj sedem betónových estakád a lávok. Príspevok popisuje koncepciu návrhu týchto mostných objektov.

Po oboch stranách hlavného mostného objektu cez Dunaj sú betónové estakády pre automobilovú dopravu, lávky pre chodcov a lávka pre cyklistov.

Faktom, ktorý pri návrhu koncepcie objektu nebolo možné nebrať do úvahy, bolo situovanie mosta. Neďaleké nové Národné divadlo, nová moderná zástavba, či výhľadová promenáda na nábreží Dunaja, to sú alebo v krátkej dobe budú noví „susedia“ tejto estakády. A tak dizajn objektu musel zohľadniť to, že sa bude nachádzať v tak exkluzívnej

An integral part of the bridge “Apollo”- new bridge over Danube in Bratislava are also the seven concrete flyovers and footbridges. The article describes the approach to the design of these bridges.

On both sides of the main bridge structure over the Danube are concrete flyovers for vehicles, footbridges for pedestrians and a bridge for cyclists.

Fact that was not possible not to take into consideration when preparing the structure conceptual design, was the location of the bridge. The new National Theatre, the new modern buildings or the planned promenade on the Danube river bank, situated not far from the bridge, that are or the near future will be the new “neighbors” of this flyover. Consequently the structure design had





spoločnosti. A bolo nutné, samozrejme, brať na zreteľ aj tvarovú koncepciu hlavného mostného objektu nad Dunajom.

Výsledkom tejto výzvy je dosková konštrukcia z monolitického dodatočne predpätého betónu. Pričné rezy nosných konštrukcií estakády ale aj lávok v tvare „slzy“ opakujú niektoré motívy z tvaru hlavného mostného objektu. „Ťažký“ pohľad nosnej konštrukcie vyvolaný jej neštandardnou šírkou je odľahčený rastrom rebier v strednej časti. Aby nebol priestor pod súmostím zaplnený veľkým množstvom podpier, lávky pre chodcov a cyklistov sú podopierané „odvážne“ vyčnievajúcimi priečnikovými konzolami hlavnej estakády.

Spodná stavba je tvarovaná obdobnou „technikou“ ako podpery hlavného mostného objektu. Základné teleso každej podpery – stena elipsovitého priečneho rezu, je upravované rôznymi „výrezmi“ do staticky alebo funkčne logického tvaru.

Staticky aj konštrukčne najobtiažnejšou časťou týchto objektov bolo ich zakladanie. Podložie tohto súmostia je preplnené rôznymi podzemnými objektami, kanalizačnými stokami profilu až 4,0 m a veľkým množstvom inž. sietí. Preto museli byť základové pásy podpier navrhnuté ako komplikované podzemné predpäté betónové mosty, ktoré premošujú spomínané prekážky.

Návrh a realizácia mosta Apollo obdržali tieto ocenenia:

- „EUROPEAN AWARD FOR STEEL STRUCTURES“ od European Convention for Constructional Steelwork (ECCS),
- „OPAL“ od American Society of Civil Engineers,

Investorom stavby bolo Metro a.s. Bratislava, autorom architektonického návrhu bol Ing. Miroslav Maťaščík, projektantom stavby bol Dopravoprojekt a.s. Bratislava a Keramoprojekt Trenčín, stavbu realizovalo konzorcium Doprastav a.s. Bratislava a MCE Voest Linz.

Ing. Miroslav Maťaščík, Alfa 04 a.s., autorizovaný inžinier, 33 rokov skúseností v navrhovaní mostných a inžinierskych stavieb

Ing. Igor Masaryk, Alfa 04 a.s., autorizovaný inžinier, 11 rokov skúseností v navrhovaní mostných a inžinierskych stavieb

Alfa 04 a.s., Jašíkova 6, 821 03 Bratislava
e-mail: alfa04@alfa04.sk, web: www.alfa04.sk

to take into account the fact that it will be situated in so exclusive company. And of course it was necessary to take into account also the shape conception of the main bridge over the Danube.

The outcome of the limitation is the slab structure of cast-in-situ post-tensioned concrete. The cross sections of flyover superstructures, but also those of footbridges in the shape of a “teardrop” repeat certain motifs of the shape of the main bridge. The “heavy” soffit of bridge superstructure due to its atypical width is alleviated by the raster of ribs in the middle part. In order not to fill the area under the complex of bridges by a large number of piers, the footbridges for pedestrians and the bridge for cyclists are supported by “boldly” overhanging transverse cantilevers of the main flyover.

The substructure is shaped by similar “technique” as the piers of the main bridge structure. The main body of each pier – the wall with elliptical cross section, is adjusted by means of different “cut-outs” into logical shape from the statics or the function point of view.

The most difficult part of these structures from the statics as well as the construction point of view, was the laying of their foundations. The subgrade of this complex of bridges is congested by different underground structures, drainage sewers of diameter 4,0 m and big amount of public utilities. Therefore the footing of piers had to be designed as complicated underground, prestressed concrete bridges, which are bridging the said obstacles.

Design and execution of the bridge Apollo were awarded by:

- „EUROPEAN AWARD FOR STEEL STRUCTURES“ awarded by „European Convention for Constructional Steelwork (ECCS)“
- “OPAL” award by American Society of Civil Engineers

The client of the project was Metro a.s. Bratislava, author of architectural proposal was Ing. Miroslav Maťaščík, designer was Dopravoprojekt a.s. Bratislava a Keramoprojekt Trenčín, the project was executed by joint venture Doprastav a.s. Bratislava and MCE Voest Linz.

Ing. Miroslav Maťaščík, Alfa 04 a.s., chartered engineer, 33 years of experience in bridge and engineering structures design

Ing. Igor Masaryk, Alfa 04 a.s., chartered engineer, 11 years of experience in bridge and engineering structures design

Alfa 04 a.s., Jašíkova 6, 821 03 Bratislava
e-mail: alfa04@alfa04.sk, web: www.alfa04.sk

Most nad riekou Orava a traťou ŽSR na R3 Oravský Podzámok – Horná Lehota

Bridge over the Orava river and the railway tracks on the R3 expressway in section “Oravský Podzámok – Horná Lehota”

Alexander Slávik - Martin Korbeľ



Mostný objekt na R3 Oravský Podzámok – Horná Lehota sa nachádza na okraji extravilánu obce Oravský Podzámok. Premosťuje trať ŽSR Kraľovany – Trstená a 2 krát rieku Orava. V článku sú uvedené základné informácie o projektovom návrhu a o výstavbe.

1. ÚVOD

Most je navrhnutý ako 14-polový, spojitý nosník, pozostávajúci z dvoch dilatovaných celkov dĺžok 295,0 a 389,0 m. Ide o monolitickú, dodatočne predpätú, mostnú konštrukciu komôrkového prierezu s nábehmi, budovanú technológiou letnej betonáže a postupného budovania na pevnej skruži. Spodná stavba je tvorená sústavou stenových pilierov a opôr. Most je navrhnutý na zaťažovaciu triedu A. Celková dĺžka mosta je 717,35 m s dĺžkou premostenia 686,60 m.

2. ZAKLADANIE A SPODNÁ STAVBA

Geologická štruktúra podložia v údolnej nive rieky Orava je vo všeobecnosti tvorená kvartérnymi sedimentami, zastúpená náplavami rieky Orava. Inžiniersko-geologické a hydrogeologické pomery staveniska možno vzhľadom na výšku hladiny podzemnej vody a rôznorodosť podložia označiť ako zložité.

Spôsob zakladania kopíroval zložitosť základových pomerov a upravoval sa individuálne podľa zistení na stavbe. Väčšina stavebných jám bola vzhľadom na výšku hladiny podzemnej vody prevedená pomocou štetovnicových ohrádzok, rozopretých oceľovými rámami, alebo kotvené horninovými kotvami. Tam kde nebolo možné štetovnice zabaraňiť do potrebnej hĺbky okolo celej stavebnej jamy, zvolil sa spôsob vytvorenia podzemných stien. Založenie spodnej stavby je prevažne navrhnuté hĺbkovo pomocou mikropilót $\phi 133\text{mm}$, tr.89/10mm. V snahe minimalizovať ich

The bridge on the R3 expressway in section “Oravský Podzámok – Horná Lehota” is situated at the boundary of rural and urban area of the Municipality Oravský Podzámok. It crosses the railway link Kraľovany – Trstená and twice the Orava River. The paper presents the basic information on the project design and used construction method.

1. INTRODUCTION

The bridge is designed as 14-span continuous cast-in-place post-tensioned girder structure, consisting of two structures (295.0 and 389.0 m long) separated by an expansion joint at Pier 6 (Fig.1). It is a single cell box girder of variable depth (Fig.2), constructed by a combination of free cantilever method and conventional scaffolding. The bridge is supported by wall piers and abutments. The design was carried out for loading class A. The overall bridge length is 717.35 m with the length of bridge opening being 686.60 m.

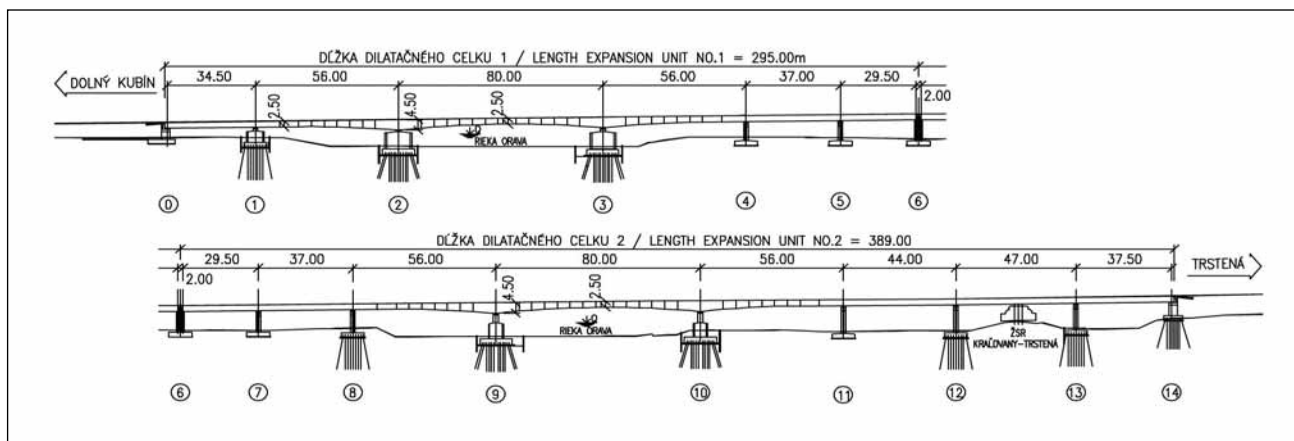
2. FOUNDATIONS AND BRIDGE SUBSTRUCTURE

The underground conditions in the fluvial plane of the Orava River are generally represented by quaternary deposits formed by river alluviums. With regard to high groundwater level and heterogeneous soil, the geotechnical conditions at the site can be qualified as difficult.

The construction of foundations reflected the complexity of underground conditions and was reassessed according to findings at the site. Because of high groundwater table, the majority of foundation pits required to use sheet piles (Fig.3) braced by steel frames or ground anchors. Where it was not possible to drive the sheet piles to the required depth around the whole foundation, the underground walls were used. The deep foundation consisted from micropiles of 133 mm diameter. To minimize the cost, the alternative designs for

Ing. Alexander Slávik, Dopravoprojekt a.s., Kominárska 2,4, 832 03 Bratislava, Zodpovedný projektant, Statika
tel. +421-2-50234286, fax. +421-2-55574396, e-mail: slavikk@dopravoprojekt.sk

Ing. Martin Korbeľ, Dopravoprojekt a.s., Kominárska 2,4, 832 03 Bratislava, Projektant, Statika
tel. +421-2-50234416, fax. +421-2-55574396, e-mail: korbel@dopravoprojekt.sk



Obr. 1 Pozdĺžny rez mosta – schéma

počty boli už v dokumentácii prevedené variantné riešenia. Dĺžka mikropilót bola rôzna a v niektorých prípadoch sa upravila podľa aktuálneho geologického profilu podložia resp. podľa výsledkov zaťažovacej skúšky.

Spodná stavba je tvorená uholníkovými, železobetónovými oporami a sústavou trinástich stenových pilierov. Riečne piliere sú návrhnuté s ochranou z lomového kameňa. Železobetónové konštrukcie spodnej stavby sú monolitické z betónu C25/30-základové pätky, C30/37-drieky podpier, C35/45-hlavica pilierov.

3. NOSNÁ KONŠTRUKCIA

Nosná konštrukcia je navrhnutá ako spojitý nosník z monolitického, dodatočne predpäťého betónu C30/37, s nábehmi. Oba dilatačné celky sú jednodomového priečného rezu, premennej výšky 2,50 – 4,50 m, s kolmými trámami a s celkovou šírkou 13,90 m. Betonáž prierezu je navrhnutá s dvomi resp. jednou pracovnou škárou po výške. Pri realizácii hornej dosky sa uvažuje použitie posuvného debnenia.

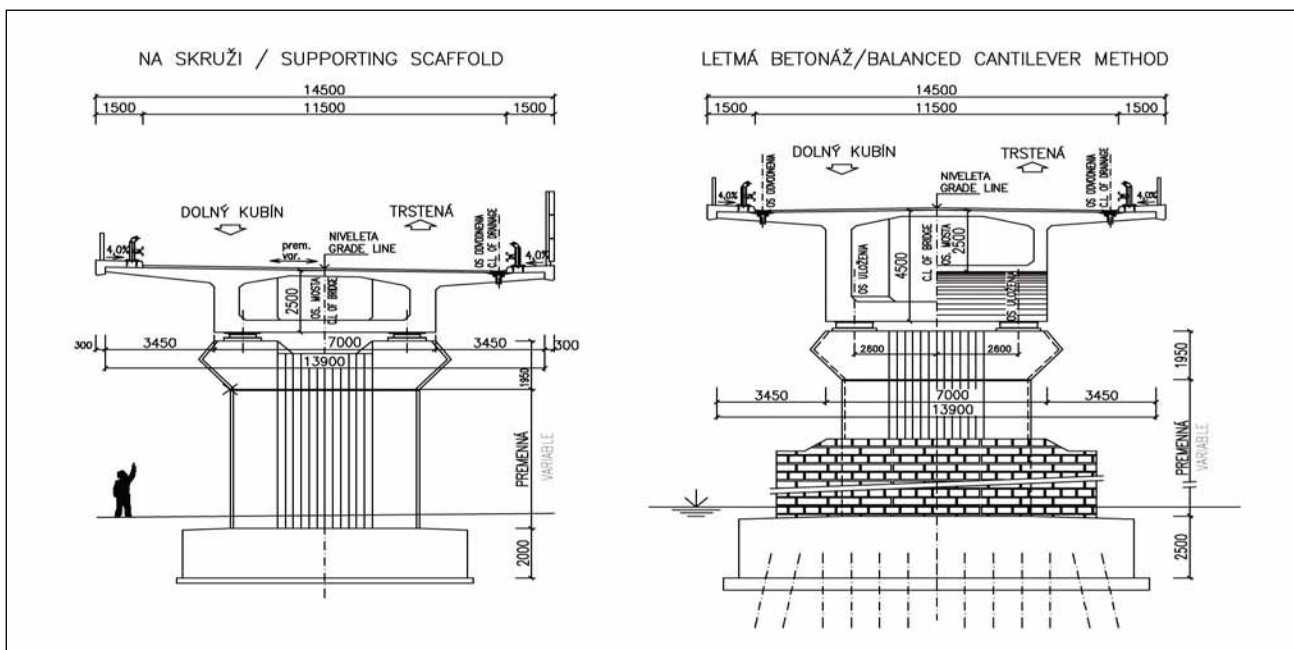
assumed findings at the site were carried out. The micropiles length differed and it was adjusted according to the actual geotechnical conditions and/or test results.

The bridge substructure consists from reinforced-concrete abutments with cantilever and thirteen wall piers. The piers situated in the river are protected by protected by quarry-stone facing. The reinforced-concrete pier footings are from C25/ C30, piers from C30/35 and pier heads from C35/45.

3. BRIDGE SUPERSTRUCTURE

The bridge superstructure is from cast-in-place post-tensioned concrete, class of C30/37. The girder depth varies from 2.50 to 4.50 m. The deck width is 13.90 m. One or two construction joints are assumed along the depth of the girder. Sliding formwork is planned to be used during the construction of the deck.

In the construction stage each expansion unit has two balanced cantilevers, formed by 18.0 m long base and six 5.0 m long segments cast symmetrically by form travelers. The stability of cantilevers is achieved by temporary supports with hydraulic jacks and fixed connection between



Obr. 2 Priečny rez mosta
Fig. 2 Bridge cross-section

V montážnom štádiu má každý dilatačný celok dve váhadlá, tvorené zárodkom dĺžky 18,0 m s obojstrannými konzolami pozostávajúcich zo šiestich 5,0 m dlhých segmentov, budovanými symetricky betónovými vozíkmi na obe strany. Stabilizácia váhadla je navrhnutá dvojicou pižmo bábok s hydraulickými lismi a betonárskou výstužou prechádzajúcou z piliera do zárodku. Maximálna reakcia na jednu bárku si vyžaduje použitie 2 x 2 lisov s minimálnou únosnosťou 4 100 kN (410t).

Nosná konštrukcia je plne predpätá súdržnými, injektovanými predpínacími káblami z 12-tich stabilizovaných lán ϕ 15,5-1800 MPa. Pre kotvenie je použitý predpínací systém SOLO s dvojestupňovými kotvami. Pozostáva z konzolových káblov váhadiel, predpínacej výstuže dielov budovaných na podpernej skruži a zmonolitňujúcich káblov. Výstuženie spodnej stavby a nosnej konštrukcie je navrhnuté betonárskou výstužou 10 505 (R). Postup výstavby celého mosta prebieha v 7 dňových cykloch budovania jedného segmentu.

Sledovanie nosnej konštrukcie počas výstavby je navrhnuté v pozdĺžnom aj v priečnom smere mosta. Výšky sú počítané na základe harmonogramu a spôsobu výstavby. Geodeticky budú priebežne sledované sadanie a deformácie pilierov, výšková poloha vytyčovacích bodov jednotlivých lamiel a dielov.

4. PRÍSLUŠENSTVO

Mostný zvršok je navrhnutý štandardným spôsobom s celoplošnou izoláciou z asfaltových pásov. Na moste je po celej dĺžke navrhnutá konštrukcia vozovky v celkovej hrúbke 90 mm, monolitické rímky, zábradelné zvodidlá pre úroveň zadržania H2 a ocelové zábradlie. Nosná konštrukcia je na hrncových ložiskách so zvislou únosnosťou 5,0 MN až 20,0 MN. Mechanické mostné závery s dilatačným pohybom 240 a 400 mm sú vzhľadom na blízkosť zástavby navrhnuté ako tzv. tiché.

5. ZÁVER

Most na R3 nad riekou Orava a traťou ŽSR v km 1,842 500 je v súčasnosti v štádiu výstavby. Je dokončené založenie a výstavba spodnej stavby a pripravená na realizáciu jednotlivých dielov nosnej konštrukcie. Konečný termín dokončenia celej stavby R3 Oravský Podzámok – Horná Lehota je koniec roka 2007.

6. ZÚČASTNENÉ ORGANIZÁCIE

Stavebník: Národná diaľničná spoločnosť
 Projektant: Dopravoprojekt, a.s., Bratislava
 Dodávateľ: Skanska DS a.s., Váhovstav – SK, a.s.,
 Max Bögl & Jozef Krýsl

the pier and base. The maximum reaction for a temporary support requires using 2 x 2 jacks with the minimum bearing capacity of 4,100 kN (410t).

The bridge superstructure is fully prestressed by bonded 12-strand tendons (ϕ 15.5-1800 MPa). The "SOLO" prestressing system with multipane anchors is used. It consists of tendons of cantilevers, conventionally built sections on scaffolding and continuity. Reinforcement steel of 10 505 (R) was used for the bridge substructure and superstructure. The construction method is based on 7-day cycle for one segment.

The monitoring of bridge superstructure during construction is proposed in longitudinal as well as the transverse direction of the bridge. The elevations are calculated on the basis of the construction method and schedule. The settlement and deformations of piers, the elevation of setting-out markers of segments and elements will be continuously geodetically monitored.

4. BRIDGE ACCESSORIES

The waterproofing of the bridge consisting from asphalt waterproofing membrane together with the asphalt pavement is 90 mm thick. The structure is equipped by cornices, steel guardrails (containment level H2) and steel railing. The pot bearings from 5.0 MN to 20.0 MN load capacity were used. Due to the vicinity of buildings the mechanical expansion joints in the silent alternative for longitudinal movements of 240 and 400 mm were designed.

5. CONCLUSION

The bridge over the Orava River and the railway tracks on the R3 expressway in km 1.842 500 is currently under construction. The foundations and bridge substructure are completed and the construction of particular elements of bridge superstructure is ready to be executed. The deadline for completion of the whole project of the R3 expressway in section "Oravský Podzámok – Horná Lehota" is the end of the year 2007.

6. PARTIES TAKING PART IN THE PROJECT

Employer: Národná diaľničná spoločnosť
 (National Motorway Company), Slovakia
 Designer: DOPRAVOPROJEKT, a.s., Bratislava, Slovakia
 General Contractor: Skanska DS a.s., Váhovstav – SK, a.s.,
 Max Bögl & Jozef Krýsl, Slovakia and the Czech Republic.



Obr. 3 Výstavba – kotvená stavebná jama, príprava podpernej skruže



Fig. 3 Construction – anchored foundation pit, preparation of scaffolding

Most na D1 Važec-Mengusovce, budovaný technológiou vysúvania

The bridge on the D1 motorway in section “Važec-Mengusovce”, constructed by incremental launching

Jaroslav Guoth - Matúš Búci - Václav Kvasnička



Metóda výstavby nosnej konštrukcie mostov technológiou postupného vysúvania je veľmi efektívnou metódou pri splnení predpokladov súvisiacich s dĺžkou mosta, premostovanou prekážkou, vhodných smerových a výškových pomeroch komunikácie v mieste mosta. Vzhľadom na naplnenie týchto predpokladov bola uvedená technológia použitá na diaľničnom mostnom objekte v úseku Važec – Mengusovce.

Incremental launching is a very effective method for construction of superstructures. Its feasibility is influenced by a bridge length, an obstacle to be crossed over and horizontal and vertical road alignments. All conditions mentioned above were met at the bridge in section Važec – Mengusovce of the Motorway D1.

1. ÚVOD

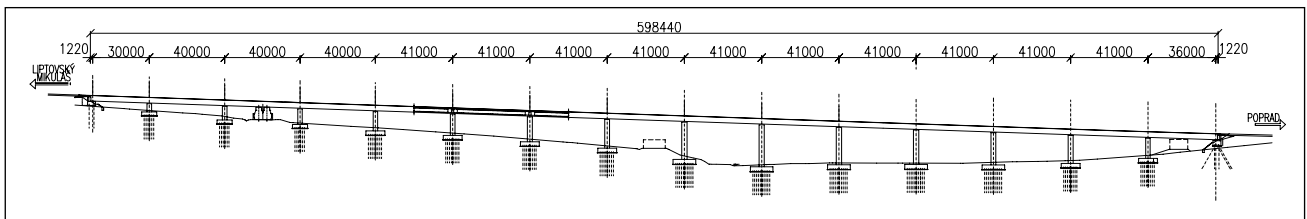
Mostný objekt sa nachádza na budovanom úseku diaľnice D1 Važec – Mengusovce medzi obcami Štrba – Tatranská Štrba. Jedná sa o diaľničný dvojmost prekonávajúci trať ŽSR, cestu III/018 144, potok Mlynica s jeho údolím a križovatkou vetvu. Most je situovaný v blízkosti križovatky Štrba, ktorej vyraďovacie a zaraďovacie pruhy zasahujú do konštrukcie mosta.

Diaľnica v mieste mostného objektu je smerove v oblúku o polomere 1350m a výškovo klesá v sklone 3,4%. Do posledného pola, ako i časti predposledného pola zasahuje výškový zakružovací oblúk o polomere 8000 m.

1. INTRODUCTION

The bridge is located between the Municipalities of Štrba and Tatranská Štrba within the section of the D1 motorway “Važec – Mengusovce”, which is currently under construction. Two separate parallel bridge structures will carry a dual carriageway. The bridge crosses over railway tracks, the III/018 144 road, the Mlynica creek and an interchange ramp and it is situated close to the interchange “Štrba”, which ramps lead to the bridge structure.

The bridge was designed in a horizontal curve with the radius of 1350 m. The vertical alignment slopes down at 3.4% with the 8000 m crest vertical curve in the last two spans.

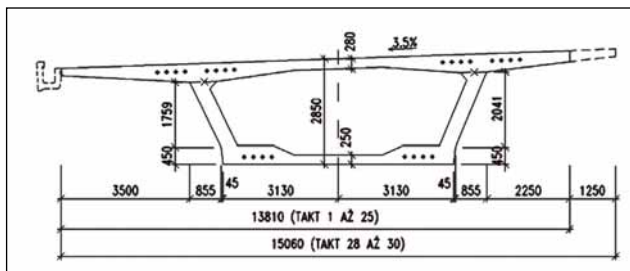


Obr. 1 Schéma pozdĺžneho rezu
Fig. 1 Eastbound bridge elevation

Ing. Jaroslav Guoth, Dopravoprojekt, a.s, Bratislava, Stredisko Liptovský Mikuláš, ul. 1.mája 724, 031 01 Liptovský Mikuláš, tel. +421-44-5521900, fax. +421-44-5514037, e-mail: guoth@dopravoprojekt.sk

Ing. Matúš Búci, Doprastav a.s. závod-6 Petržalka, Blagoevova 28, 852 61 Bratislava, tel. +421-02-907801869, fax. +421-52-7791149, e-mail: bucim@inmail.sk

Ing. Václav Kvasnička, Pontex, spol. s r.o., Bezová 1658, 147 14 Praha 4 tel. +420-244 062234, e-mail: kvasnicka@pontex.cz



Obr. 2 Typický priečný rez
Fig. 2 Typical cross section

Pôvodný návrh mostného objektu bol predpätý monolitický most budovaný na podpornej skruži. Vzhľadom na vhodné smerové a výškové pomery vedenia diaľnice v úseku mosta, vypracoval Dopravoprojekt a.s. Bratislava v roku 2004 zmenu DSP na konštrukciu budovanú technológiou postupným vysúvaním.

2. POPIS MOSTU

2.1 Nosná konštrukcia

Objekt tvoria dva nezávislé paralelné mosty s rovnakou dĺžkou nosnej konštrukcie 598 m. Most má pätnásť polí 30+3x40+10x41+36m. Nosná konštrukcia je dvojtrámová, jednokomorová so šikmými trámami šírky 0,41m, ktoré sa v blízkosti opôr rozširujú na 0,52m.

Dolná doska má šírku 6,25m. Šírka nosnej konštrukcie ľavého mosta je 15,06m, pravý most sa rozširuje z 13,81m na 15,06m. Výška nosnej konštrukcie je v osi 2,85m. Priečný sklon hornej dosky je 3,5%. Spodná doska je v priečnom smere vo vodorovnej, to znamená že výška tráv nosnej konštrukcie je rôzna. Časť nosnej konštrukcie do ktorej zasahuje zakružovací oblúk je premennej výšky pričom horná doska kopíruje výškové vedenie a spodná doska pokračuje v konštantnom sklone 3,4%.

Nosná konštrukcia je spojená monolitická predpätá konštrukcia. Pozdĺžne predpätie je zabezpečené centrickými súdržnými 12-lanovými káblami priemeru 15,5 a voľnými 18-Ls 1800 lanovými káblami priemeru 15,5. Súdržné káble sú navrhnuté pre zaťažovacie stavy počas vysúvania konštrukcie. Voľné káble sa doplnia po konečnom vysunutí konštrukcie. Súdržné káble sú vedené v hornej a dolnej doske s prestriedaným kotvením v čele každého



Obr. 4 Pohľad na časť vysunutej konštrukcie
Fig. 4 Piers and partially launched superstructure



Obr. 3 Deviátor voľných káblov
Fig. 3 External tendons deviator

2. BRIDGE DESCRIPTION

2.1 Bridge Superstructure

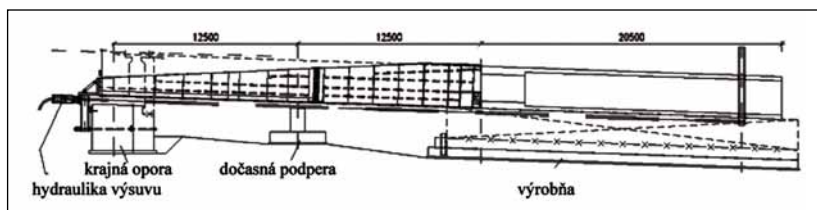
The length of 15-span bridge structure is 598 m. The spans are: 30+3x40+10x41+36m (Fig. 1). The superstructure consists from post-tensioned single cell box girder with 0.41 m and 0.52 m, respectively wide webs at spans and at piers. The width of the bottom slab is 6.25 m. The superstructure width of the westbound structure is constant (15.06 m). The width of eastbound superstructure varies from 13.81 m to 15.06 m. The depth of the girder at a control line is 2.85 m. Cross-fall of the top slab is 3.5%. The bottom slab is horizontal, which means that the depth of inclined webs varies (Fig.2).

The depth of bridge in a longitudinal direction varies to conform to a vertical alignment.

The bridge superstructure is a continuous cast-in-place post-tensioned structure. The longitudinal post-tensioning consists from 12-strand centrally and 18-strand externally pre-stressed tendons. All strands are of 15.5 mm diameter. The bonded tendons are designed to satisfy the construction stages during incremental launching. The external tendons are added after completing the launching procedure. The bonded tendons are located in top and bottom slabs of the deck with alternated anchorage at the head of every other unit. The externally pre-stressed tendons (125 m long) pass through 3 spans in an alternated arrangement and they are coupled by overlap at pier diaphragms. The launching nose is attached by Dywidag pre-stressed bars.

The external tendons pass through deviators (Fig.3) and pier diaphragms. All deviators and pier diaphragm were cast in a fabrication yard at the end of bridge.

The eastbound and westbound bridges are supported by the single abutment at each end of the structure. Each bridge has 15 piers. The height of piers varies with the maximum of 22.04 m. The piers (Fig. 4) are irregularly hexagonal, 4.7 m wide and 2.4 m, 2.8 m deep, respectively depending on a pier height. The pier heads are 3.7 m deep. Their width varies to maximum of 6.66m. The pier head dimensions were designed to accommodate to temporary slide plates for launching the structure.



Obr. 5 Výrobňa – pozdĺžny rez pri betonáži 1. taktu

druhého taktu. Voľné káble prechádzajú s prestriedaním vždy cez 3 polia s typickou dĺžkou 125 m. Spojované sú presahom v oblasti podporových priečnikov. Dodavateľom predpínacieho systému je firma Projstar Bratislava. Z predpínacích prvkov je na moste využitie tyčové predpätie v oblasti kotvenia výsuvného nosa /systém Dywidag/.

Voľné káble sú v komore mosta deviované cez železobetónové deviátory a nadpodporové priečniky, betónované priamo vo výrobni. Tým odpadajú pracné a časovo náročné operácie prevádzané dodatočne po dokončení výsuvu.

2.2 Spodná stavba

Spodná stavba je tvorená krajnými oporami, ktoré sú spoločné pre pravý i ľavý most a 15-timi piliermi pre každý most. Pilieri sú rôznych výšok s maximálnou výškou 22,04m. Driek pilierov je šesťuholníkový so šírkou 4,7m a dvomi navrhovanými hrúbkami 2,4m pri nižších pilieroch a 2,8m pri vyšších pilieroch. Hlavice pilierov sú výšky 3,7m a premennej šírky s maximálnou šírkou v korune 6,66m. Šírka a hrúbka hlavice bola navrhovaná i s ohľadom na možnosť uloženia dočasných klzných stolíc pre samotný výsuv konštrukcie.

Pri návrhu a posudzovaní pilierov boli okrem definitívnych účinkov zohľadnené i silové účinky od vysúvania konštrukcie.

Krajná opora č. 16 bola navrhnutá na prenesenie veľkých vodorovných síl ktoré do nej vnášajú hydraulické lisy výsuvného zariadenia, ukotvené na jej prednej strane.

Založenie spodnej stavby je na mikropilotách.

Uloženie nosnej konštrukcie na spodnú stavbu je počas výstavby na oceľových klzných podložkách s bočným vedením. Klzné podložky zabezpečujú posun nosnej konštrukcie po pilieroch a oporách. Do presnej klznej roviny sa nastavujú presným geodetickým meraním pomocou aretačných prípravkov. Konštrukčne sú podložky zhotovené zo spodnej a vrchnej oceľovej dosky medzi ktorými je prížový blok. Vrch hornej dosky má nábehy a je potiahnutý lešteným plechom, po ktorom sa po silikónovej vazeline prostredníctvom klzných platní kĺže nosná konštrukcia mostu. Klzné dosky rozmerov 20x30 cm, hrúbky 14 mm, majú hornú plochu /od nosnej konštrukcie/ gumenú a spodnú stranu teflonovú.

Klzné podložky sa po vysunutí nosnej konštrukcie mosta vymenia za definitívne hrncové ložiská po nadvihnutí nosnej konštrukcie.

3. SPÔSOB VÝSTAVBY

Spôsob výstavby nosnej konštrukcie technológiou postupného vysúvania spočíva v budovaní nosnej konštrukcii

The piers were designed for construction and final stages.

The east most abutment was designed to take the large horizontal forces brought into it by hydraulic jacks of launching device, anchored at its front side.

The substructure is supported by micropiles.

During the construction, the superstructure is supported by laterally guided steel slide plates. The slide plates enable the movement of bridge superstructure on piers and abutments. They are set into exact slide level by accurate geodetic surveying. The pier slide plates consist from top and bottom steel plates with medium rubber layer. To reduce friction, silicon grease was used between pier and superstructure slide plates. The top surface /from the bridge superstructure side/ of 14 mm thick slide plates (200x300 mm) is from rubber and bottom sliding surface is from teflon. After launching the bridge superstructure the slide plates will be replaced by permanent pot bearings after lifting the bridge superstructure.

3. CONSTRUCTION METHOD

A construction of bridge superstructure by the “incremental launching” method consists of construction of a bridge from incrementally launched units, which are cast in a fabrication plant behind a bridge abutment.

In longitudinal direction the bridge superstructure is divided into 30 construction units with the maximum standard length of 20.5 m. The structure is being launched from the lower abutment against vertical slope, which increased jacking force, but without the need for auxiliary braking measures.

All main construction activities are carried out behind the most east abutment. The plant location behind the abutment does not require a temporary pier for launching the first span.

The fabrication yard (Fig. 5) is stationary – the slide longitudinal surfaces are fixed in the stationary immovable position for all units. The fabrication yard comprises from reinforced-concrete frame and the longitudinal steel slide beams, which are situated under the box girder. The completed prestressed unit of the bridge superstructure slides over these beams outside from the formwork.

A proper design of fabrication yard does not require constantly adjusting its geometry to suit a production prone

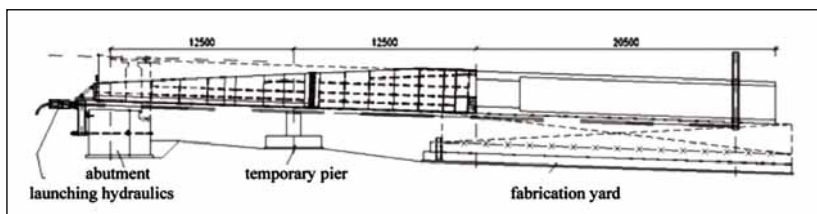


Fig. 5 Fabrication yard – Casting the unit at stage 1



Obr. 6 Pohľad na kotevný rošt pre hydraulické lisy
Fig. 6 View of anchorage grillage for hydraulic jacks

na jednom mieste - vo výrobni, po jednotlivých taktov s jej postupným vysúvaním do definitívnej polohy.

Nosná konštrukcia mosta je v pozdĺžnom smere rozdelená do 30-tich pracovných taktov s maximálnou, štandardnou dĺžkou 20,5m. Konštrukcia sa vysúva proti pozdĺžnemu spádu konštrukcie /do kopca/, čo vyžaduje zväčšenú výtlačnú silu, ale bez potreby prídavných brzdiacich opatrení.

Všetky hlavné pracovné činnosti pri výstavbe nosnej konštrukcie prebiehajú za krajnou oporou č. 16. Poloha výroby za oporou je zvolená tak, aby bolo možné bez problémov použiť zvolený typ výroby a nebolo potrebné umiestňovať do prvého poľa provizórnu podporu pre výsuv.

Výrobňa, použitá pre výstavbu mosta je tzv. pevná – klzná pozdĺžne plochy sú fixované v pevnej nemennej polohe pre všetky takty výsuvu. Konštrukčne tvorí výrobnú železobetónový skelet, na ktorom sú uložené pozdĺžne ocelové klzné nosníky, umiestnené pod trámami betónového prierezu mosta. Po týchto nosníkoch sa počas vysúvania kĺže dokončený, predopnutý takt nosnej konštrukcie von z formy.

Pri vhodnom návrhu výroby nie je treba prevádzkať priebežné korekcie jej polohy a jej opakované geometrické nastavovanie, čo zjednodušuje a zrýchľuje výstavbu a znižuje riziko vzniku chýb. Návrh výroby umožňuje jej kompletný priečny presun po dokončení výsuvu prvého mosta, bez jej demontáže a montáže pre druhý most. Princíp priečného presunu výroby spočíva v nadvihnutí celého roštového systému na štyroch lisoch a posune po teflónových plochách na ocelevej dráhe osadenej na základoch výroby.

V priestore medzi oporou a výrobňou je dočasná podpora, ktorá sa využíva pri výsuvu prvého a posledného taktu.

Pre zníženie vnútorných síl v betónovej konštrukcii počas vysúvania je k čelu prvého taktu uchytený ocelový výsuvný nos dĺžky 26,0m. Výsuvný nos je z dvoch pozdĺžnych plnostených ocelových nosníkov so zavetrením. Jeho koniec je vybavený zdvíhacou hydraulickou zostavou pre kompenzáciu priehybov pri nájazde na klznú stolicu na pilieri.

Vlastný výsuv mosta sa realizuje ťahaním nosnej konštrukcie za demontovateľné prípravky, ktoré sa zasúvajú cez vynechané otvory v hornej a dolnej doske nosnej konštrukcie mosta. K tomu sa používa päť 22 lanových predpínacích káblov, ťahaných hydraulickými lisami so zdvihom 0,28m s automatickým prekotovaním ťahaných lán. Lisy sú opreté o ocelový rošt prikotvený predpínacími tyčami ku krajnej opore č. 16. Maximálna ťažba vysúvanej konštrukcie je pri poslednom takte cca 15400 t.



Obr. 7 Kotvenie výsuvných lán do nosnej konštrukcie
Fig. 7 Anchorage of launching cables

to errors and speeds up a construction. The plant design enables its complete transverse relocation after completing the launching the eastbound bridge without dismantling and reassembling it for the westbound bridge.

The temporary pier located between the abutment and the yard is used for launching the first and the last unit.

A 26 m long lightweight steel nose is fixed to the cantilever end of the superstructure to reduce the cantilever moment during launching. The launching nose consists from two longitudinal steel plate girders with wind bracing. Its end is equipped with lifting hydraulic system for compensation of deflection at approaching to the slide plates on the pier.

Launching the bridge takes place by pulling the bridge superstructure by demountable fixtures in top and bottom slab of the box girder (Fig. 7). Five 22-strand prestressing cables pulled by hydraulic jacks with the rise of 0.28 m, with automatic re-anchorage of tendons being pulled, are used for this purpose. The jacks rest on steel grillage (Fig. 6) anchored by prestressing rods to the most east abutment. The maximum weight of structure launched is about 15,400 t.

An electronic monitoring and signalling system for permanent measuring the piers horizontal deformations,



Obr. 8 Panoráma rozostavaného mostu na začiatku roku 2006
Fig. 8 The bridge under construction at the beginning of 2006

Na všetkých podporách je v priebehu výsuvu nainštalovaný elektronický merací a zabezpečovací systém pre trvalé meranie ich vodorovných pretvorení, ktorý automaticky zablokuje prebiehajúci výsuv v prípade nadlimitných výchylek.

Práce na príprave projektu pre realizáciu stavby boli zahájené v máji 2005, prvý takt bol vysunutý 3.10.2005. Technológia je optimalizovaná pre využitie sedemdnňového cyklu pre každý takt. Podmienkou dodržania takéhoto časového cyklu je použitie rýchlotuhných betónov a predpríprava armatúry stien a dosák do armokošov vedľa výroby.

Výstavba objektu prebiehala plynule až do decembra 2005. Do tejto doby /10 týždňov/ bola postavená časť mosta v dĺžke 220 m čo predstavuje cca 90m za kalendárny mesiac.

4. ZÁVER

Medzi výhody použitej technológie výstavby patrí opakovateľnosť činností na stavbe v jednom mieste, čím sa dosiahne vysoká rýchlosť výstavby ako i dobrá kvalita zhotovenej konštrukcie a možnosť budovať nosnú konštrukciu bez obmedzovania priestoru pod konštrukciou.

Medzi všeobecné nevýhody tejto technológie patrí nárast materiálovej spotreby hlavne na nosnej konštrukcii, z dôvodov zväčšenia výšky nosnej konštrukcie ako i zväčšenia množstva predpätej výstuže na zachytenie účinkov od jej vysúvania. Technológia je obzvlášť náročná na presnosť výroby.

Zhotoviteľom objektu je firma Doprastav, a.s. Bratislava závod Petržalka. Technologické vybavenie pre prevedenie výsuvu zabezpečuje ako subdodávateľ firma Max Bögl & Josef Krýsl, ktorej predmetom dodávky je vybavenie výroby, výsuvný nos, vysúvacie zariadenia, klzná stolica a pod.

Projekt dokumentácie pre realizáciu mosta bol spracovaný Dopravoprojektom a.s. Bratislava v spolupráci s firmou Pontex, s.r.o. Praha.

which will block the launching procedure in case of exceeded deformations is installed on all piers.

The detailed design commenced in May 2005 and the first section was launched on 3.10.2005. The method is optimized for utilization of seven-day cycle for each section. The use of accelerating admixtures into concrete, and webs and slab cage reinforcement are the precondition for maintaining the cycle.

The bridge construction ran smoothly till December 2005. Till this date /10 weeks/ 220 m of the bridge was built, which represents about 90 m per month.

4. CONCLUSION

One of the advantages of this construction method is the repeatability of operations at the site in one place, resulting in high speed of the construction as well as good quality of completed structure and the possibility to construct the superstructure without limiting the space under the bridge.

The obvious disadvantage of this construction method is an increased quantity of concrete and pre-stressed reinforcement particularly in a superstructure, due to increased section depth and load effect during all construction stages. This method is particularly demanding on production precision.

Main participating companies:


Contracting Authority (Employer): NDS, a.s. Bratislava, Slovakia
(National Motorway Company)

Designer: DOPRAVOPROJEKT, a.s. Bratislava, Slovakia
in cooperation with Pontex, s.r.o. Praha, Czech Republic


General Contractor: Doprastav, a.s. Bratislava, Petržalka Office,
Slovakia

Sub-contractor: Max Bögl & Josef Krýsl, the Czech Republic.





VÁHOSTAV-SK, a.s.

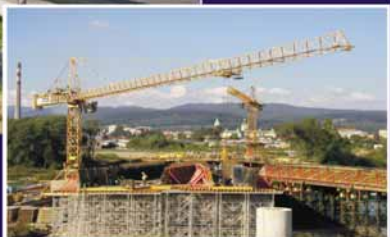


STAVIA PRE VÁS

- ▶ CESTY A DIAĽNICE
- ▶ MOSTY A TUNELY
- ▶ ŽELEZNIČNÉ STAVBY
- ▶ VODOHOSPODÁRSKE STAVBY
- ▶ HYDROTECHNICKÉ STAVBY



- ▶ EKOLOGICKÉ STAVBY
- ▶ PRIEMYSELNÉ STAVBY
- ▶ ADMINISTRATÍVNE BUDOVY
- ▶ OBCHODNÉ CENTRÁ
- ▶ BYTY A DOMY



Hlinská 40, 010 01 Žilina, tel.: +421(0)41 517 1111, fax.: +421(0)41 72 333 60, www.vahostav-sk.sk, info@vahostav-sk.sk

Železničný most z predpätého betónu v šenkviaciach Prestressed concrete railway bridge in Šenkvice

Ján Kucharik - Rudolf Rakovský - Gabriel Tevec



Predkladaný príspevok sa zaoberá projektom a výstavbou najdlhšieho železničného mosta z predpätého betónu na Slovensku. Pôvodne navrhovaná oceľobetónová spriahnutá konštrukcia bola nahradená celobetónovou nosnou konštrukciou.

The presented report deals the project and construction of the longest railway bridge of pre-stressed concrete in Slovakia. The originally designed steel-concrete composite construction was replaced with solid concrete supporting construction.

ÚVOD

Stavebná firma Doprastav a.s. získala v súťažnom konaní zákazku – výstavbu 736 m dlhého železničného mosta v Šenkviaciach. Most premostuje územie s veľmi nepriaznivým geologickým podložím (hĺna, ílovité piesky, íly). Niveleta koľají je cca 8 m nad terénom. Súťažný (tendrový) návrh predpokladal nosnú konštrukciu z oceľobetónovej spriahnutej konštrukcie. Až po získaní celej zákazky Doprastav ponúkol investorovi variantné riešenie – pri zachovaní všetkých hlavných parametrov mosta (rozpätie, výška a tvar priečneho rezu) vyhotoviť celobetónovú nosnú konštrukciu. Hlavným argumentom v prospech navrhovanej zmeny bola úspora nákladov na protikorózný náter oceľovej konštrukcie. Vzhľadom na známy rezervovaný prístup Železníc Slovenskej republiky k mostom z predpätého betónu, Doprastav predložil konzervatívny návrh: osvedčenú kompaktnú monolitickú celobetónovú nosnú konštrukciu s komorovým priečnym rezom, s dôrazom na zabezpečenie kvality a s minimálnymi nárokmi na údržbu. Po dlhšej analýze a po definovaní kvalitatívnych podmienok si investor osvojil argumenty pre variantné riešenie a súhlasil s navrhovanou zmenou.

VŠEOBECNÝ OPIS MOSTA

Nosná konštrukcia mosta sa skladá z 20-tich jednoducho uložených, staticky určitých nosníkov dĺžky 36,75 m. Staticky určitá sústava sa zvolila z obavy o nerovnomerné sadanie. Celková dĺžka nosnej konštrukcie je 736 m. V priečnom smere nosnú konštrukciu tvoria 2 jednokomorové nosníky s krátkymi konzolami – pre každú koľaj samostatný nosník. Konštrukčná výška prierezu je 3,08 m (obr. 1).

INTRODUCTION

The construction company Doprastav a.s. gained in tender an order – the construction of 736m long railway bridge in Šenkvice. The bridge bridges over the territory with very disadvantageous geologic bottom (clump, clayey sands, clays). The vertical alignment of the rail tracks is ca 8m above the terrain. The tender supposed the superstructure of steel-concrete composite construction. Only after gaining the complete order Doprastav presented to the employer (investor) variational solution – at retaining all the principal parameters of the bridge (span, height and cross section shape) to build the solid concrete supporting construction. The principal argument for the designed change profit was the saving of costs for the steel construction anticorrosive coat. In respect to the known reserved attitude of Railways of Slovak Republic to bridges of pre-stressed concrete, Doprastav submitted a conservative design: compact monolithic solid concrete superstructure with box-girder cross section with stress on securing the quality and with minimum requirement on service. After longer analysis and after defining the qualitative conditions the employer accepted the arguments for the variant solution and agreed with the designed change.

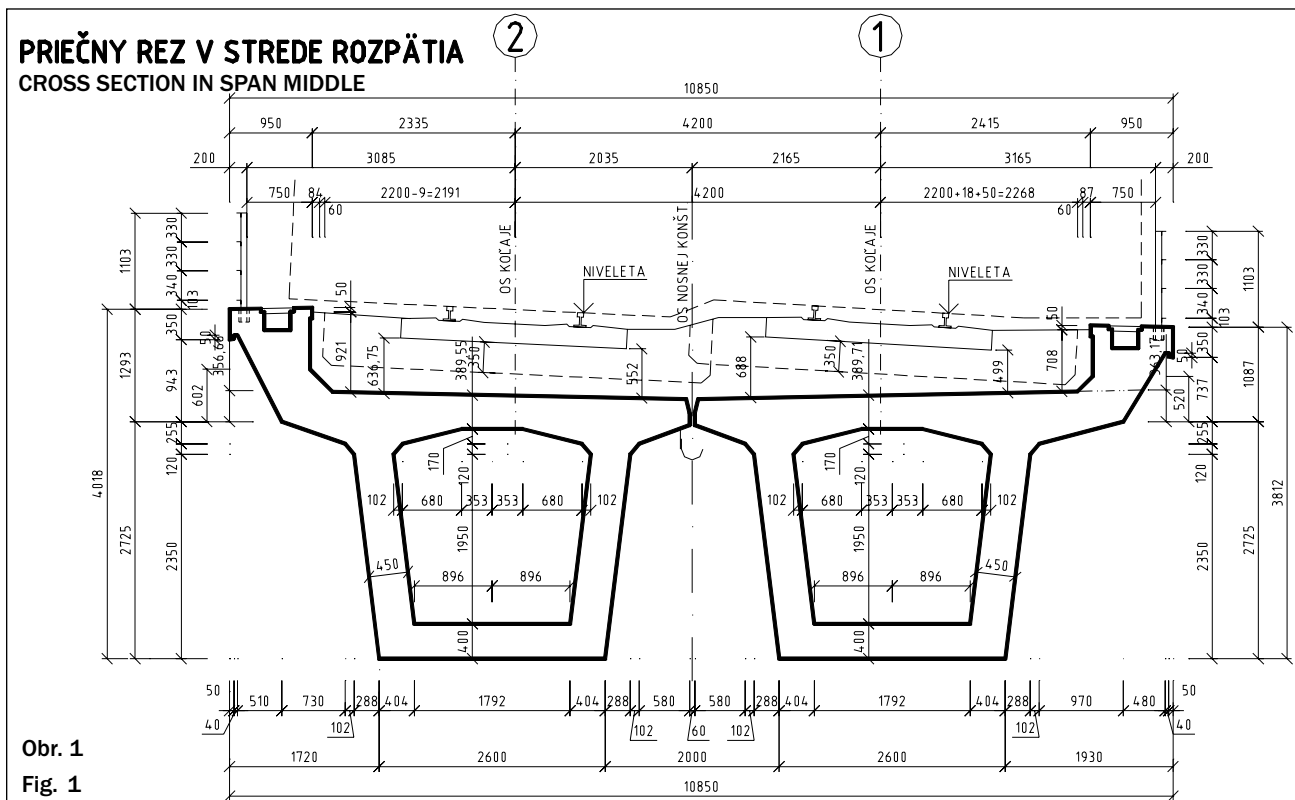
GENERAL DESCRIPTION OF BRIDGE

The supporting structure of bridge consists of 20-ty simply supported, statically determined beams with the length of 36,75m. The statically determined was chosen due to misdoubt of differential settlement. The total length of the superstructure (supporting structure) is 736m. In the cross direction the supporting structure

Ing. Ján Kucharík, CSc. – VÚIS Mosty s.r.o., Kaukazská 2, 851 01 Bratislava, tel. +421 6381 2031, fax. +421 63829422, e-mail: kucharik.vuismosty@stonline.sk.

Ing. Rudolf Rakovský, vedúci oddelenia projektovej dokumentácie, DOPRASTAV a.s., Generálne riaditeľstvo, Drieňová 27, 826 56 Bratislava, tel. +421 02 48271316, fax. +421 02 48271259, e-mail: rudolf.rakovsky@Doprastav.sk

Ing. Gabriel Tevec, mostný špecialista na technickom úseku, Doprastav a.s. Generálne riaditeľstvo, Drieňová 27, 826 56 Bratislava, tel. +421 02 48271273, fax +421 02 48271259, e-mail: gabriel.tevec@doprastav.sk



Obr. 1
Fig. 1

ZAKLADANIE

Nepriaznivé geologické podložie (hliny, piesčité íly, íly) viedli k potrebe hĺbkového zakladania. Most je založený na skupine mikropilót. Počet a dĺžka mikropilót sa stanovili na základe zaťažovacích skúšok mikropilót. Tieto nízkonákladové skúšky sa vyhotovili v mieste každej jednej podpory a opôr. Preukázalo sa, že spôsob zakladania bol zvolený správne, pretože doterajšie výsledne sadanie v hodnote 20 mm je takmer o polovicu menšie ako teoreticky vypočítané. Prejavili sa výhody zakladania pomocou mikropilót: malá váha mechanizmov si nevyžadovala mimoriadne úpravy a spevňovanie terénu, citlivé regulovanie injekčných tlakov a množstva injekčnej zmesi umožnilo vysokú efektívnosť mikropilót, nasadením viacerých vrtných súprav sa dal bez väčších problémov dodržať žiadaný harmonogram postupu prác.

SPODNÁ STAVBA

Navrhla sa a aj realizovala jednoduchá spodná stavba stenového tvaru s konzolami pre uloženie trolejových stožiarov. Je možné konštatovať, že spodná stavba bola prevzatá podľa pôvodného tendrového návrhu (obr. 3 a 4).

NOSNÁ KONŠTRUKCIA

Ako už bolo spomenuté, nosná konštrukcia pozostáva z 20 opakovaných prsto uložených monolitických jednodukorových nosníkov s rozpätiami 35,15 m. Pre každú koľaj je určený samostatný nosník s vnútornými nábehmi a koľajovým lôžkom v hornej časti prierezu (obr.5).

Motivácia pre takto koncipovanú nosnú konštrukciu bola nasledovná:

Obavy z veľkého nerovnomerného poklesu podpier viedli k návrhu staticky určitého systému. V snahe presvedčiť stavebníka o kvalite budúceho diela sa navrhol kompaktný komorový prierez z monolitického dodatočne predpäťého betónu s veľkou tuhosťou o krútení. Jednotlivé nosníky sú uložené na štvorici vymeniteľných

consists of 2 single-cell box beam with short cantilevers – for every rail track separate beam. The structural height of the profile is 3,08m (Fig. 1).

FOUNDATION

The disadvantageous geologic bottom (clumps, clayey sands, clays) led to the need of deep foundation. The bridge is founded on a group of micro-piles. The number and length of micro-piles were determined on base of the load tests of the micro-piles. These low-costs tests were done on place of every support and abutments. The methodology of foundation was proved to be chosen correct as the present resulting settlement in the value of 20 mm is almost the half of the one theoretically calculated. There occurred the advantages of foundation on micro-piles: small mass of equipment did not require any special treatment and stabilization of ground space, sensitive regulation of injection (grouting) pressure and quantity of injection mix enabled the high efficiency of micro-piles, employing more equipment sets enabled to keep the required working schedule without greater problems.

SUBSTRUCTURE

Simple substructure of wall shape with cantilevers for the imbedding of trolley poles was designed and also realized. It is possible to state that the substructure was accepted according to the original tender design (Fig. 3 and 4).

SUPPORTING STRUCTURE

As it was already mentioned the supporting structure consists of 20 repeatedly simply supported monolithic single-cell box beams with the span of 35,15m. Separate beam with inside thickenings and the railway bed in the upper part of the profile is determined for each railway track (Fig. 5).

Motivation for such a drafted supporting structure was as follows:



Obr. 2
Fig. 2

ložisk. Aby sme uspokojili klienta aj v úvahách o budúcnosti mosta, sú v každom nosníku vopred pripravené podmienky (kotevné dosky a deviátory) pre možnosť dodatočného predpätia formou externého predpätia. Realizácia nosnej konštrukcie prebiehala v istej forme prúdovej výstavby v prirodzenej nadväznosti jednotlivých technologických etáp:

- vytýčenie opôr a podpier
- vyhotovenie a vyhodnotenie skúšobných pilót
- vyhotovenie zakladania pomocou mikropilót
- vyhotovenie opôr a podpier (obr.6)
- inštalácia podpernej skruže pre 2 mostné polia – štart zo stredu mosta, postup na obe strany
- uloženie výstuže a príprava na betonáž
- betonáž mostných polí symetricky na obe strany, štart zo stredu mosta
- príprava skruže a debnenia pre ďalšie mostné pole tak, aby sa po predopnutí dalo plynule pokračovať v ukladaní výstuže ďalších mostných polí. Celkove nasadená podperná skruž pre 4 mostné polia.
- odskrúženie už samonosného mostného poľa a presun skruže do novej polohy
- betonáž ríms
- kompletizácia mosta – izolácia, odvodnenie, dilatácia, koľajové lôžko, koľaje, stožiare a trakčné vedenie
- zaťažovacia skúška (obr.7).

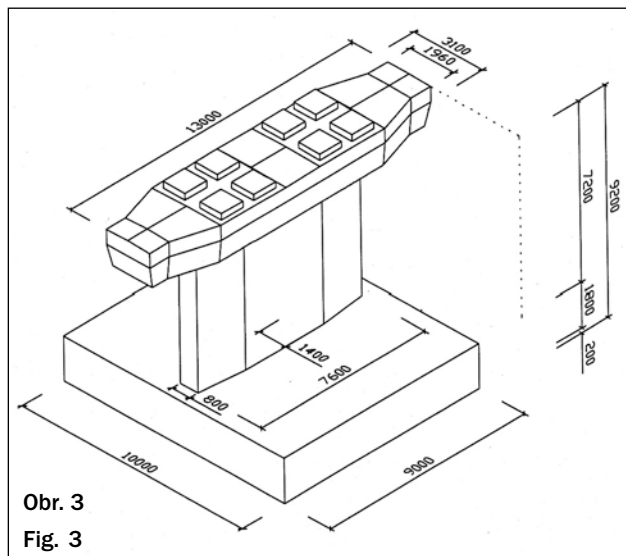
Vyhotovenie jedného mostného poľa trvalo 24 dní. Doba výstavby celého mosta bola 22 mesiacov, z toho nosná konštrukcia 11 mesiacov.

Inovácie použité na stavbe:

- Prvý raz sa v Doprastave použil kompletne vopred pripravený kábel vrátane koncových kotiev. Takto pripravený kábel navinutý na kotúči (obr.8) znamená pozitívny posun v racionalizácii prác.
- Betonáreň bola vzdialená od staveniska cca 18 km. Výroba



Obr. 4
Fig. 4



Obr. 3
Fig. 3

Apprehensions of large irregular displacement of supports led to the design of statically determined system. In effort to persuade the client of the quality of the future work the compact cell box beam of monolithic post-stressed concrete with great torsion rigidity was designed. Separate beams are placed on quaternity of replaceable bearings. To satisfy the client also at consideration about the future of the bridge, in every beam there are conditions prepared beforehand (anchoring plates and deviators) for the possibility to post tensioning by external pre-stressing. The superstructure was realized in certain form of flow-line construction in natural continuity of separate technological phases:

- Alignment of supports and abutments
- Construction and evaluation trial piles
- Foundation works on micro-piles
- Erection of abutments and supports (Fig. 6)
- Mounting of supporting soffit scaffolding for 2 bridge spans – starting from the bridge middle, process to both sides
- Reinforcement placing and preparing for concreting
- Concreting of bridge spans symmetrical to both sides, starting from the bridge middle
- Preparing of soffit scaffolding and casing for further bridge span thus after pre-stressing the reinforcement for further bridge spans can be placed continuously. Totally used supporting soffit scaffolding for 4 bridge spans.
- Soffit scaffolding removal of self bearing bridge span and displacement to new position
- Concreting of cantilevers



Obr. 5
Fig. 5



Obr. 6
Fig. 6

a doprava betónovej zmesi (kvalita betónu C 35/45) si vyžiadala sofistikované dávkovanie prísad do betónu tak, aby dosiahlo správne tuhnutie betónu.

KONTROLNÉ MERANIA A SKÚŠKY

Veľmi nepriaznivé základové pomery boli dôvodom pre starostlivé sledovanie sadania podpier v priebehu výstavby, ako aj pri zaťažovacej skúške mosta. Namerané hodnoty sadania preukázali vhodnosť zakladania i keď sa dá očakávať doznievanie sadania.

Počas procesu výstavby bolo vykonávané monitorovanie deformačného a napätostného stavu v nosnej konštrukcii. Účelom monitorovania mostného objektu bolo dlhodobé periodické získavanie informácií o stave predpätia nosnej konštrukcie ako rozhodujúcom faktore, podmieňujúcom únosnosť nosnej konštrukcie. Odchýlky predpätia od projektovaného stavu môžu byť spôsobené rozdielmi vo veľkosti predpínacej sily pri jej vnesení, odchýlkami dráhy káblových kanálikov a odlišnými reologickými vlastnosťami betónu oproti predpokladom.

Dodržanie požadovaných parametrov predpätia je možné kontrolovať viacerými spôsobmi a meracími metódami. Vzhľadom na charakter konštrukcie bolo navrhnuté meranie pomerných deformácií v strednom priereze každého trámu trojicou strunových tenzometrov, umiestnených v hornej a spodnej doske prierezu (obr.9). Spôsob upevnenia snímačov v armatúre je na obr.10. Pri realizácii meraní sa každý nosník meral samostatne a súčasne sa odčítali teploty v tenzometroch zabudovaných termistoroch pre teplotnú korekciu meraní tenzometrov.

DOPLŇUJÚCE SLEDOVANIE PRE VYHODNOTENIE STAVU NAPÄTOSTI



Obr. 8
Fig. 8



Obr. 7
Fig. 7

- Bridge finish – insulation, drainage, expansion, railway bed, rails, poles and traction mains
- Load test (Fig.7).

The construction of one bridge span lasted 24 days. The period of construction of the whole bridge was 22 months and the superstructure itself was 11 months.

Innovation applied on construction:

- The cable prepared in advance inclusive the end anchors was for the first time used completely in Doprastav. This way prepared cable wounded on roll (Fig. No8) means positive motion in rationalization of works.
- The concreting plant was in the distance of ca18 km from the site. The production and transport of the fresh concrete (quality of concrete C 35/45) required the sophistry proportioning of aggregates for reaching the right concrete hardening.

INSPECTION MEASUREMENTS AND TESTS

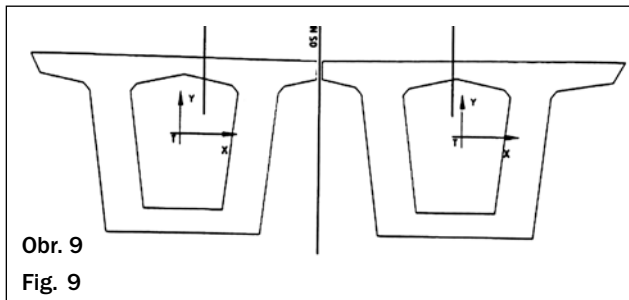
The very disadvantageous conditions of foundation were the reason for very careful monitoring of the support settlement during the construction works as well as of the load test of the bridge. The measured values of settlement proved the suitability of the foundation though the settlement after-effects can be expected.

The stress-strain monitoring of superstructure under construction was made by VÚIS Mosty Ltd. The purpose of monitoring the bridge structure was a long-term, periodical obtaining of data about the state of prestressing in a load-bearing structure, which is a decisive factor for the load-bearing capacity of a bridge. Differences between the real values of pre-stressing and the predicted state are caused by:

- differences between the predicted forces and real forces (at the moment of initiation)
- path deviations of cable ducts
- rheological parameters different from the predicted ones

The required parameters of pre-stressing can be controlled in different ways and by various measuring methods. According to the type of structure, strain is measured in the middle span cross-section of every girder, by means of three vibrating wire strain gauges placed on the top deck and bottom deck (Fig.9). Installation of gauges in reinforcement is shown in Fig.10.

Measurements were made for each girder separately. At the same time, temperature was measured by built-in termistors in strain gauges, in order to correct temperature changes.



Obr. 9

Fig. 9

Pre určenie vývoja veľkosti predpätia je potrebné poznať veľkosť hodnôt modulu pružnosti, priebeh reologických vlastností betónu a teploty na konštrukcii. Za týmto účelom sa vykonalo sledovanie priebehu dotvarovania a zmrašťovania na skúšobných trámikoch, vyrobených z rovnakého čerstvého betónu ako nosníky. Aktuálne hodnoty modulu pružnosti na nosnej konštrukcii v štádiu predpinania sa zisťovali ako hodnoty dynamického modulu pružnosti $E_{b,dyn}$ merané ultrazvukovou metódou. Statické moduly pružnosti $E_{b,stat}$ boli stanovené základne experimentálne určených prevodových súčiniteľov, získaných pri meraní 28-dňového modulu $E_{b,dyn}$ a $E_{b,stat}$ na skúšobných trámikoch.

POSTUP MERANÍ, SPRACOVANIE A VYHODNOCOVANIE NAMERANÝCH HODNÔT

Pri spracovaní meraní bol zvolený postup, ktorý vyplynul z viacerých faktorov, významne ovplyvňujúcich priebeh napätosti:

- Výstavba hornej stavby prebiehala od septembra 2003 do júla 2004 kontinuálne t.j. aj v zimných mesiacoch, čomu bola prispôsobená technológia výstavby a použité materiály. Betón sa vyznačoval rýchlym nárastom počiatočnej pevnosti, čo bolo sprevádzané intenzívnym vývojom hydratačného tepla a počas tvrdnutia v zimných mesiacoch bolo aplikované UTB preteplovaním. Nutné bolo vykonať korekciu meraní kompenzáciou účinkov teploty.
- Rozdielne klimatické, teplotné a vlhkosťné pomery mali výrazný vplyv aj na vývoj reologických vlastností betónu. Účinok dotvarovania a zmrašťovania bol pri vyhodnocovaní meraní zohľadňovaný zo zistených veľkostí objemových zmien. Pôvodný zámer určiť vplyv dotvarovania a zmrašťovania tradičným spôsobom na základe merania na trámikoch sa ukázal ako nevhodný. Účinky objemových zmien, merané na nevstuzených trámikoch, boli výrazne vyššie ako v projekte uvažované normové hodnoty a značne prekročovali hodnoty objemových zmien betónu, namerané po vnesení predpätia na husto vystuzenej konštrukcii trámov. Z tohto dôvodu boli merané hodnoty pomerných deformácií, zodpovedajúce spoločnému účinku dotvarovania a zmrašťovania na vybetónovanej konštrukcia a tieto boli uvažované pri výpočte skutočných strát predpätia
- Teplotná kompenzácia meraní bola vykonaná v dvoch etapách. V prvej sa kompenzoval vplyv rozdielneho súčiniteľa teplotnej rozťažnosti betónu a struny snímača. V druhej etape bol kompenzovaný vplyv meniaceho sa priebehu teplôt po výške prierezu.

ANALÝZA VÝSLEDKOV MERANÍ

Pre každý trám bol vypočítané straty predpätia v jednotlivých časových úsekoch od dotvarovania a zmrašťovania betónu (výpočet bol vykonaný na základe nameraných hodnôt objemových zmien) a relaxácie väzby (výpočet bol urobený podľa ČSN 73 1207). Pomocou tenzometrov boli odmerané prírastky pomerných deformácií $\Delta\varepsilon_{bh}$ a $\Delta\varepsilon_{bd}$ a určený prírastok pomernej deformácie v ťažisku predpínacej väzby $\Delta\varepsilon_p$. Z neho sa stanovila strata predpätia od dotvarovania zmrašťovania $\Delta\sigma_{p, dot+zm}$.



Obr. 10

Fig. 10

COMPLEMENTARY OBSERVATIONS FOR STRESS EVALUATION

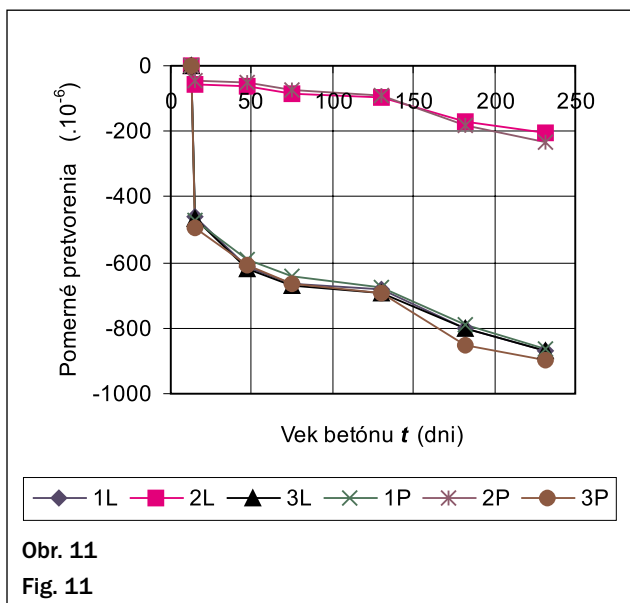
To determine the development of pre-stressing magnitude, it is necessary to find the value of the modulus of elasticity, rheological properties and changes of temperature of the construction. For this purpose we observed the time dependant development of creep and shrinkage on the specimen prisms, made from fresh concrete of equal quality as the girders.

The values of the modulus of elasticity in the load-bearing structure during the pre-stressing stage were given as values of dynamic modulus of elasticity $E_{b,dyn}$ measured by ultrasonic method on the structure. Static modulus $E_{b,stat}$ were based on experimentally determined coefficients, obtained as the ratio of measurement of 28-day-modulus $E_{b,stat}$ and $E_{b,dyn}$ on specimen prisms.

MEASUREMENT PROCEDURE, DATA PROCESSING AND EVALUATION OF MEASUREMENTS

The following measuring procedure was chosen, arising from various factors, affecting the pre-stressing process:

- The top structure was under construction from September 2003 to July 2004 continuously, including the winter months, which affected the choice of materials and technologies. The initial concrete strength increased rapidly, accompanied by hydration heat development, and the hardening process during winter months was applied thermal curing of concrete. It was necessary to correct the values of measurement to compensate the temperature changes influence.
- Different climate, temperature and moisture factors influenced the development of rheological properties of concrete. The effect of creep and shrinkage on pre-stressing losses was considered in experimental test values. The aim to determine the influence of creep and shrinkage in a conventional way, based on measurements performed on specimens, proved to be inconvenient. According to the measurement results, the effects of volumetric changes on non-reinforced specimens were much higher than the predicted values given by the design, and considerably higher than the volumetric changes in concrete, measured after pre-stressing on a strongly reinforced girder structure. For this reason, the values of strain resulting from both creep and shrinkage on the concrete structure were measured, and subsequently considered in the calculation of real pre-stress losses.
- The temperature compensation of measurements was made in two stages. In the first stage, the influence of different coefficients of thermal expansion of concrete and gauge wires was considered. In the second stage the influence of changing temperatures in cross-sectional area was balanced.



Výsledky meraní boli spracované samostatne pre každé mostné pole. Príklad grafického spracovania výsledkov vo vybranom poli je na obr.11 (pribeh pomerných deformácií) a na obr. 12 (vyhodnotený priebeh napätí). Označenie polohy snímačov je na obr. 9

V tab.1 sú uvedené teoretické hodnoty napätí v miestach merania a max. a min. namerané hodnoty

Z analýzy výsledkov s prihliadnutím na teoretické hodnoty napätí je zrejmych niekoľko skutočností:

- Skutočné hodnoty napätí pri spodnom povrchu, predstavujúcich tlakovú rezervu prierezu, sú vo väčšine trávov vyššie, naopak hodnoty napätí pri hornom povrchu sú vo väčšine prípadov nižšie. Tento poznatok vedie k záveru, že skutočná poloha neutrálnej osi sa nachádza vyššie, ako bolo uvažované v projekte. Spôsobené je to zrejme pomerne nízkym vekom betónu spriahujúcej dosky a skutočnosťou, že nárast pevnosti betónu bol rýchlejší ako nárast hodnoty modulu pružnosti.
- Hodnoty napätí vykazujú istý rozptyl, čo bolo spôsobené viacerými faktormi:
 - Rozptyl vykazovali zistené hodnoty modulov pružnosti. Tieto boli navyše merané na konci nosníkov a ich hodnoty sa môžu líšiť od priemerných hodnôt. Koeficienty, vyjadrujúce vzťah dynamického a statického modulu pružnosti tiež vykazujú rozptyl a do úvahy treba vziať rozdielnosť vo veku betónu aj klimatických pomeroch (vlhkosť, teplota a pod.) laboratórnych vzoriek a trávov.
 - Pri jednotlivých meraniach sa výrazne odlišoval priebeh teplôt, čo bolo spôsobené vývojom hydratačného tepla dosky a tiež aplikáciou preteplovania betónu.
 - Trvanie procesu predpínania pri jednotlivých trávach bolo rôzne.

Výsledky monitorovania potvrdili že v trávach jednotlivých polí bolo vnesené predpätie v súlade s projektom a potvrdila sa požadovaná únosnosť trávov.

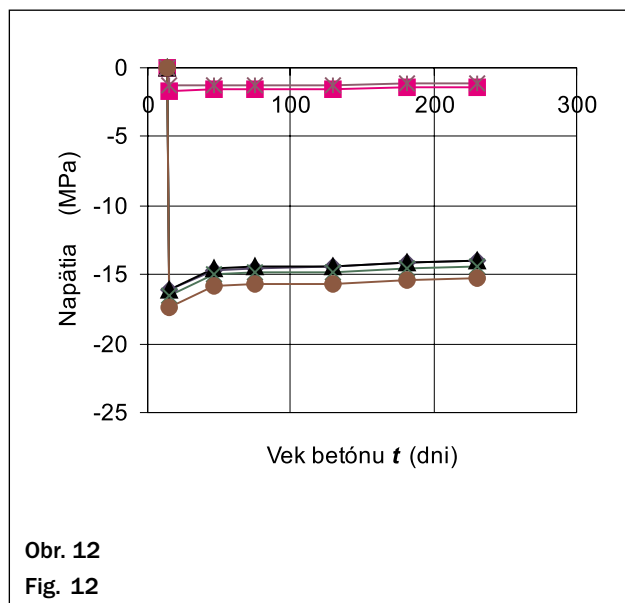
ZÁVER

Na úspešnom vyhotovení mosta sa podieľali jednotliví účastníci stavby takto:

Investor – stavebník:

ŽSR GR Bratislava.

Dodávateľ stavby – zhotoviteľ:



ANALYSIS OF MEASUREMENT RESULTS

For every girder, the pre-stressing losses from creep and shrinkage of concrete, and concrete relaxation were calculated in particular time intervals. The calculation of the former was based on values of volumetric changes and the latter was calculated according to the standard.

The increment of strain in top and bottom were measured by means of gauges and was derived strain increment in the centre of gravity of the pre-stressing cables. From this value the pre-stressing loss due to creep and shrinkage was derived.

The results of measurements were described for each bridge span separately. The example of graphic characteristics of the results in selected span is shown on Fig.11 (the course of strain) and in Fig. 12 (the course of stress). Gauges are depicted in Fig.9. In tab.1 are theoretical values in point of measurement and max., min. and average values of stresses.

With regard to theoretical stresses, the analyses result has proved the following:

- The real stress values on bottom deck, representing the decompression reserve of cross-section are higher in the majority of girders. On the other hand the stresses on top deck are lower in most cases. This result proves that the real position of the neutral axis is located higher than predicted in the project design, which is probably caused by considerably low age of concrete in the composed deck as well as by the fact, that concrete strength grew more rapidly than the modulus of elasticity.
- The stress range is caused by various factors:
 - The measured values of the modulus of elasticity show move within certain range. They were measured at the end of the girder and their values can differ from average values. Coefficient of representing the relationship between the dynamic and static modulus of elasticity also differ slightly and the differences in age and climatic characteristics (moisture, temperature) of the test specimens and girders should be taken into account.
 - Measurements differed considerably in the course of temperatures due to the heat of hydration of top deck and as the result of thermal curing of concrete.

Doprastav a.s., Bratislava

Generálny projektant:

PRODEX a.s. Bratislava

Projektant variantného návrhu:

Doprastav, odbor realizačnej dokumentácie

Autori tohto príspevku sa podieľali na výstavbe takto:

Ing. Tevec – pripravil základný koncept variantného návrhu vrátane zakladania.

Ing. Rakovský – viedol projektový tím, ktorý vyhotovil realizačný projekt.

Ing. Kucharík – pripravil, viedol a vyhodnotil meranie pomerných deformácií v stredoch mostných polí.

Podarilo sa zhotoviť a odovzdať na Slovensku výnimočný železničný most rekordnej dĺžky s veľkým potenciálom na bezúdržbovú stavbu.

Most je príkladom krajinársky citlivého riešenia. (obr.č.13) Namiesto nepriepustnej hrádze, ktorá by vznikla pri riešení trasy pomocou vysokých násypov, sa na úpätí Karpát objavil elegantný most umožňujúci migráciu fauny a aj poľnohospodárske aktivity miestnych obyvateľov.

Ing. Ján Kucharík, CSc. – Narodil sa v r.1952. Inžiniersky diplom a titul kandidát technických vied získal na stavebnej fakulte STU v Bratislave. Pôsobí ako vedecko-výskumný pracovník a riaditeľ spoločnosti VUIS Mosty v Bratislave. Zaoberá sa diagnostikovaním porúch mostov, návrhom a realizáciou ich opráv a zosilňovaní.

Ing. Rudolf Rakovský, vedúci oddelenia projektovej dokumentácie, absolvent Slovenskej technickej univerzity v Bratislave v roku 1970, pracovisko DOPRASTAV a.s., Generálne riaditeľstvo, Drieňová 27, 826 56 Bratislava.

Ing. Gabriel Tevec, mostný špecialista na technickom úseku Doprastavu a. s. Absolvent Slovenskej technickej univerzity s 46 ročnou praxou v obore projektovania a realizácie mostných stavieb. Pracovisko: Doprastav a.s. Generálne riaditeľstvo, Drieňová 27, 826 56 Bratislava.



Obr. 13

Fig. 13

- The time of pre-stressing process differed in particular cases.

The result of monitoring showed in particular girders that the applied pre-stressing was in accordance with the design and confirmed the load-bearing capacity of structure.

CONCLUSIONS

The following separate contractors of the construction participated on the successful finish of the bridge:

Employer – client:

ŽSR GR (Railways of Slovak Rep. Gen. Headquarters)
Bratislava.

Building contractor:

Doprastav a.s., Bratislava

Architect:

PRODEX a.s. Bratislava

Project engineer of variational design:

Doprastav, Branch of Realization Documentation

The authors of this report participated on the construction:

Ing. Tevec – developed the basic scheme of the variational design including design of the foundation.

Ing. Rakovský – head of the project team that designed the implementation project.

Ing. Kucharík – prepared, hold and evaluated the measuring of strains in concrete in the middle of bridge spans.

An exceptional railway bridge of peak length with great potential for the maintenance-free construction was successfully realized in Slovakia.

The bridge is a sample of landscape sensitive solution (Fig.13) – instead of impermeable barrier which could result from solution of the line by means of high embankments at foothills of Karpaty, an elegant bridge was built which enables the migration of animal kingdom as well as the agricultural activities of local inhabitants.

Ing. Ján Kucharík, CSc. – Born in 1952. He received his master's and doctoral degrees in civil engineering from the Slovak Technical University in Bratislava. He is research worker and director of VUIS-Bridges Ltd. in Bratislava. His activities include diagnostics of bridge damages, design and realisation of bridge repair and strengthening.

Ing. Gabriel Tevec, specialist for bridges on technical department of Doprastav. Graduate on Slovak Technical University, with 46 years of working experience in the field of design and Construction of bridge structures. Place of work : Doprastav, directorate General

Tab. 1

	Vypočítané Calculated	Merané		
		Max. hodnota Max. value	Min. hodnota Min. value	Priemer Average
Horná doska Top deck	- 2,3 MPa	-3,0 MPa	-0,5 MPa	-1,7 MPa
Dolná doska Bottom deck	- 16,4 MPa	-21,2 MPa	-15,0 MPa	-17,6 MPa

Realizácia monolitických konštrukcií

Implementation of monolithic constructions

Ľubomír Hrnčiar



Príspevok popisuje realizáciu monolitických konštrukcií stavieb mostov v Sverepci, Ožďanoch, Vrtižeri a nájzdových estakád na most Košická v Bratislave

The contribution describes the implementation of monolithic constructions of bridge structures in Sverepec, Ožďany, Vrtižer and the entry ramps on the Košická bridge in Bratislava.

Na jar v roku 2003 sme stáli pred úlohou dokončiť rozostavaný objekt dvoch paralelných mostov v obci Sverepec ponad údolie Záhľbočského potoka. Špecifikum mostov bola hĺbka údolia, ktorá po vrch mostovky prevyšovala 32 m.

In the spring of 2003 we were faced with the task of completing the partly-built structure of two parallel bridges in the community of Sverepec above the Záhľbočský potok valley. The particularity of the bridges was a deep valley which extended 32 m. above

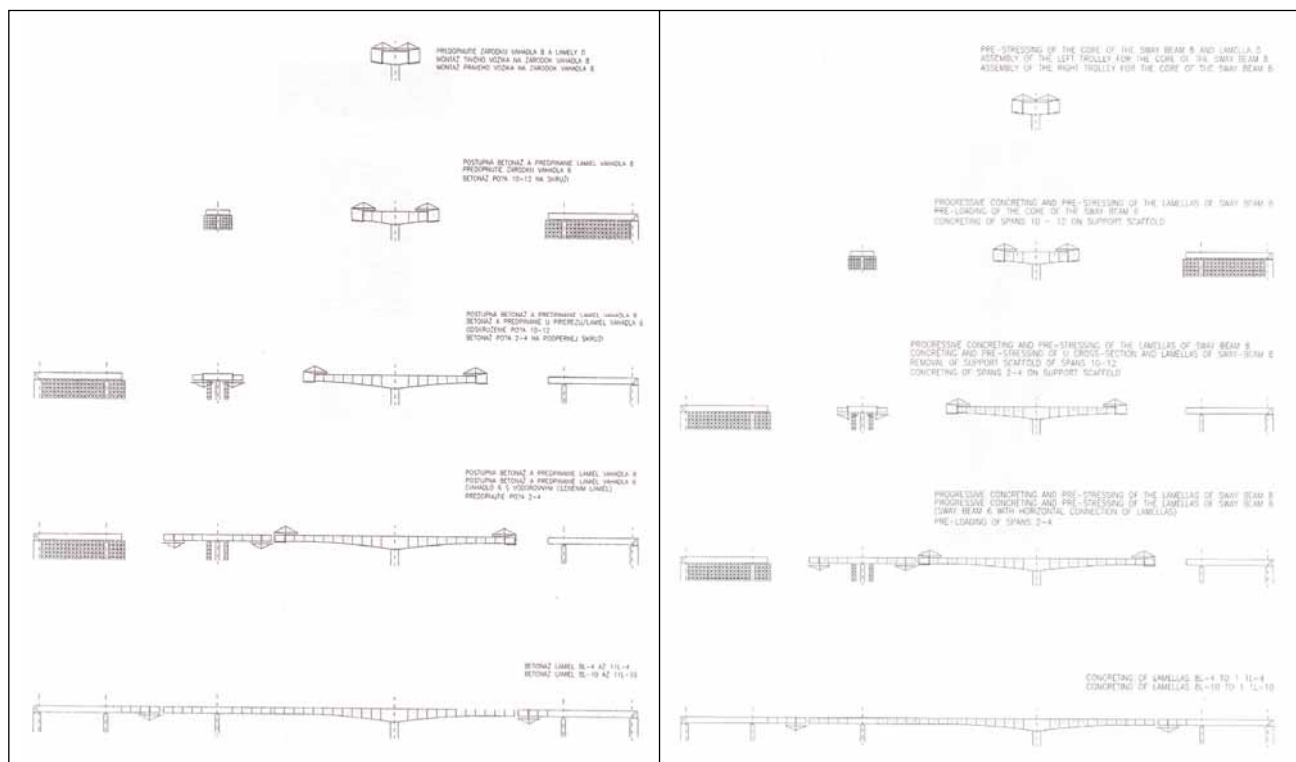


Schéma č. 1
Schema 1

Ing. Ľubomír Hrnčiar, Doprastav, a.s., Závod Bratislava Mlynské nivy, Mlynské nivy 70, 826 38 Bratislava
tel. +421-2-53417228, fax. +421-2-53417982, e-mail: lubomir.hrnčiar@doprastav.sk

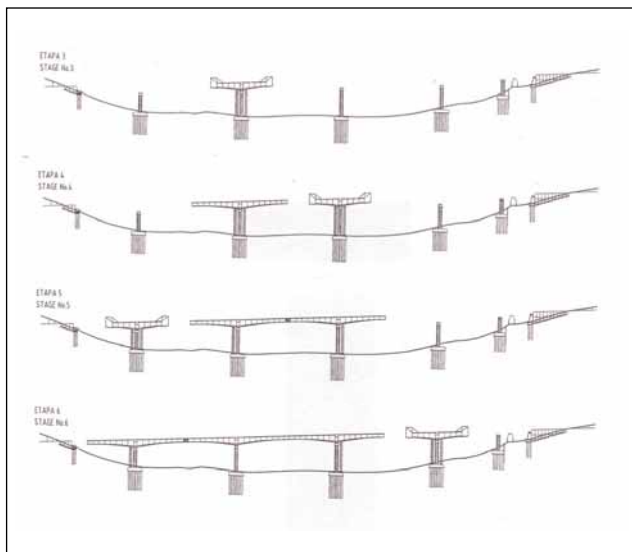


Schéma č. 2
Schema 2

S ohľadom na termín spojzdenenia sme sa rozhodli naraz nasadiť tri rôzne technológie, ktoré túto úlohu mohli zabezpečiť. Kratšie a nižšie krajné polia sme budovali na pevnej skruži. Stredové najväčšie polia rozpätia 92 m sme realizovali systémom letmej betonáže pri spájaní asymetrických konzol. Väčšie konzoly vychádzajúce z rámovej stojky sme budovali pomocou vozíka Bridgebuilder a menšiu konzolu osadenú na ložiskách rektifikovaných stabilizačnými bárkami sme budovali pomocou dvo-jetapovej letmej betonáže s ľahkým vozíkom typu Doprastav. Aj keď tento vozík je trochu pomalší v napredovaní jednotlivých lamiel, jeho hmotnosť 25 t umožňuje použiť ľahšiu zdvíhaciu techniku pri montáži a demontáži, čo vedenie stavby ocenilo v náročnom členitom teréne. Schéma 1. Napriek dvom dlhším zimným prestávkam v máji 2005 boli dokončené obidve nosné konštrukcie. Odvodnenie mostovky bolo zvedené do monolitických železobetónových žlabov, ktoré boli zrealizované pomocou 20 m posuvného vozíka. Nasadením týchto v Doprastave osvedčených technológií konštrukcia ľavého mosta bola dokončená v apríli 2004 a súbor technologických zariadení sa mohol použiť pri výstavbe pravého mosta. Most ako súčasť diaľničného úseku Ladce – Sverepec bol daný do užívania v decembri 2005.

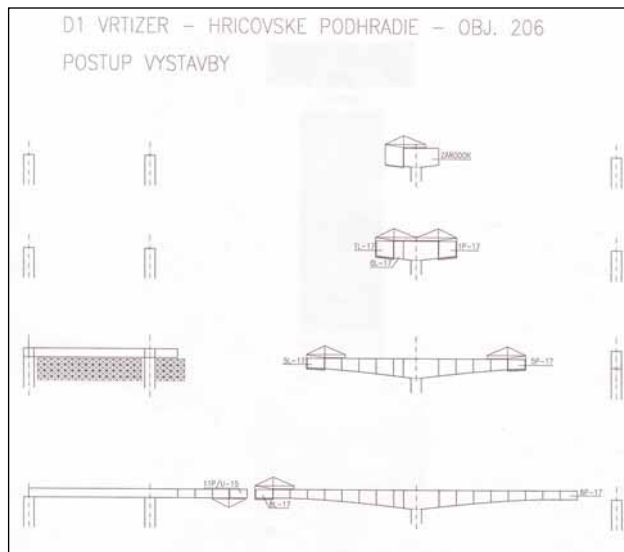


Schéma č. 2
Schema 2

the bridge surface. With respect to the date for operation, we decided to utilize at once three technologies which could fulfill this task. We constructed the shorter and lower spans on a solid support scaffold. We implemented the largest centre spans of 92 m length by a cantilever concreting system for the linking of asymmetric consoles. We built the larger consoles coming out from the frame column with a Bridgebuilder trolley, and the smaller console embedded in bearings rectified by stabilization trestles with two-phase cantilever concreting and a Doprastav type light trolley. Even though this vehicle may be a little slower in shifting the individual lamellas, its 25 t weight allows using lighter lifting technology for assembly and disassembly, which was appreciated by the construction heads in the difficult broken terrain. (Schema 1). In spite of two longer winter breaks, both bearing constructions were completed in May, 2005. Drainage of the bridge flooring was accomplished by monolithic reinforced concrete channels, which were implemented by means of a 20 m mobile trolley. By the application of technologies tested by Doprastav, the construction of the left bridge was completed in April, 2004, and the set of technological equipment could be used in the construction of the right bridge. The bridge, a part of the Ladce – Sverepec motorway section, was put into use in December, 2005.





Začiatkom roku 2005 Doprastav chcel uspieť v súťaži na stavbu mosta v Ožďanoch. Most dĺžky 432 m preklenuje údolie vo výške 37 m a v krajnom poli železničnú trať. V snahe znížiť náklad stavby sme sa rozhodli použiť technológiu dvojetapovej letnej betonáže pomocou ľahkých vozíkov typu Doprastav s vedomím pomalšieho postupu výstavby. Kratšie krajné pole nad železničnou traťou sa prekryje pomocou tyčových prefabrikátov. Touto filozofiou sme v súťaži uspeli a vo februári 2005 sa rozbehla výstavba. Týmto spôsobom bola stavba nosnej konštrukcie rozdelená na štyri vahadlá s rozpätiami poľí 87,5 m a krajné prefabrikované pole ponad železnicu. Postup výstavby komplikoval značný pozdĺžny spád nosnej konštrukcie 4,5 % a dlhotrvajúce zimné obdobie. Pre krátku dobu výstavby 20 mesiacov sa betonovalo celú zimu. Projektant v tendrovej dokumentácii uvažoval so zahájením od stredného pevného ložiska (Schéma 2).

Vzhľadom na dodržanie termínu výstavby a čo najskoršieho nástupu na kompletáciu zvršku mostovky sme zmenili postup výstavby od dolnej krajnej opory pričom sa museli použiť dočasne blokované ložiská. Tieto zmeny postupu výstavby potvrdili správnosť rozhodnutia. Vedenie stavby dodržiava časový plán výstavby a je reálny predpoklad že stavba tohto mosta bude dokončená v predpokladanom termíne september 2006.

V lete 2004 sa začala výstavba diaľničného úseku Vrútky – Hričovské Podhradie, kde na 13 km dlhej trase diaľnice bolo nutné v dvoch miestach preklenúť rieku Váh bez umiestnenia piliera do koryta rieky. V oboch prípadoch

At the beginning of 2005 Doprastav wished to compete in the competition for the construction in Ožďany. The 432 m long bridge stretches across the valley at a height of 37 m and in the end span, a railway track. In an attempt to reduce the construction costs, we decided to employ two-phase cantilever concreting by the use of light trolleys of the Doprastav type, while aware of the slower progress of the construction. The end span over the railway track was covered by rod prefabricates. Due to this philosophy we were successful in the competition, and the construction was begun in February, 2005. In this way the construction of the bearing construction was divided into four sway beams with 87,5 m length spans, and end prefabricated spans over the railway. The construction process was complicated by the significant longitudinal slope of the bearing construction, 4,5 %, and the long-lasting winter season. Due to the short construction time of 20 months, concrete was poured throughout the winter. In the tender documentation, the projector considered starting from the central rigid bearing (Schema 2).

In the interests of maintaining the construction term and earliest possible shift to the completion of the top surface of the flooring, we changed the process of the construction to the lower end support, whereby we had to use temporary blocking bearings. These changes to the construction process have confirmed the correctness of the decision. The construction heads are maintaining the construction time plan, and there is a real presumption that the construction of this bridge will be completed in the presumed term of September, 2006.





trasa diaľnice bola vedená šikmým prekrižovaním rieky. Projekt riešil preklenutie rieky 97 m poľom kde obidva piliere boli umiestnené na brehoch rieky Váh v inundačnom území. Zakladanie všetkých pilierov bolo projektované v uzavretej štetovnicovej jame na preinjektovaných mikropilótach. Nakoľko v priebehu dvoch rokov bolo nutné na tejto stavbe zrealizovať dva a dva paralelné mosty s veľkosťami hlavných poľí 97 a 86 m, vedenie stavby použilo osvedčenú technológiu letnej betonáže pri zmonolitňovaní asymetrických konzol. Veľké konzoly sa budovali pomocou 4 vozíkov typu Brid-gebuilder a menšie konzoly pomocou ľahkého vozíka typu Doprastav. Schéma obr. č. 3. Náročnosť tejto úlohy sa znásobila tým, že Doprastav mal v rovnakom čase rozobehnutú technológiu letnej betonáže súčasne 5 mostov v priebehu 24 mesiacov. Na zabezpečenie postupov výstavby bolo nasadených 9 vozíkov súčasne, čo kladlo veľké nároky na organizáciu práce. Správnosť použitia týchto technológií potvrdil rýchly postup výstavby a neprerušenie postupu prác pri každoročných povodniach, nakoľko prísun materiálov bol zabezpečovaný zhora. Odvodnenie mostov do železobetónových žlabov sa zrealizovalo pomocou 3 súprav 20 m dlhých vozíkov. Súčasný postup výstavby zabezpečuje termín dokončenia november 2006.

Architektonickú kompozíciu vydatého premostenia Dunaja mostom Košická vhodne dotvárajú nástupné estakády z predpätého betónu. Zaujímavé sú svojim komplikovaným tvarom piliere, ktorých v každom iný polomer oblúka vytvára zaujímavú panorámu priestoru pod mostom.

In summer 2004 construction of the motorway section Vrtižer – Hričovské Podhradie was begun, wherein over the 13 km long route of the motorway it was necessary in two places to arch over the river Váh without the placement of pillars in the bed of the river. In both cases, the course of the motorway was designed for slanting bridging of the river. The project solved the crossing of the river with a 97 m span, with both pillars situated on the banks of the Váh in inundation territory. The bases of all the pillars were projected in closed pile depressions on pre-injected microstilts. Since it was necessary in the course of two years to implement two plus two parallel bridges with main span sizes of 97 and 86 m, the construction heads used the tested cantilevered concrete technology, with monolithic asymmetric consoles. Large consoles were constructed with the aid of the Doprastav type light trolley. (Schema pic. no. 3). The challenge of this task was aggravated by the fact that in that same time Doprastav had 5 bridges underway in the course of 24 months using cantilever concreting technology. To safeguard the processes of the constructions, 9 trolleys were employed concurrently, which placed high demands on the organization of work. The correctness of using these technologies was confirmed by the rapid progression of the constructions, with no interruptions due to the annual floods, since the transfer of materials was secured from above. The drainage of the bridges into reinforced concrete channels was carried out by 3 sets of 20 m long trolleys. The current construction process ensures termination of the work by November 2006.

The architectural composition of the successful bridging of the Danube by the Košická bridge is suitably enhanced by the access ramps of pre-stressed concrete. Of interest is the





Pozoruhodný, ale značne komplikovaný je aj priečny rez mostovky zložený z protismerných oblúkov, ktoré zoštlhujú hornú stavbu estakády. Rozvetvenie nástupných a výstupných rámp s pripájajúcimi sa lávkami pre peších a cyklistov spôsobilo, že každé zo 7 polí estakády má inú šírku priečného rezu. Pri 30 m poliach estakády sa mení šírka priečného rezu od 22 do 34 m. Únosnosť takto tvarovaného priečného rezu je zabezpečovaná pozdĺžnym a priečnym predpätím. Premenná šírka priečného rezu spôsobila, že v jednom poli je nosná konštrukcia širšia ako dlhšia.

Komplikované postupné prekládky známych a neznámych inžinierskych sietí a frekventovaná železničná vlečka do prístavu spôsobili, že stavba estakády sa musela začať budovať zo stredy na obidve strany podľa možnosti prekladania inžinierskych sietí.

Architektúru estakády dopĺňajú presklené protihlukové steny ukotvené do chodníkovej rímasy alebo do hrany odvodňovacieho žlabu.

Tvarovanie pilierov a nosnej konštrukcie kladlo viac nárokov na stolárske ako tesárske profesie. Priložené obrázky dokumentujú súlad a harmóniu kriviek a oblúkov.

Ing. Lubomír Hrnčiar, technicko-obchodný námestník Doprastav závod Mlynské nivy Bratislava. Od ukončenia štúdia na Slovenskej technickej univerzite v Bratislave r. 1970 pracuje v spoločnosti Doprastav.

complicated shape of the pillars, which offers a panorama of the area below the bridge from every other radius of the arch.

Also worthy of note, although significantly complex, is the flooring profile, made up of opposing arches, which taper the upper construction of the viaduct. The branching of the entry and exit ramps, with attached sidewalks for pedestrians and cyclists results in each of the viaduct's seven spans having cross-sections of differing widths. Over the structure's 30 m spans, the cross-sectional profile varies from 22 to 34 m. The bearing capacity of such shaped profiles is ensured by longitudinal and cross-sectional pre-stressing. The altering width of the profiles results in one span having a bearing construction that is wider than it is long.

The progressive complicated insertion of known and unknown engineering networks and the functioning railway branch-line to the harbour meant that the construction of the viaduct had to be started from the centre on both sides, according to the possibilities for inserting the engineering networks.

The viaduct's architecture was complemented by the glassed anti-noise walls anchored to the walkway ledge or to the edges of the drainage channel.

The shaping of the pillars and bearing construction placed more demands on the profession of cabinet-maker than carpenter. The attached pictures document the concord and harmony of the curves and arches.

Ing. Lubomír Hrnčiar, Technical and commercial director of division Mlynské nivy Bratislava. After study in 1970 at Slovak technical university in Bratislava, he has been working at company Doprastav.

ESTAKÁDA „PRUŽINKA“ NA DIAĽNICI D1 LADCE – SVEREPEC FLYOVER „PRUŽINKA“ ON THE HIGHWAY D1 LADCE – SVEREPEC

Jana Gejdošová - Miroslav Maťaščík



V článku sa hovorí o jednej z najdlhších mostných konštrukcií na Slovensku a jej projektovaní a výstavbe. Ide o mostný objekt nazvaný „Pružinka“ podľa potoka, nad údolím ktorého prechádza táto konštrukcia. Stavebný objekt je súčasťou stavby Diaľnica D1 Ladce – Sverepec.

The article discuss about one of the longest bridge structures in Slovakia and about its designing and implementation. It is about the bridge object called „Pružinka“ according to the name of the stream, above the valley this structure traverses. Construction part is a component of construction Highway D1 Ladce – Sverepec.

ÚVOD

Diaľnica D1 je súčasťou diaľničnej siete Slovenskej republiky a tiež súčasťou európskej cesty E 75 v smere „sever-juh“. Dobudovaním úseku diaľnice D1 Ladce – Sverepec sa vytvorili lepšie podmienky pre medzinárodnú tranzitnú dopravu v spomínanom smere.

INTRODUCTION

The D1 motorway is a part of the motorway network of the Slovak Republic as well as a part of E 75 European road in the north-south direction. The completion of Ladce – Sverepec section of the D1 motorway has provided better conditions for the international transit transportation in the direction mentioned.

KONCEPCIA NÁVRHU

Objekt tvoria dve súbežné diaľničné estakády, ktoré premostujú meandrujúce potoky, cestnú komunikáciu a zosuvné územie. Nosná konštrukcia bola vybudovaná pomocou výsuvnej skruže. Pri tejto technológii každá dilatčná škára spôsobuje spomalenie tempa výstavby a je navyše poruchovým miestom mosta. Z uvedených dôvodov sú nosné konštrukcie navrhnuté ako jeden dilatčný celok na celú dĺžku 902 m.

DESIGN CONCEPT

The structure consists of two parallel motorway multi-span bridges spanning some meandering streams, a road and a sliding area. The bearing structure was built using travelling scaffolding. In this technology each expansion joint causes a delay during construction and moreover it is a fault point in the bridge. That is the reason why the bearing structure was designed as a single expansion unit of the total length of 902 m.

FOUNDATION AND SUBSTRUCTURE

The structure bridges an area with subbase of three types:

- Subbase formed by a 2–4 m layer of gravels placed shallowly under the land surface, with layers of watered sands under it.
- Subbase consisting of weathered claystones and marlines in depth of 5–8 m.
- Subbase consisting of a sliding layer of clays and earth with layers of quality marlines under it.

With respect to the conditions mentioned, two types of foundation were designed:

- Plate foundation on a thin layer of gravels.
- Depth foundation on micro-piles.

Pier foundation slabs were supposed to meet non-standard requirements. They had to be of a large surface due to a low subbase bearing capacity, but at the same time they had to be of light weight not to additionally load the subbase.



Obr. 1
Fig. 1

ZAKLADANIE A SPODNÁ STAVBA

Objekt premostuje územie s tromi typmi podložia:

- Podložie tvorené 2 – 4 m vrstvou štrkov plytko pod terénom, pod ktorými sú vrstvy zvodnelých pieskov.
- Podložie tvorené zvetralými ílovcami a slieňovcami v hĺbke 5 – 8 m.
- Podložie tvorené zosúvacou sa vrstvou ílov a hlín, pod ktorou sa nachádzajú kvalitné vrstvy slieňovcov.

Vzhľadom na uvedené okolnosti boli navrhnuté dva typy základania:

- Plošné základanie na tenkej vrstve štrkov.
- Hĺbkové základanie na mikropilotách.

Základové dosky podpier museli spĺňať neštandardné požiadavky. Museli byť veľkoplošné vzhľadom na malú únosnosť podložia ale pritom hmotovo odľahčené, aby ich hmotnosť nepriťažovala podložie. Museli tiež umožňovať uloženie podperných veží výsuvnej skruže. Tieto protichodné požiadavky si vynútili neštandardný viacstupňový tvar základových dosiek.

Zosuvné územie pod mostom bolo stabilizované systémom drenážnych vrtov a bariérou so štetovnic v tvare klinu. Táto bariéra zabezpečí „obtekanie“ zeminy v okolí základových dosiek v prípade opätovného pohybu podložia.

Podpery mosta sú tvorené stenami, ktoré sú opticky rozčlenené hlbokou zvislou ryhou.

Vzhľadom na postup výstavby dočasné excentrické fixovanie nosnej konštrukcie mosta spôsobovalo zaťažovanie podpier veľkými vodorovnými silami v úrovni ložísk. Tieto sily sa menili v každom štádiu výstavby, čo si vyžiadalo podrobnú analýzu podpier predovšetkým vo vzťahu k málo únosnému podložiu.

NOSNÁ KONŠTRUKCIA

Nosnú konštrukciu obidvoch estakád tvoria spojité jednokomorové 23-poľové nosníky z dodatočne predpätého betónu. Boli budované súbežne na výsuvnej skruži (17 polí) a na statickej skruži PIZMO (6 polí). Predpínacie káble sú tvorené 9 alebo 12 lanami Ls 15,5 –

In addition, they had to make it possible to install supporting towers of the travelling scaffolding. These contradictory requirements necessitated a non-standard multilevel shape of the foundation slabs.

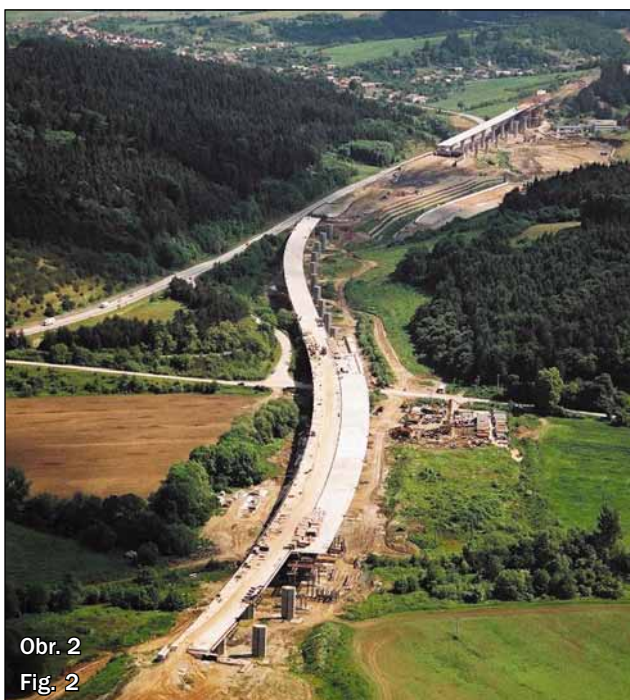
The sliding area under the bridge was stabilized using a system of drainage bores and a barrier made of sheet piles of a wedge shape. The barrier is to provide the „flowing“ of the soil in the vicinity of foundation slabs in case of repeated subbase movement.

The bridge piers consist of walls optically divided by deep vertical grooves.

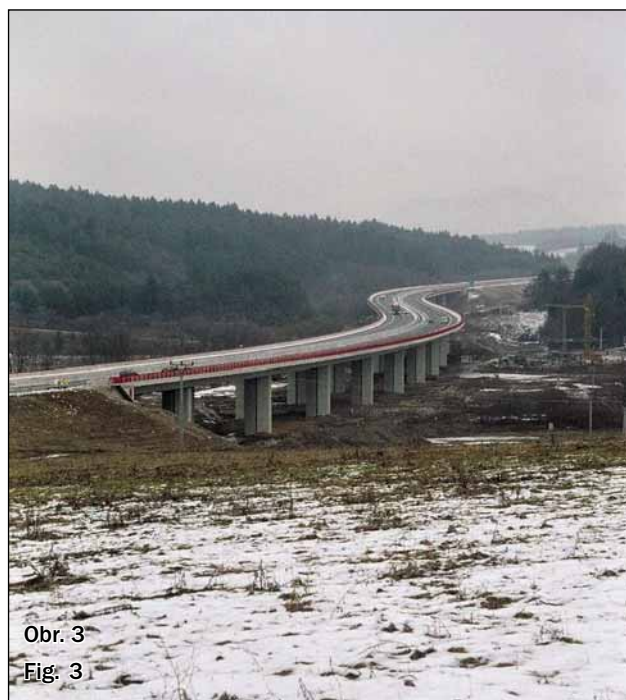
With respect to the construction procedure, temporary eccentric fixation of the bridge bearing structure resulted in pier loading caused by large horizontal forces at the level of bearings. The forces changed in each construction stage, which required a detailed analysis of piers especially in relation to a low bearing capacity of the subbase.

BEARING STRUCTURE

The bearing structure of both overpass bridges consists of continuous single-cell box 23-span beams made of additionally pre-stressed concrete. They were built simultaneously on travelling scaffolding (17 spans) and on PIZMO fixed scaffolding (6 spans). Pre-stressing cables consist of 9 or 12 ropes Ls 15.5 – 1800. They are primarily spliced in construction joints, while approx. 40% of cables are anchored in pier cross-beams. Because of the eccentricity of bearings in respect to beams in the transverse direction, the bearing structure cross-beams are pre-stressed by cables 4 ϕ Ls 15.5 – 1800, as well. As concrete reinforcing baskets and pre-welded mats were widely used. To provide fast and comfortable installation of pre-stressing cables into the cross-section, beam straps were open during the first stage of reinforcing works and in the top part they were equipped with hooks oriented perpendicularly to their plane. After cable installation the straps were closed with



Obr. 2
Fig. 2



Obr. 3
Fig. 3

1800. Sú prevažne stykované v pracovnej škáre, cca 40% káblov je kotevných v nadpodperových priečiňkoch. Vzhľadom na excentricitu ložísk oproti trámom v priečnom smere sú predopnuté aj priečniky nosnej konštrukcie káblami 4 ϕ Ls 15,5 – 1800. Ako betonárska výstuž sa vo veľkom rozsahu používali armokoše a vopred zvarané rohože. Aby sa zabezpečila rýchlosť a realizačné pohodlie pri ukladaní predpínacích káblov do prierezu, strmene trémov boli v 1. etape armovacích prác otvorené a mali v hornej časti háky orientované kolmo na ich rovinu. Po uložení káblov sa strmene uzavreli priečnou výstužou hornej dosky, ktorá sa vsúvala do hákov strmeňov.

Vzhľadom na veľkú dĺžku mosta, pôdorysné zakrivenie a spôsob výstavby mimoriadne nároky boli kladené na ložiská. Ložiská musia umožniť veľké dilatčné pohyby, museli preniesť veľké vodorovné sily vyplývajúce z excentricity fixovania mosta počas výstavby a museli tiež meniť svoje funkcie a smer dilatovania v jednotlivých štádiách výstavby. To si vyžiadalo náročné úpravy hrncových ložísk. Štandardná časť ložiska bola doplnená o spodnú a v niektorých prípadoch aj hornú pomocnú klznú dosku a o systém „blokov“, ktoré zabezpečovali dočasné fixovanie mosta. Režim fungovania ložísk bol v každom štádiu výstavby prísne sledovaný. Monitoring preukázal výbornú zhodu projektových predpokladov so skutočnosťou

VÝSUVNÁ SKRUŽ

Výsuvnú skruž tvoria dva oceľové priehradové nosníky umiestnené pod komorou mosta po jej oboch stranách. Majú dĺžku 80 m a sú podopreté tromi oceľovými vežami vzdialenými 40 m osadenými na základy podpier.

V úseku betónovaného poľa nesú nosníky debnenie komory nosnej konštrukcie mosta zvyšná časť nosníkov bez debnenia zabezpečuje presun debniacej časti skruže do ďalšieho poľa. Po vybetónovaní poľa nosnej konštrukcie dôjde k oddebneniu poklesom debnenia o 10 cm. Spodná podlaha debnenia sa v osi mosta oddelí a spustí sa do zvislej polohy, čo zabezpečí počas presunu skruže do ďalšieho poľa bezkolízny prechod debnenia vedľa podpery.

PRÍSLUŠENSTVO MOSTA

Objekt 217 je súčasťou „súmostia“ troch po sebe nasledujúcich mostov 217, 297 a 220, medzi ktorými sú vysoké oporné múry. Každý z uvedených objektov má iný tvar spodnej stavby aj nosnej konštrukcie. Zjednocujúcimi prvkami týchto objektov sú rímky, odvodňovacie žľaby a zábradlia. Ľavý aj pravý most majú po vonkajších okrajoch mostovky umiestnené odvodňovacie žľaby. Ľavý most má odvodňovací žľab aj na vnútornej strane. Keďže sa však po dĺžke mostov mení ich priečny sklon, vnútorný žľab ľavého mosta striedavo odvodňuje ľavý aj pravý most.

transverse reinforcement of the top slab by its inserting to the strap hooks.

Due to the huge length of the bridge, its ground curving, and construction method, extreme requirements were laid onto bearings. They were supposed to allow large expansion movements and bear extreme horizontal forces resulting from the eccentricity of bridge fixation during construction, and in addition, they had to change their functions and expansion directions during different construction stages. All that required demanding modifications of the pot bearings. A standard part of the bearing was supplemented with a bottom (and in some cases also a top) auxiliary sliding plate and a system of “blocks” providing temporary bridge fixation. The mode of bearing functioning was strictly monitored during each construction stage. The monitoring proved a perfect compliance of design assumptions with the actual behaviour.

TRAVELLING SCAFFOLDING

The travelling scaffolding consists of two steel truss girders located under the bridge cell-box on its both sides. Being 80 m long, they are supported by three steel towers spaced by 40 m and mounted on piers foundations.

Within the section of a concrete-cast span the girders bear the formwork of the bridge bearing structure cell-box, while the remaining part of the girders without the formwork provides a shift of the travelling form to the next span. After the completion of bearing structure span casting, the formwork is removed by its lowering by 10 cm. The bottom floor of the formwork is detached in the bridge axis and lowered to a vertical position to provide a smooth shift of the formwork to the next span along the pier during the scaffolding travel.

BRIDGE ACCESSORIES

The structure No. 217 is a part of the „bridge system“ consisting of three consecutive bridges No. 217, 297, and 220 with high retaining walls installed among them. The substructure and the bearing structure of each of the structures mentioned is of a different shape. Their unifying elements are cornices, drainage gutters, and railings. Along outer edges of both right and left bridge deck plates there are drainage gutters. The left bridge is equipped with a drainage gutter along the inner edge as well. However, since the bridge crossfall changes along the bridges, the inner gutter of the left bridge alternately drains both the right and the left bridges.



Obr. 4
Fig. 4



Obr. 5
Fig. 5

ZÁVER

Estakáda „Pružinka“ dnes už slúži motoristickej verejnosti. Zaťažovacia skúška aj doterajšia prevádzka mosta potvrdzujú súlad realizovaného diela s projektom. Dosiahnutá doba výstavby i ekonomické ukazovatele zase potvrdzujú správnosť koncepcie návrhu mosta a opodstatnenosť použitia výsuvnej skruže na jej realizáciu.

Ing. Jana Gejdošová

Prax v odbore pozemných stavieb a konštrukcií dopravných stavieb 16 rokov

Súčasný postavenie – obchodno-technický námestník

Realizované stavby:

- Diaľnica Hybe – Važec
- Múzeum moderného umenia Čuňovo
- Hotel CARLTON – špeciálne zakladanie
- Diaľnica D1 Ladce Sverepec
- LIDL Senec
- Kanalizácia Rusovce – Čuňovo
- VD Žilina - Mojš - inžinierske siete
- Cesta III/520 19 Oravice – Zuberec

Zákazky realizované v súčasnosti:

- Diaľnica D1 Ladce – Sverepec
- Systém odkanalizovania a čistenia odpadových vôd v Humennom
- Podchod pre cestujúcich Cífer
- Diaľnica D2 Bratislava, Lamačská cesta – Staré Grunty
- Výrobný areál Giesecke & Devrient, Nitra – priemyselný park, Sever

Ing. Miroslav Maťaščík

autorizovaný inžinier, 33 rokov v odbore projektovania mostov a inž. konštrukcií

Ocenené projekty:

- Most „Pustý hrad“ – 1. cena slov. komitету FIP,
- Most cez Súčanku – 2. cena slov. komitету FIP,
- Most cez Dunaj medzi mestami Štúrovo – Ostrihom – „Cena STU“ v rámci „Stavba roka 2002“
- Estakáda Prievoz
 - Cena Slovenského zväzu stavebných inžinierov
 - „Najlepšia betónová konštrukcia 2003 – 2004“
- Estakáda „Sverepec“
 - Cena slov. komitету FIB „Najlepšia betónová konštrukcia 2002-2006“
- Most Apollo cez rieku Dunaj v Bratislave
 - Cena „EUROPEAN AWARD FOR STEELS STRUCTURES“ od „European Convention for Constructional Steelwork(ECCS)“
 - „OPAL“ od American Society of Civil Engineers

CONCLUSION

The overpass of „Pružinka“ has served the motorist public now. Both the loading test and the existing operation of the bridge prove a compliance of the structure behaviour with its design. Moreover, duration of the bridge construction and economic indicators prove the concept of the bridge design to be correct and the use of the travelling scaffolding to be legitimate.

Ing. Jana Gejdošová

16 years of experience in fields of civil engineering and transportation structures

Actual position – commercial and technical deputy

Realized structures:

- Hybe – Važec Motorway
- The Museum of Modern Art in Čuňovo
- The CARLTON Hotel – special foundations
- D1 Ladce – Sverepec Motorway
- LIDL Store in Senec
- Rusovce – Čuňovo Sewerage
- Water management Žilina - Mojš – underground services
- Oravice – Zuberec section of III/520 19 Road

Structures being underway:

- D1 Ladce – Sverepec Motorway
- Sewerage system and sewage disposal plant in Humenné
- Passenger subway in Cífer
- D2 Bratislava, Lamačská cesta – Staré Grunty Motorway
- Giesecke & Devrient plant premises in Nitra – Sever industrial park

Ing. Miroslav Maťaščík

chartered engineer, 33 years of experience in bridge and engineering structures design

Awarded projects:

- „Pustý hrad“ Bridge – awarded 1st Prize by the Slovak FIP Committee.
- Bridge over the river of „Súčanka“ – awarded 2nd Prize by the Slovak FIP Committee.
- Bridge over the Danube between the towns of Štúrovo and Ostrihom – awarded „STU Award“ within „The Structure of the year 2002 Competition“
- „Prievoz“ Overpass
 - Award by the Slovak Chamber of Civil Engineers
 - „The best concrete structure of 2003 – 2004“
- „Sverepec“ Overpass
 - awarded „The best concrete structure of 2002-2006“ by the Slovak FIB Committee
- Apollo Bridge over the Danube river in Bratislava
 - Awarded „EUROPEAN AWARD FOR STEEL STRUCTURES“ by „European Convention for Constructional Steelwork (ECCS)“
 - „OPAL“ award by American Society of Civil Engineers

Spriahnuté betónové mosty na diaľnici D1 Ladce – Sverepec

Composite concrete bridges on highway D1 Ladce – Sverepec

Rudolf Rakovský



Príspevok popisuje projekt a výstavbu betónových mostov zo spriahnutých konštrukcií typu betón – betón s použitím predpätých tyčových betónových prefabrikátov spriahnutých na stavbe monolitickou železobetónovou doskou do spojitkej ortotropnej dosky. Spojitosť konštrukcie je zabezpečená pre zaťaženie zvrškom, náhodilým zaťažením a reologickými vplyvmi betonárskou výstužou v monolitckej doske nad podperami.

1. ÚVOD

Dlhé roky sa už používajú na Slovensku pre stavbu nosných konštrukcií mostov predpäté tyčové prefabrikáty tvaru I. Väčšinou sa dosiaľ ukladali ako prosté polia, pričom bol každý nosník uložený na dvoch ložiskách a spojenie v priečnom smere sa dosiahlo dobetónovaním škár medzi hornými aj dolnými prírubami nosníkov. Prechod medzi jednotlivými poliami nad podperami bol dosahovaný spočiatku dilatáciou alebo kĺbovou doskou. Postupným vývojom sa prešlo na spojenie nosníkov v priečnom smere spriahujúcou železobetónovou doskou. Aj tu bol každý nosník uložený na dvoch ložiskách a prechod medzi poliami sa riešil pružnou spojitou pérovou doskou, ktorá bola súčasťou spriahujúcej dosky.

Uvedené riešenia si vyžadovali dimenzovanie nosníkov pre celé zaťaženie ako prosté polia, veľký počet ložísk, a s tým spojené problémy pri realizácii stavby. Preto sa v poslednej dobe pristúpilo k navrhovaniu nosných konštrukcií mostov z predpätých tyčových prefabrikátov tvaru I so zabezpečením ich spojitého pôsobenia v pozdĺžnom smere pre zvršok mosta, náhodilé zaťaženie a reologické vplyvy. Toto pôsobenie sa dosiahlo uložením prefabrikovaných nosníkov na prefabrikovaný úložný prah, ktorý je celý uložený na spodnú stavbu prostredníctvom dvoch ložísk. Spojitosť sa dosiahne betonárskou výstužou v spriahujúcej doske a vybetónovaním hornej monolitckej časti priečnika a spriahujúcej dosky. Postupovať vo výstavbe je možné od stredu mosta na obe strany alebo postupne z jednej strany

The report describes the project and construction of concrete bridges built of composite constructions of type concrete – concrete with using of pre-stressed rod concrete pre-cast units composite in situ with monolithic reinforced concrete slab into continuous orthotropic deck. The construction continuity is secured for permanent load (except selfweight), live load and rheological influence of concrete by the reinforcement in the monolithic slab above the supports.

1. INTRODUCTION

For the construction of bridge superstructures in Slovakia, there have been used the pre-stressed I – shaped pre-cast beams for many years. Principally, they used to be placed as simple beams where every beam was placed on two bearings and the connection in the cross direction was reached by concreting of joints between the upper and lower flanges. The cross-over between separate spans above the supports was reached with the expansion joint or the hinge plate. By the gradual development the cross direction connection of beams was done by a composite reinforced concrete plate (slab). Every beam was placed on two bearings and the cross-over between the spans was enabled by elastic continuous spring slab which was a part of composing composite slab.

The above given solutions required the dimensioning of beams for the whole load as simple beams, great number of bearings and caused problems upon the construction realization. Therefore in the last period the bridge superstructures have been designed of pre-stressed I-shaped pre-cast beams with securing of their continuous acting in the longitudinal direction for the permanent load, live load and rheological influence. This acting was reached by placing of the pre-cast beams on the pre-cast cross beam which as a whole is placed on the substructure by means of two bearings. The continuousness is reached by the concrete reinforcement in the composite slab and by concreting of the upper monolithic part of the cross-beam

Ing. Rudolf Rakovský, vedúci oddelenia projektovej dokumentácie, DOPRASTAV a.s., Generálne riaditeľstvo, Drieňová 27, 826 56 Bratislava, tel. +421-02-48271316, fax. +421-02-48271259, e-mail: rudolf.rakovsky@doprastav.sk

mosta. Prvé takéto použitie tyčových prefabrikátov na Slovensku bolo na diaľnici D1 pri premostení inundačného územia rieky Moravy navrhnuté roku 1976 na Technicko-projektovej správe Doprastavu. Ďalšie použitie bolo na 2 mostoch pri Dolnom Kubíne a od tej doby tento typ nosnej konštrukcie upadol na takmer 30 rokov do zabudnutia.

2. MOST NAD ÚČELOVOU KOMUNIKÁCIOU A JURÍČKOVÝM POTOKOM

Ako prvý most postavený po takmer 30 rokoch na Slovensku uvedeným spôsobom je obj. 223 Most nad účelovou komunikáciou a Juríčkovým potokom na diaľnici D1 Ladce - Sverepec. Tento most bol pôvodne navrhnutý ako spriahnutá oceľo-betónová konštrukcia. Neskôr sa urobila zámena na spriahnutú konštrukciu z nosníkov ZIPP - u. V štádiu realizácie po odstúpení pôvodného dodavateľa bolo rozhodnuté nahradiť spomenutú nosnú konštrukciu spriahnutou celobetónovou konštrukciou z nosníkov I-96. Vzhľadom na čiastočnú rozpracovanosť boli zachované hlavné parametre z pôvodného projektu (rozpätia, dĺžky nosníkov). Nosná konštrukcia sa vytvorila z prefabrikovaných nosníkov I - 96 s hybridným predpätím a monolitickou spriahujúcou doskou (obr.1). Týmto spôsobom bol navrhnutý a aj zrealizovaný 9 poľový most s rozpätiami polí 28,75 + 7x32,5 + 28,75 m.

Postup výstavby je veľmi jednoduchý. Spodná stavba je tvorená železobetónovými základovými doskami založenými na veľkopriemerových pilótoch, do ktorých sú votknuté dvojice železobetónových stĺpov. V Prefe Senec boli vyrobené tyčové predpäté prefabrikáty, ktoré boli železnicou a trailerami dovezené na skládku pred mostom. Pred mostom boli vyrobené aj staveniskové prefabrikované časti úložných prahov (Obr.2). Montáž úložných prahov aj nosníkov bola realizovaná portálovými žeriavmi, ktoré sa pohybovali na priehradovej žeriavovej dráhe položenej na vežiach PIŽMO (Obr.3).

Pretože údolie pod mostom je veľmi hlboké bolo použité zaujímavé riešenie samonosných prefabrikovaných úložných prahov, ktoré sa nad každým z dvoch ložísk položili na štvoricu lisov alebo pieskových hrncov. Pre tento účel boli upravené hlavice jednotlivých stĺpov tak, aby umožnili osadenie lisov

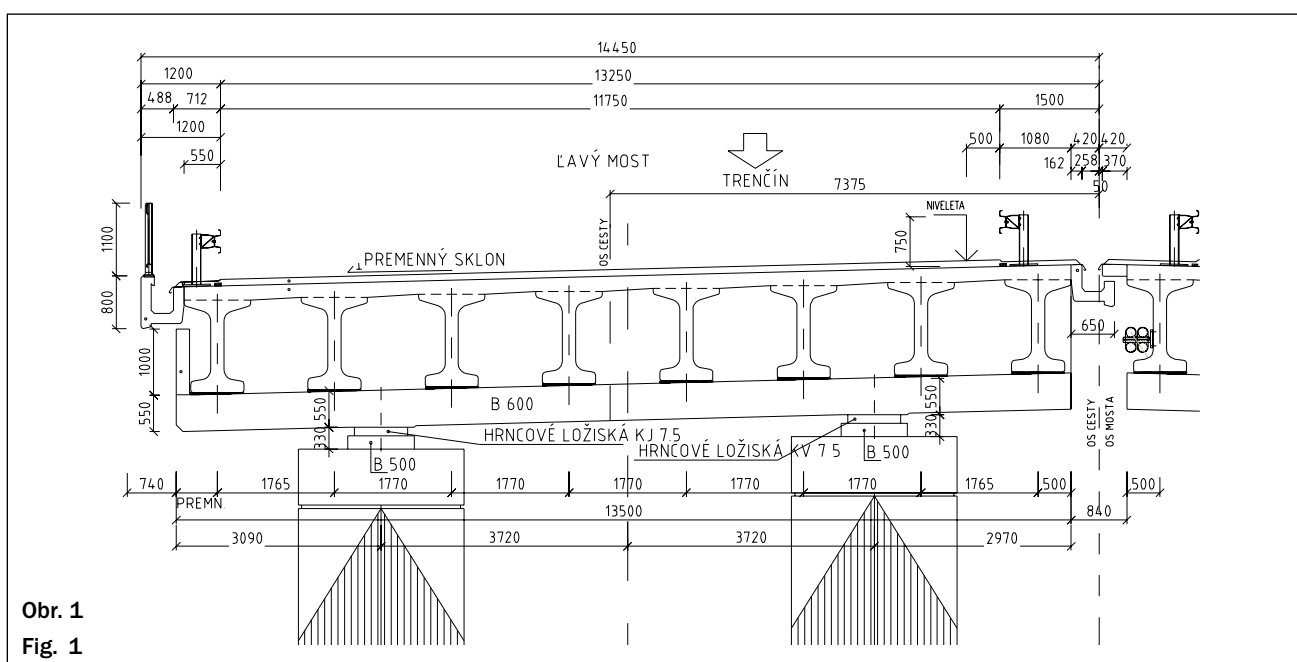
and the composite slab. It is possible to advance the construction from the middle of the bridge to both sides or gradually from one side of the bridge. First such an application of rod pre-cast units (I shape) was done in Slovakia on the highway D1 at the bridging of the inundation area of the river Morava designed in the year 1976 in Technical-project administration of Doprastav. The next using was done at 2 bridges near by Dolný Kubín and this type of the superstructure has not been applied for nearly 30 years since that time.

2. BRIDGE ABOVE THE TERTIARY ROAD AND JURÍČEK'S STREAM

The structure 223 Bridge above tertiary road and Juríček's stream on the highway D1 Ladce - Sverepec was built by the given method as the first one after 30 years in Slovakia. This bridge had been originally designed as composite steel-concrete construction. Later on a change to a composite construction of ZIPP beams was made. In the phase of realization after the withdrawal of the initial supplier the mentioned construction was decided to be replaced with a composite solid concrete construction of beams I-96. Due to a partial semi-construction of the bridge the main parameters of the original project were retained (spans, beams length). The superstructure was formed of prefabricated beams I-96 with hybrid pre-stressing and monolithic composite slab (Fig. 1). The bridge of 9 the spans (28, 75m + 7 x 32, 5m + 28,75m) was designed and realized in this way as well.

As the bridge was already in the phase of construction, several details and parameters, such as beam lengths and spans were used from the original project

The construction process is very simple. The substructure is composed of reinforced concrete slabs founded on large diameter piles, into which the couples of reinforced concrete columns have been fixed. Pre-stressed pre-cast beams were produced in Prefa Senec, which were transported by railway and trailers to the storage in front of the bridge. The site pre-cast cross beams (Fig.2) were also produced in front of the bridge. The assembly of both cross beams and pre-cast beams of superstructure was realized by means of gantry cranes which



Obr. 1
Fig. 1



(Obr.4). Uvedeným riešením sa zmenšil záporný moment nad uložením z 2700 kNm na 1480 kNm, čo umožnilo znížiť hrúbku prefabrikovaného úložného prahu na 550 mm a tým aj znížiť jeho hmotnosť na prijateľných montážnych cca 35 t. Pre prístup k ložiskám a lisom stačilo ľahké trubkové lešenie (Obr.5).

Zaťaženie od zvršku a náhodilé zaťaženie už pôsobí na celom priečniku výšky cca 2,20 m. Pre dimenzovanie prefabrikovaného úložného prahu sa nesmie zabudnúť na prírastok napätí v dolných vláknach od tohto dodatočného zaťaženia na plnom priečniku.

Po osadení úložných prahov do projektovanej polohy boli na ne nabetónované úložné plochy z plastbetónu pre zvislé uloženie nosníkov. Na takto pripravené úložné prahy sa prostredníctvom Retenolu osadili nosníky. Cez otvory v prefabrikovaných úložných prahoch sa tieto nad ložiskami podbetónovali. Medzery medzi hornými prírubami nosníkov sa poddebnilo armocementovými doskami. Na takto pripravený podklad sa položila výstuž monolitckej dosky a priečnika, ktoré sa následne vybetónovali.

Spojitosť nosnej konštrukcie v pozdĺžnom smere pre zvršok mosta, náhodilé zaťaženie a reologické vplyvy je zabezpečená betonárskou výstužou v hornej doske. Výpočet nosnej konštrukcie s uvažovaním reologických vplyvov bol počítaný programom TM 18. Postupne sa vybetónovali monolitcké prvky mosta – dobetónovaná časť priečnika a monolitcká spriahujúca mostovka. Najprv sa realizoval ľavý most s obojstrannou zaväzacom dráhou na podperách PIŽMO, potom pravý opačným smerom s jednou dráhou uloženou na PIŽME a druhou

were moved on the grid crane track placed on the steel PIŽMO towers (Fig.3).

As the valley under the bridge is very deep, an interesting solution of self bearing prefabricated cross beam was used – it laid on four presses or sand jacks. For this purpose, heads of separate columns were adjusted to enable the placement of presses (Fig.4). The negative moment above the placement was reduced from 2700kNm to 1480kNm by the given solution that enabled to reduce the thickness of the prefabricated cross beam down to 550mm and such to reduce also its mass to ca 35 acceptable assembling tons. Light tubular scaffold was sufficient for the access to the bearings and presses (fig.5).

The load from the superstructure and the live load is already affecting on the whole cross beam of the height of ca 2,20 m. The stress increment in the lower fibre from this additional load on the solid cross beam must be considered for the dimensioning of the prefabricated cross beam.

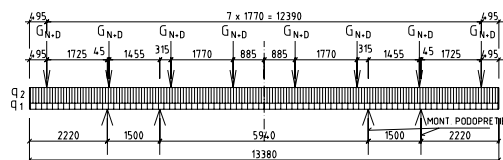
After positioning of cross beam into the projected position the supporting surfaces of plast-concrete for the vertical positioning of beams were concreted. By means of Retenol the beams were placed on such prepared cross beam. Through the openings in the prefabricated cross beam these were concreted above the bearings. The space between the upper flanges was shuttered with thin reinforced cement slabs. The reinforcement of monolithic slab and of cross beam was laid on such prepared base and they were concreted consequently.

The continuousness of the superstructure in the longitudinal direction for the dead load, the live load and rheological influence are secured by the concrete reinforcement in the upper

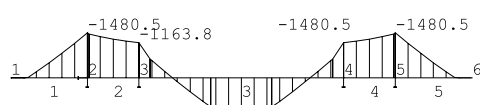


Montážny stav na prefabr. priečniku
Assembly stage on precast cross beam

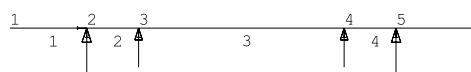
Zaťaženie
Loading



Ohybový moment
Bending moment



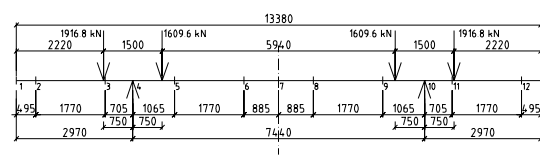
Reakcie
Reactions



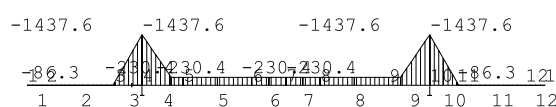
Obr. 6
 Fig. 6

Definitívny stav na plnom priečniku
Definitive stage on composite cross beam

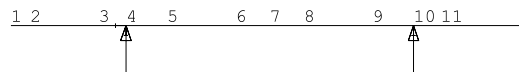
Zaťaženie reakciami – presun podopretia
Loading with reactions - support displacement



Ohybový moment z presunu podopretia
Bending moment from support displacement



Reakcie po presune podopretia
Reactions after support displacement



na mostkovej doske ľavého mosta (Obr.7). Nakoniec sa robilo rutinné riešenie zvršku mosta s vozovkou. Zaťažovaciu skúšku mosta realizoval TASUS Bratislava. Celkový pohľad na most je na Obr. 8.

3. MOST NA ĽAVEJ POLOVICI DIALNICE V KM 6,620 – 6,833

Odbor realizačnej dokumentácie Doprastavu riešil zaujímavú ale veľmi náročnú úlohu – vyhotoviť projekt 7 poľového mosta so spriahnutou nosnou konštrukciou, v ktorej budú zabudované predpäté prefabrikované nosníky vyrobené pred 6 rokmi. Išlo o prefabrikované nosníky ZIPP s hybridným predpätím, v počte

slab. The computation of the supporting structure at considering of the rheological influence was calculated by program TM 18. Gradually the monolithic bridge elements were concreted – concreted part of the cross beam and the monolithic composite bridge slab. The left bridge with the double-sided charging track on PIŽMO supports was realized first then the right one in the opposite direction with one track laid on PIŽMO and the other one on the bridge floor slab of the left bridge (Fig.7). A routine completion the bridge with the pavement was realized at last. The load test was realized by TASUS Bratislava. The general view of the bridge can be seen on the Fig. 8.



Obr. 7
 Fig. 7



Obr. 8
 Fig. 8



Obr. 9

Fig. 9



Obr. 10

Fig. 10

44 ks dĺžky 28,3m a 34 ks nosníkov dĺžky 31,6m. Nosníky mali byť zabudované do nosnej koštruktie mosta s rozpätiami 28,75 + 32,5 + 29,2 + 32,5 + 29,5 + 32,5 + 28,75 m. Tieto nosníky boli uskladnené na otvorenom priestranstve, vystavené vplyvu počasia. Po diagnostikovaní nosníkov a po overení ich uspokojivého stavu sa vyrobili chýbajúce nosníky a všetky našli uplatnenie v nosnej koštrukcii mosta. Išlo tu predovšetkým o mimoriadne náročnú výpočtovú úlohu – zohľadniť veľmi rôzny vek betónu 3 častí nosnej koštruktie mosta :

- cca 7 ročný betón už vyrobených nosníkov
- cca 3 mesačný betón nových nosíkov ktoré doplnili prefabrikáty na potrebný počet
- čerstvý betón spriahujúcej mostovkovej dosky

Pri rôznych variantných riešeniach sa osvedčil výpočtový model pri ktorom sa celá nosná koštrukcia okrem úseku nad podperami považuje za spriahnutú koštrukciu (predpätý nosník a nepredpätá doska). Pri posudzovaní prierezov nad podperami sa uvažovali dve varianty, a to predpätý nosník s betonárskou výstužou miesto dosky a železobetónový prierez s betonárskou výstužou miesto dosky len s betonárskou výstužou. Pri posudzovaní prierezov nad podperami sa posudzovali dve varianty, a to predpätý nosník s betonárskou výstužou miesto dosky a železobetónový prierez s betonárskou výstužou miesto dosky. Za cenu zvýšeného množstva betonárskej mäkkej výstuže v spriahujúcej doske sa podarilo nadimenzovať a navrhnúť riešenie v zmysle platných STN.

Stavbu realizoval Doprastav a.s. Závod Žilina. Spodná stavba bola navrhnutá ako pri obj. 223, len zakladanie bolo

3. BRIDGE ON LEFT HIGHWAY HALF IN KM 6,620 – 6,833

The department of realization documentation of Doprastav was solving an interesting but very exacting task – to realize a project of 7-span bridge with a composite superstructure where the pre-stressed prefabricated beams produced 6 years earlier would be built in. These were the prefabricated ZIPP beams with hybrid prestressing, 44 pieces with the length of 28,3 m and 34 pieces of beams with the length of 31,6 m. These beams should be built into the superstructure of the bridge with the spans of 28, 75 + 32, 5 + 29, 2 + 32, 5 + 29, 5 + 32,5 + 28,75 m. These beams were stored in an open space exposed to the influence of weather. After the diagnosing of beams and verification of their satisfying state the missing beams were produced and they all were found usable in the superstructure of the bridge. It related to an extraordinary exacting computing task – to respect the different age of concrete of the 3 parts of the bridge superstructure:

- ca 7 years old concrete of the already produced beams
- ca 3-moths old concrete of new beams which completed the prefabricates to the required number
- fresh concrete of the composite bridge slab

At various variational solutions the computing model was proved at which the whole superstructure, with the exception of the section above the supports, is considered as a composite construction (the pre-stressed beam and not pre-stressed slab). At appraisal of the cross sections above the supports, two alternatives were considered and they were the pre-stressed beam with concrete reinforcement instead of the concrete slab



Obr. 11

Fig. 11



Obr. 12

Fig. 12

na mikropilótach realizovaných firmou Geostatik. Postup výstavby nosnej konštrukcie bol tiež rovnaký s použitím samonosných prefabrikovaných priečnikov, ktoré boli vyrobené na násypovej časti diaľnice pri podperách a položené kolovou technikou na podpery (Obr. 9).

Montáž nosníkov bola realizovaná dvojicou autožeriavov ZIPP-om Bratislava (Obr.10) z násypovej polovice diaľnice. Pohľad na všetky nosníky uložené v poli je na obr. 11. Všetky ostatné práce až po ukončenie mosta realizoval Doprastav a.s. Závod Žilina.

Stavba bola ukončená úspešnou zafažovacou skúškou realizovanou Technickou univerzitou Žilina. Na záverečnom obr. 12 je pohľad na most po uvedení do prevádzky.

4. ZÁVER

Dobré skúsenosti s uvedeným typom nosnej konštrukcie viedli k jeho ďalšiemu použitiu na objektoch diaľnice D1 Vrtižer - Hričovské Podhradie a diaľnice D3 Hričovské Podhradie - Žilina (Strážov).

and the reinforced concrete cross section with reinforcement instead of slab. At the expense of the increased mass of concrete mild steel in the composite slab the dimensioning and design of bridge according to the valid STN standards succeeded to be executed.

The construction was realized by Doprastav a.s. Plant Žilina. The substructure was designed as at the previously described bridge 223, only the foundation was done on micro-piles realized by the company Geostatik. The process of the superstructure construction was also the same with using of self supporting prefabricated cross beams which were produced on the embankment part of the highway at the piers and laid on the bearings by mobile crane technics (Fig. 9).

The assembly of beams was realized by couple of track mounted cranes of ZIPP Bratislava (Fig.10) from the embankment part of highway. The view to all beams laid in the span can be seen on fig. 11. All the other works till the completion of the bridge were realized by Doprastav a.s. Plant Žilina.

The construction was completed with a successful load test realized by the Technical University Žilina. At the last Fig. 12 there is a view of the bridge after its putting into service.

4. SUMMARY

Good experience with the above given type of superstructure was the reason of its future use at the structures of highway D1 Vrtižer - Hričovské Podhradie and highway D3 Hričovské Podhradie - Žilina (Strážov).



Alfa 04 a.s.
 Jašíkova 6, 821 03 Bratislava
 Slovak republic

Tel. : +421-2 / 48291 486, Fax : +421-2 / 48291 532
 E-mail : alfa04@alfa04.sk, www.alfa04.sk

Alfa 04 a.s. has been designing various motorway, road and bridge structures in Slovakia e.g.:

- Motorway D2/D4 "Section Bratislava - state border SR/Hungary, Interchange Jarovce"
- Motorway D1 "Vrtižer - Hričovské Podhradie"
- Motorway D1 "Hričovské Podhradie - Žilina"
- Motorway D3 "Brodno - Kysucké Nové Mesto"
- Motorway D3 "Svrčinovec - Skalité"
- Road I/50 "Lovčica"
- Road I/75 "Šafa"

Výstavba letmo betónovaných mostov pomocou technologického zariadenia novej generácie

Construction of free cantilever cast-in-situ concrete bridges with new generation technological equipment

Eduard Sedlák – Konštantín Kunderát



V článku sa uvádza popis nového technologického zariadenia, ktoré používa firma Inžinierske stavby, a. s. Košice pri výstavbe mostov stredných a veľkých rozpätí. Sú to betónovacie vozíky francúzskeho typu. Hlavné nosníky vozíkov sú umiestnené pod konzolami mostovky. V príspevku sa ďalej uvádzajú pracovné postupy, použité počas realizácie letmo betónovaných mostov na diaľnici D1.

1. ÚVOD

V súvislosti s výstavbou diaľnic na Slovensku sa vo firme Inžinierske stavby, a. s. Košice (IS, a. s.) zaviedla na výstavbu mostov stredných a veľkých rozpätí technológia letmej betonáže. Veľmi dôležitým kritériom pri jej výbere bola predpokladaná rýchlosť výstavby. Tejto požiadavke najlepšie vyhovovali betónovacie vozíky francúzskeho typu s bočnými hlavnými nosníkmi. V porovnaní s klasickými vozíkmi umožňujú vytvoriť voľný pracovný priestor pre vkladanie armokošov výstuže. Uvedený typ vozíkov na Slovensku dovtedy nebol použitý. Považuje sa za technologické zariadenie novej generácie. Garantom prípravy technológie bol Odbor technického rozvoja a vývoja IS, a. s. (OTRaV). V rámci úlohy riešenej na OTRaV sa spracoval technologický predpis, výučbový videofilm pre zaškolenie pracovných čiat a model vozíka. Teoretickú prípravu a vlastné know-how IS, a. s. vysoko ohodnotili zástupcovia projektanta vozíka z firmy ERSEM Paríž a zástupcovia zahraničných firiem, ktorí podobné zariadenie používajú. Ďalšie rozpracovanie problematiky letmej betonáže, ale aj experimentálne práce uskutočňované počas výstavby mosta pri Fričovciach (okres Prešov), sa zahrnuli do riešenia vedecko-technického projektu "Nové technológie pre výstavbu a opravy diaľničných a cestných mostov, interakcia podložía s mostným telesom" [1].

In the report, new technological equipment that is used by Inžinierske stavby, a. s. Košice, a public limited company, in construction of mid-span and long-span bridges is introduced. These are travelling forms of a French type whose main beams are placed under the cantilever slab of a bridge deck. In addition, the paper pertains to the working procedures applied in the construction of free cantilever cast-in-situ concrete bridges at the motorway D1.

1. INTRODUCTION

In connection with a boom in the construction of motorways in the Slovak Republic, technology of free-cantilever bridge concreting was introduced in Inžinierske stavby, a.s. Košice (IS, a. s.) in the construction of mid-span and long-span bridges. An essential criterion in the decision-making process was the assumed speed of construction. Travelling forms of a French type with the main beams on the side best fulfilled this criterion. In comparison to classical types of travelling forms, they leave clear working space round equipment for the embedding of cages of reinforcement. The type of such travelling forms that is considered as new generation technological equipment has not been used in Slovakia before. The Department of Technological Research and Development of IS, a.s. became a supervisor of all technological preparations and within its responsibility was to provide the gang (a group of craftsmen and labourers on a building site) with the specifications, instruction video materials and the necessary in-job training, as well as to develop a travelling form model. Thorough theoretical preparations and the company know-how has been highly valued by the representatives of the manufacturer of the travelling forms from ERSEM Paris and by the representatives of foreign companies using similar equipment. Further development of the idea of free-cantilever bridge concreting along with the experiments that were carried out during the construction of a bridge near Fričovce (Prešov)

Ing. Eduard Sedlák, Inžinierske stavby, a. s. Košice, Závod 06 Prešov, Lubochnianska 7, 080 06 Ľubotice, tel. +421-51-7764171, fax. +421-51-7764550 e-mail: sedlake@inzinierske-stavby.sk

Ing. Konštantín Kunderát, PhD., Katedra betónových konštrukcií a mostov, Technická univerzita v Košiciach, Stavebná fakulta, Vysokoškolská 4, 042 01 Košice, tel. +421-55-6024255, fax. +421-55-6221661, e-mail: konstantin.kunderat@tuke.sk



Obr. 1 Most D 214 Fričovce

Fig. 1 The bridge D 214 near the village of Fričovce

2. POPIS MOSTA D 214 FRIČOVCE

2.1 Technické riešenie mosta

Mostný objekt D 214 (obr. 1) sa nachádza na trase diaľnice D 1. Nosná konštrukcia (NK) sa navrhla z dodatočne predpätého betónu. Budovala sa technológiou letmej betonáže a čiastočne na podpernej skruži. Šírkové usporiadanie na moste je v súlade so šírkovým usporiadaním diaľnice. Most je výškove v klesaní -1,23%, smerove je v oblúku a v protismerných prechodniciach.

2.2 Popis konštrukcie mosta

Most sa navrhlo z betónu B 500 (B45, C45/55). Predpínacie jednotky sú tvorené káblami 12 ϕ Ls 15,5 – 1800 MPa. Všetka predpínacia výstuž je navrhnutá ako súdržná. Káblové kanáliky sú vytvorené z krepovaných rúrok ϕ 80/83 mm. Jednokomorový priečny rez má konštantnú výšku 3,3 m a šírku 13,5 m. Zmena prierezu z nadpodperového na medzipodperový sa robí stupňovite na niekoľkých lamelách. Priečny sklon je premenný. Nosná konštrukcia pôsobí staticky ako spojitý nosník so 7 poliami s rozpätiami 48,0 + 5 x 60,0 + 48,0 m. Dĺžka premostenia je 393,0 m, dĺžka mosta je 408,3 m (pravý aj ľavý most diaľnice, merané v osi NK). NK je uložená na hrncových ložiskách.

Dokumentáciu pre vykonanie prác mosta vypracoval Dopravoprojekt, a. s. Bratislava, stredisko Prešov. Investorom stavby bola Slovenská správa ciest Bratislava.

3. TECHNOLOGICKÉ ZARIADENIA

3.1 Debnenie zárodokov

Na výstavbu zárodokov sa použila inventárna oceľová konštrukcia, pozostávajúca z pozdĺžnych hlavných nosníkov a priečných dvojnosičkov, ktoré tvoria základný nosný rošt [2]. Na rošte je prostredníctvom výškovo nastaviteľných skrutiek uložené debnenie dolnej dosky. Vonkajšie debnenie je podopierané vzperami s možnosťou odskrúženia. Vnútorne debnenie stien zárodku je spínanými tyčami spojené s vonkajším debnením. Debnenie hornej dosky podopiera podperná veža. Pri demontáži debnenia sa používa vahadlo pre manipuláciu s vnútorným debnením. Súčasťou debnenia sú prvky pre debnenie nadpodporového priečnika a prístupové lávky. Celková hmotnosť nosnej konštrukcie a debnenia je asi 32 ton.

3.2 Betónovacie vozíky ERSEM-ISK

Nosná konštrukcia vozíka je tvorená sústavou priehradových nosníkov, ktoré sú umiestnené pod konzolami mostnej konštrukcie [2]. Nosníky sú pri posune zavesené na presuvnom



Obr. 2 Betonáž zárodku

Fig. 2 Concreting of a cantilever arm

became part of another scientific and research project called “New Technologies for Construction and Repairs of Motorway and Road Bridges, the Interaction between the Subsoil and the Bridge Structure” [1].

2. DESCRIPTION OF THE BRIDGE D 214 NEAR THE VILLAGE OF FRIČOVCE

2.1 Structural design of the bridge

The bridge structure D 214 (Fig.1) is located en route of the motorway D 1. The load-bearing structure was designed from pre-stressed concrete cast in-situ using free-cantilever concreting technology and partially on a supporting centering. The width arrangement on the bridge corresponds to the width arrangement of the motorway itself. The bridge was designed with a decline of 1.23 % with a directional curve and in opposing transition curves.

2.2 Bridge structure description

The bridge was designed from pre-stressed concrete B 500 (B45, C 45/55). Post-tensioned units consist of cables 12 ϕ Ls 15,5 – 1800 MPa. All pre-stressing cables were designed as consistent, and the cable ducts were made of crape tubes, 80/83 mm in diameter. The single-cell box cross-section has a constant height of 3.3m and a width of 13.5m. The change of cross-section along the span, from above the pier to the mid-span cross-section is gradual in several segments. The transverse gradient is variable. Statically, the load-bearing structure acts as a continuous 7-span beam with five main spans of 60.0 m, flanked by two side-spans of 48.0 m each. The overall bridging span is 393.0 m and the length of the bridge 408.3 m (both, the right-hand and left-hand motorway bridges, measured axially with respect to the load-bearing structure). The load-bearing structure rests on pot bearings.

The contract documents for the construction works on the bridge have been prepared by Dopravoprojekt, a.s. Bratislava, a public limited company, the division in Prešov. The employer of the construction works was Slovenská Správa Ciest, the Slovak Road Administration Company in Bratislava.

3. TECHNOLOGICAL EQUIPMENT

3.1 Cantilever arm formwork

For the construction of cantilever arms, a multi-use steel structure was used consisting of longitudinal main beams



Obr. 3 Betónovacie vozíky ERSEM-ISK

Fig. 3 Travelling forms ERSEM-ISK

nosníku tvaru „C”, umiestnenom na hornej doske mostu. Pri betonáži je celý vozík prikotvený závesnými tyčami MACALLOY k zárodok alebo hotovej lamele mostu. Prikotvenie vozíka a odskrúženie vybetónovanej lamely sa robí pomocou odformovacích zdvíhakov. Na presun sa používa koľajnica s hydrovalcami na presun. Pod konzolou mostu v zadnej časti vozíka sú umiestnené pojazďové valčeky. Pre betonáž a rektifikáciu sa používa nastaviteľná opierka. Nosníky pre presun vnútorného debnenia sú vzadu prikotvené k hotovej lamele a vpredu podoprené na výstužnom nosníku. Po odskrúžení a odklopení vnútorného debnenia stien je možné celú sústavu vnútorného debnenia presunúť do ďalšieho záberu. Vytváracie plochy debnenia sú z plechu a cez sústavu roznášacích nosníkov sú pripojené k nosnej konštrukcii vozíka. Celý vozík je vybavený obslužnými lávkami a prístupovými rebríkmi, ktoré umožňujú prístup a manipuláciu s jednotlivými časťami zariadenia. Zariadenie je konštruované tak, že sa vozíky na zárodok nasadzujú v polohe pre betonáž prvých lamiel naľavo a napravo od osi zárodok.

Návrh konštrukcie a statický výpočet vykonala francúzska projekčná kancelária Etudes et Réalisations de Structures et d'Équipements (ERSEM), ktorá má s návrhom podobných konštrukcií dlhoročné skúsenosti. Východiskovými podkladmi boli požiadavky IS, a. s. Košice pre výstavbu nosnej konštrukcie mostov s rozpätiami 60 až 110 m. Betónovací vozík ERSEM-ISK má hmotnosť asi 52 ton. Pomocou neho je možné budovať lamely s premennou výškou 2,5 až 6,0 m, maximálnou šírkou



Obr. 4 Most D 203 v obci Vysoká nad Uhom

Fig. 4: The bridge D 203 in the village of Vysoká nad Uhom

and transverse double-beams [2]. These served as a main supporting grid on which the framework of the bottom slab was placed when using screws with adjustable height. The external formwork was supported by bracings with a possibility of decentering. The external and internal formworks of cantilever arm walls were connected with connecting bars. The framework of the top slab is supported by a supporting tower. When striking, a balancing beam for handling the internal formwork was used. The formwork also included some elements for the crossbeam formwork above the pier and access floor framework. The overall weight of the load-bearing structure and formworks was approximately 32 tonnes.

3.2 Travelling forms ERSEM-ISK

The load-bearing structure of the travelling form is made up of a system of truss girders located under the cantilevers of the bridge structure [2]. These girders overhang from a travelling C-shaped beam that is located on the top bridge deck during travel. During concreting the entire travelling form is anchored to the cantilever arm or the completed bridge segment by means of MACALLOY suspension bars. For the anchorage of the form and decentering of a concreted segment lifting jacks are used. A jacked running rail is used enabling the travelling forms to be moved without dismantling. Under the bridge cantilever at the rear part of the travelling form travelling rollers are installed, while an adjustable plate is used for concreting and rectification. The beams enabling the movement of the internal formwork are anchored at the back to the completed segment and in the front they are supported on a stiffening beam. Upon decentering, i.e. the removal of the internal wall formwork, the entire system of internal formwork can be moved onto the next position. The surface of the formwork is made of sheets and mounted to the form load-bearing structure through a system of load-distribution beams. The entire form is equipped with access floors with ladders enabling access and manipulation with individual parts of equipment. The equipment is designed so as to enable the mounting of travelling forms onto the cantilever arms (pier segments) in the position for the concreting of both segments simultaneously to the left and to the right of the cantilever arm axis.

The structural analysis and design was carried out by a French design office Etudes et Réalisations de Structures et d'Équipements (ERSEM) that has a wealth of experience in designing similar structures. The requirements of IS, a.s. Košice for building the bridge structures with spans of 60 to 110 metres were used as the basis for the design. The travelling form ERSEM-ISK weighs approximately 52 tonnes and it can be used to cast concrete in segments with a variable height of 2.5 to 6.0 m, maximum width of 14.4 m, and a weight up to 120 tonnes. The maximum distance /cantilever length is 4.0 m.

Montostroj, a.s. Senec, a public limited company, was the manufacturer of the technological equipment. After completion of all individual components of the equipment, in the presence of the designer and the future user a trial assembly of the equipment was made before delivery to the site. The purpose of such trial assembly was to make sure that the individual components had been manufactured in compliance with the drawing documentation and that they meet the requirements for accuracy and good production quality.

4. CONSTRUCTION OF CANTILEVER ARMS

For lifting and lowering the cantilever structure and formworks a handling device MOKO was designed. It is a multi-purpose

14,4 m a hmotnosťou do 120 ton. Maximálna dĺžka záberu je 4,0 m.

Výrobcom technologického zariadenia bol Montostroj, a. s. Senec. Po zhotovení jednotlivých dielcov sa za prítomnosti konštruktéra a budúceho užívateľa uskutočnila skúšobná montáž. Jej cieľom bolo prekontrolovať, či sú jednotlivé prvky vyrobené podľa výkresovej dokumentácie a či spĺňajú požiadavky na presnosť a kvalitu výroby.

4. VÝSTAVBA ZÁRODKOV

Pre zdvíhanie a spúšťanie nosnej konštrukcie a debnenia zárodok sa navrhlo manipulačné zariadenie MOKO. Zariadenie je viacúčelové a je ho možné použiť aj na zdvíhanie a spúšťanie betónovacích vozíkov.

Zárodok sa betonovali do pripraveného vonkajšieho debnenia v dvoch etapách:

- 1. etapa: betonáž spodnej dosky, časti stien a nadpodporového priečnika,
- 2. etapa: po nadobudnutí projektom stanovenej pevnosti betónu spodnej dosky sa doska oddebnila. Celý prierez sa dobetonoval po osadení vnútorného debnenia stien a hornej dosky (obr. 2).

Zárodok sa pred oddebnením spodnej dosky stabilizovali hydraulickými zdvíhákmi, resp. ocelovými klinmi a TIS-tyčami. Takto sa zárodok, neskôr aj s časťou vybudovanej nosnej konštrukcie mosta, podoprel až do okamihu aktivovania lisov na podporných vežiach PIŽMO. Lisy na podporných vežiach sa aktivovali po vysunutí vozíkov do polohy pre betonáž lamiel č. 3.

5. LETMÁ BETONÁŽ NOSNEJ KONŠTRUKCIE

Dielce betónovacieho vozíka ERSEM-ISK sa do väčších celkov montovali na zemi na spevnených plochách. Pre každú kompletovanú časť sa navrhli bárky z podpernej konštrukcie PIŽMO.

Betónovacie vozíky sa na zárodok nasadzovali pomocou mobilných žeriavov. Pomerne členitý terén si vyžiadala rozsiahlejšie terénne úpravy. Jednotlivé celky sa na zárodok montovali v poradí: presuvné nosníky, hlavné nosníky a bočnice, dno debnenia, predný výstužný nosník. Rovnaký postup, avšak so špecifikami pre vidlicové zasunutie oboch vozíkov sa uplatnil aj pri montáži vozíka na opačnej strane budovaného vahadla (obr. 3). Vnútrné debnenie sa osadilo až po rektifikácii vozíkov a uložení betonárskej výstuže spodnej dosky a stien. Vždy dve lamely sa betonovali súčasne a tomu zodpovedalo aj strojné vybavenie pracovísk. Betonáž zmes sa do debnenia dopravovala čerpaním. Betonáž postupovala od čela smerom k už vybetónovanej lamele. Keďže debnenie dna je otvorené, betonáž sa rozdelila do dvoch fáz. V prvej fáze sa vybetonovala spodná doska, príp. s náliatkami pre kotvenie kladných káblov. Neskôr, po zavädnutí betónu sa v druhej fáze betonovali steny prierezu a horná doska. Povrch betónu sa upravoval vibračnou latou, nastavenou na potrebnú dĺžku. Súčasť postupu prác tvorili aj opatrenia pre betonáž pri vysokých teplotách v lete a nízkych teplotách v zimnom období.

Pomocou hydraulických zdvíhakov sa vozíky spustili na presuvné nosníky – vozíky sa vlastnou hmotnosťou oddelili od betónu predopnutej lamely. Vonkajšie debnenie sa do ďalšieho záberu posúvalo pomocou priamočiarych hydromotorov. Vnútrné debnenie sa vysúvalo pomocou kladkostrojov. Po dobudovaní vahadla sa betónovacie vozíky spustili pomocou zariadenia MOKO, prípadne autožeriavmi a nasadili sa na ďalší zárodok.

device and it can be used also for lifting and lowering the travelling forms.

Cantilever arms were cast in-situ into the external formwork in 2 stages:

- Stage 1: concreting of the lower slab, part of walls and the cross-beam above the pier;
- Stage 2: after the concrete in the lower slab had gained the sufficient strength determined in the structural design, the formwork was removed. The cross-section was completed entirely after the internal formworks of the walls and top slab was erected (Fig. 2).

Before striking, i.e. the removal of the formwork from the bottom slab, the cantilever arms were stabilized with hydraulic jacks or steel wedges and TIS-bars and they remained supported, later also with part of the completed bridge load-bearing structure, until the moment of activation of presses on the supporting towers PIŽMO. These became activated after moving the travelling forms on to the position for concreting segments No. 3.

5. FREE CANTILEVER CONCRETING OF THE LOAD-BEARING STRUCTURE

Separate pieces of a travelling form ERSEM-ISK were joined up to larger units on the ground – in an open hard surface. For each completed part, bents or trestles PIŽMO supporting the structure were designed.

Travelling forms were mounted on a cantilever arm by mobile cranes. Rather rough and broken terrain required quite extensive landscaping. Individual units were mounted on the pier segment in the following order: travelling beams at first, then main beams and side-beams, the bottom of the formwork, and finally the front stiffening beam. The same procedure, but specific to the fork insertion of both travelling forms was applied symmetrically when mounting the form on the opposite side of the cantilever arm (Fig. 3).

The internal formwork was erected only after the rectification of forms and placement of the reinforcement of the bottom slab and walls. Two segments were being cast simultaneously, which, of course, demanded the corresponding machinery to be available on the site at that time. Concrete mix was pumped into the formwork, while proceeding from the front end of the arm towards the already completed concrete segment. As the bottom of formwork was open, concreting was divided into 2 stages. During the first stage, the bottom slab was concreted, possibly with lugs for anchoring positive cables. During the second stage, after the setting of concrete, the cross-section walls and top slab were concreted. The concrete surface was treated with a vibration beam set to the required length. Concreting procedures included also the measures to be taken in case of concreting at high temperatures in the summer and low temperatures in the winter period.

Using hydraulic jacks, travelling forms were lowered onto the travelling beams, and under their own weight they separated from the pre-stressed concreted segment. The external formwork moved to the next position using straight hydraulic motors, whereas the internal formwork moved by means of chain blocks. After the completion of concreting of both sides of cantilever arms, travelling forms were lowered by means of a MOKO



Obr. 5 Most 203-00 cez rieku Hornád

Fig. 5 The bridge 203-00 over the River Hornád

6. HARMONOGRAM VÝSTAVBY

Priemerný cyklus výstavby jednej lamely bol spočiatku 14 - 17 dní. Najrýchlejšie tempo výstavby sa dosiahlo 8 dní na lamelu. Stalo sa tak pri prierezoch menej členitých, bez náliatkov na kotvenie kladných káblov. Po zapracovaní čiat ku koncu výstavby mosta sa pracovný cyklus potrebný na výstavbu jednej lamely ustálil na 6-7 dní. Zárodky dĺžky 6,0 m sa budovali v dostatočnom predstihu pred nasadzovaním betónovacích vozíkov. Na výstavbu zárodku možno priemerne uvažovať čas asi 4 týždne. Dĺžka monolitických častí pri oporách č. 1 a 8, vrátane koncového priečnika, meraná v osi mosta predstavovala 19,5 m. Celková doba výstavby pre každú dobetonávku pri opore bola asi 5 týždňov.

7. ZÁVER

Inžinierske stavby, a. s. Košice začali s prípravou technológie letmej betonáže v období, keď ešte neexistoval vykonávací projekt mosta. Preto sa betónovacie vozíky konštruovali na základe predbežných dohôd so zástupcami projektanta. Ukázalo sa, že nie všetky technické problémy a konštrukčné detaily novej technológie bolo možné predpokladať a pripraviť sa na ne. Množstvo skutočných problémov priniesla so sebou až stavba. Spoluprácou projektanta, stavebného dozora a technikov dodávateľa sa ich podarilo úspešne zvládnuť. Hrubá stavba diaľničného mosta D 214 sa dokončila v roku 2002.

Získané cenné skúsenosti z realizácie diela D 214 pri Fričovciach využila firma aj na stavbe dvoch cestných letmo betónovaných mostov s premennou výškou nosnej konštrukcie. Most D 203-00 v obci Vysoká nad Uhom na ceste III/5555-1 (obr. 4) má tri polia s rozpätiami 36,0 + 60,0 + 36,0 m a dĺžku 135,0 m. Objekt má jednodomový prierez s výškou 3,0 m nad medzilahými piliermi a 1,6 m uprostred rozpätia hlavného poľa a nad krajnými oporami. Založený je na veľkopriemerových pilótach priemeru ϕ 1,18 m a dĺžky 15,0 m. Výška mosta nad terénom je 17,2 m. Ďalším objektom je most 203-00 cez rieku Hornád (obr. 5) na stavbe I/68 a I/50 Košice, križovatka Prešovská - Sečovská. Most má rozpätia polí 40,0 + 54,0 + 40,0 m a dĺžku 143,0 m. Jednodomový priečný rez má premennú výšku 2,9 až 1,45 m. Most sa nachádza vo výške asi 11,5 m nad terénom a je založený na veľkopriemerových pilótach ϕ 1,18 m, dĺžky do 14,0 m. Obidva mosty sa uviedli do prevádzky v závere roku 2005.

LITERATÚRA

- [1] Vedecko-technický projekt "Nové technológie pre výstavbu a opravy diaľničných a cestných mostov, interakcia podložia s mostným telesom", ČÚ 1: Nové technológie pre výstavbu diaľničných mostov, Košice 1998-2001

device or by truck-mounted cranes and mounted onto another pier segment.

6. PROGRAMME

Initially, an average cycle of construction per one segment was 14 to 17 days. The shortest period of construction was 8 days per single segment and this was achieved in less complicated cross-sections with no lugs for anchoring positive cables. Towards the end of the construction works, after gaining the necessary experience, the gang of concretors managed to achieve a working cycle of 6 to 7 days per one segment.

Pier segments 6.0 m in length had been built sufficiently in advance before lifting the travelling forms. It is now recommended to consider approximately 4 weeks for the construction of one cantilever arm. The length of monolithic spans near the piers No. 1 and 8 including the end crossbeam measured within the bridge axis was 19.5 m. The overall construction period for each concreting near the pier was approximately 5 weeks.

7. CONCLUSION

Inžinierske stavby, a.s. Košice, a public limited company, started with the preparations of free-cantilever concreting technology at the moment when the main working documents on the project of the bridge had not yet been completed. Therefore, travelling forms were being constructed only on the basis of preliminary agreements with the designer's representatives. However, as it turned out, not all technical problems and details of new technology could have been assumed and got ready for. Only construction of the bridge brought along a number of serious problems. Nevertheless, these problems were eventually successfully tackled and resolved thanks to the collaboration of the designer, site engineer and technicians of the contractor. The concrete structure of the motorway bridge D 214 was completed in 2002.

A lot of valuable experience gained in the process of construction of the bridge D 214 near the village of Fričovce was applied by the company in construction of two road cantilever bridges with a variable height of their structure. The bridge D 203-00 in Vysoká nad Uhom on the road III/5555-1 (Fig. 4) is a normal three-span cantilever bridge with central span of 60.0 m and with 36.0 m side-spans, and a length of 135.0 m. The structure has a single-box cross-section 3.0m in height above the center piers and 1.6 m in the mid-span of the main segment and above the abutment piers. It was founded on large-diameter piles 1.18 m in diameter and 15.0 m in length. The height of the bridge above the surrounding terrain is 17.2 m.

Another bridge was the bridge 203-00 over the River Hornád (Fig.5) on the construction site I/68 and I/50 Košice, the interchange Prešovská - Sečovská. It is a bridge with central span of 54.0 m and two side-spans of 40.0 m, and the height of the bridge 143.0 m. A single-box cross section is of a variable height between 2.9 and 1.45 m. The bridge is situated 11.5 m above the terrain and is founded on large-diameter piles 1.18 m in diameter and 14.0 m long. Both bridges were completed and put into operation at the end of 2005.

BIBLIOGRAPHY:

- [1] A scientific and research project: "New Technologies for the Construction and Repairs of Motorway and road Bridges - the Interaction between the Subsoil and the Bridge Structure". PT 1: New Technologies for the Construction of Motorway Bridges. Košice, 1998-2001.

[2] Kunderát, K., Nad', L., Molitoris, S., Horváth, M.: Skúsenosti z uplatnenia letmej betonáže v Inžinierskych stavbách, a. s. Košice. In: 1. mostná konferencia, zborník, Košice 2002, str. 157 až 166

Ing. Eduard Sedlák (1954) je absolventom Stavebnej fakulty Žilinskej univerzity v Žiline. Pracoval vo viacerých riadiacich funkciách na stavbách a na technickom úseku výrobného závodu. V súčasnosti pôsobí v pozícii technického námestníka Závodu 06. Podieľa sa na príprave cenových ponúk do verejných súťaží a na návrhu nových technických riešení výstavby mostov.

Ing. Konštantín Kunderát, PhD. (1959) absolvoval Stavebnú fakultu STU v Bratislave, zameranie betónové konštrukcie a mosty. V súčasnosti je vedecko-výskumným zamestnancom na Katedre betónových konštrukcií a mostov Stavebnej fakulty TU v Košiciach. Odborne sa venuje problematike navrhovania a experimentálneho overovania betónových konštrukcií a mostov.

[2] Kunderát, K., Nad', L., Molitoris, S., Horváth, M.: Experiences in the Application of free-Cantilever Concreting in Inžinierske stavby, a. s. Košice, a public limited company. In: 1st Conference on Bridges, Proceedings, Košice 2002, pp. 157 – 166.

Ing. Eduard Sedlák (1954) graduated from Žilina University at Žilina, Civil Engineering Faculty. He has worked as a manager in a number of positions both on a building site and at the Technical Department of Inžinierske stavby, a.s. Košice. At the moment he is the technical manager of Plant 06. He participates in the elaboration of quotations, tender material preparations and in the development of new technological solutions for construction of bridges.

Ing. Konštantín Kunderát, PhD. (1959) graduated from the Slovak University of Technology, Civil Engineering Faculty at Bratislava, with the specialization on concrete structures and bridges. At present, he works as a research assistant at the Department of Concrete Structures and Bridges of the Civil Engineering Faculty, Technical University at Košice. Professionally, he concentrates on the structural design and experimental verification of concrete structures and bridges.



TECHNICKÁ UNIVERZITA V KOŠICIACH TECHNICAL UNIVERSITY OF KOŠICE

The Faculty of Civil Engineering of the Technical University of Košice was founded in 1976 and it started to function on 20th February in 1977.

The most important function of the faculty is to participate in the progressive growth of technical, scientific and economic level of society by educating highly qualified civil engineers and by scientific and research work.

Prior intent of the faculty is permanent achieving of generally accepted results in the prior fields of creative activities – educational and research – home as well as abroad.

Permanent development of the faculty on the threshold of 21st century is characterised by continuing raising of quality, by which we mean not only quality of pedagogical and research employees and of study and research programmes, but also quality of students, infrastructure and faculty premises.

STAVEBNÁ FAKULTA
FACULTY OF CIVIL ENGINEERING



Oprava predpätej lávky cez Malý Dunaj v Bratislave

Repair of pre-stressed footbridge over The Malý Dunaj in Bratislava

Miroslav Červeňan - Stanislav Šuster - Ladislav Végh



V príspevku sú opísané výsledky diagnostického prieskumu, projektové riešenie opravy a zosilnenia lávky pomocou externého predpätia a priebeh prác na vlastnej realizácii opravy.

In the contribution are described the results of diagnostic research, projecting resolution of repair and reinforcement of the footbridge by means of external pre-stressing, and the course of work in the realization of the repair itself.

1. ÚVOD

Použitie voľných predpínacích káblov pri opravách nosných konštrukcií je vhodné najmä v tých prípadoch, keď je zosilňovaná konštrukcia predpätá a jej dĺžka a tvar neumožňujú aplikovať iné spôsoby zosilnenia. Takýmto typom sú i konštrukcie lávkov vytvorených ako predpäté montované pásy parabolického tvaru z prefabrikovaných segmentov. Rozpätia takýchto konštrukcií sú spravidla niekoľko desiatok metrov a konštrukčný priebeh dosahuje až niekoľko metrov. V príspevku je uvedený príklad komplexnej opravy takejto lávky. Konštrukcia lávky bola v dôsledku viacerých príčin vo veľmi zlom stave. Korózia nosných lán pôvodnej predpínacej výstuže v nosných prvkoch dosiahla taký rozsah, že v blízkej budúcnosti hrozilo reálne nebezpečenstvo zrútenia konštrukcie. V rámci opravy lávky bolo preto navrhnuté a realizované i zosilnenie oslabenej nosnej konštrukcie lávky pridanými externými predpätými káblami.

2. POPIS A VÝCHODISKOVÝ STAV LÁVKY

Opravená betónová predpätá lávka premoštuje Malý Dunaj a slúži na umiestnenie svetelnej signalizačnej sústavy v predĺžení VPD. Lávka bola postavená podľa projektu z roku 1981.

Lávka je jednopoložná svetlosti 117,00 m, rozpätie poľa je 107,92 m. Nosná konštrukcia lávky je zhotovená ako predpätý montovaný betónový pás pozostávajúci z 53 ks prefabrikovaných segmentov a dobetonávok dĺžky 2,10 a 0,587 m. Segmenty sú 2,00 m dlhé, široké 3,50 m a vysoké 0,580 m. Segmenty sú medzi sebou oddelené škárami šírky 30 mm, dodatočne vyplnenými jemnozrnným betónom.

1. INTRODUCTION

The use of free pre-stressing cables in the repair of bearing constructions is especially suitable in those cases where the strengthened construction is pre-stressed and its length and shape do not allow the application of other means of strengthening. Such types also include constructions of footbridges prepared as pre-stressed assembled belts of parabolic shape of prefabricated segments. The span width of such constructions is generally several tens of meters, with constructional sag of a few meters. In this contribution is presented an example of the complete repair of such a footbridge. For a number of reasons, the construction of the bridge was in a very poor construction/technical state. The bearing cables of the original pre-stress support in the bearing members had corroded to such an extent that a real danger of collapse of the construction in the near future threatened. As part of the repair of the footbridge therefore the reinforcement of the weakened bearing construction through the addition of external pre-stress cables was proposed and carried out.

2. DESCRIPTION AND INITIAL STATE OF BRIDGE

The repaired concrete pre-stress footbridge crosses the Malý Dunaj river and serves for the placement of a lighted signaling system in prolonging the runway. The footbridge was erected according to a project from 1981.

The span of footbridge is 107,92 m. The bridge superstructure was prepared as a pre-stressed assembled concrete belt made up of 53 prefabricated segment units and monolithic concrete

Ing. Miroslav Červeňan, Ing. Stanislav Šuster, Ing. Ladislav Végh VUIS-Mosty s.r.o., Kaukazská 2, 851 01 Bratislava, tel. 02 6383 8746, e-mail : vuismosty@stonline.sk



Obr. 1 Pohľad na lávku – pôvodný stav
Fig. 1 View of footbridge – original state

Každý segment sa skladá z dosky, dvoch koncových priečnikov a z dvoch krajných žlabov pre uloženie pôvodnej predpínacej výstuže. Po zmontovaní konštrukcie a predopnutí káblov boli žľaby vyplnené betónom. Betón segmentov je C35/45 (B500). Pôvodnú nosnú výstuž tvoria káble zo 6-tich sedem drôtových lán $\phi 15,5$. V každom žľabe sa nachádza 12 káblov uložených v 3 radoch po 4 ks káblov.

Spodnú stavbu lávky tvoria dve krajné gravitačné opory dĺžky 25 m. V čelách na konci opôr sú kotvené nosné káble lávky. Nosná konštrukcia lávky je uložená na dvojiciach vodorovných a zvislých ložísk umiestnených na konzolových častiach opôr.

Zvršok lávky tvorila vyrovnávacia betónová mazanina hr. 0-15 mm a plastbetónový kryt hr. 10-20 mm. Mostné závery boli plechové. Zábradlie na lávke je oceľové. Po oboch okrajoch chodníka boli v oceľových chráničkách vedené elektrické a signalizačné káble.

3. DIAGNOSTICKÝ PRIESKUM

Pri diagnostickom prieskume v roku 1999 bolo konštatované, že :

- kryt vozovky neplní funkciu izolácie,
- odvodnenie lávky je nevyhovujúce,
- koroduje predpínacia výstuž,
- z betónu styku segmentových prvkov a opôr je vyplavované spojivo a dochádza k jeho degradácii.

V roku 2004 bolo zaregistrované výrazné tvarové zdeformovanie lávky – narastajúci priehyb a natočenie nosnej konštrukcie v priečnom smere, čím bol narušený obrazec svetelnej signalizačnej sústavy slúžiacej na pristávanie lietadiel.

Ďalej bolo zistené, že :

- pokračujúce zatekanie spôsobilo intenzívnu koróziu a pretrhnutie časti predpínacej výstuže najmä v úsekoch dobetonávok, dilatačných škár a krajných opôr.
- káble nie sú v oblasti opôr a mostného záveru chránené injektážnou maltou,

Začiatkom rok 2005 bol preto vykonaný doplnujúci diagnostický prieskum, obsahom ktorého okrem iného bolo :

- geodetické zameranie konštrukcie,
- diagnostika stavu predpínacej výstuže a kotiev endoskopom,
- zistenie reálneho stavu napätosti v strede rozpätia lávky metódou uvoľňovania napätí,



Obr. 2 Vedenie externých káblov na segmentoch
Fig. 2 Linking the external cables to the segments

sections of length 2,10 and 0,587 m. The segments are 2,00 m long, 3,50 m wide and 0,580 m. high. The segments are separated one from the other by 30 mm. wide joints, additionally filled with fine-grain concrete.

Each segment is composed from planks, two terminal traverses and two edge channels for the placing of the original pre-stress support. After the assembly of the construction and pre-stressing of the cables, the channels were filled with concrete. The segments concrete is C 35/45 (B500). The original pre-stressing were cables of 6 strands $\phi 15,5$. In each channel are placed 12 cables set in three rows of four cables each.

The gravity abutments of the footbridge are 25 m long. At the tops, at the end of the abutments are anchored the footbridge pre-stressing cables. The bearing construction of the footbridge is placed in twin horizontal and vertical bearings placed on the console parts of the abutments.

The top of the bridge is made up of balancing concrete coarse stuff of 0-15 mm. thickness, and a polymer-concrete cover, 10-20mm thick. The bridge expansion joints were sheet-metal. The bridge handrail is steel. On both edges of the walkway were buried electric and signaling cables in steel casings.

3. DIAGNOSTIC RESEARCH

During diagnostic research in 1999 it was found that:

- the path cover was not fulfilling its insulation function,
- water-drainage from the footbridge was insufficient,
- the pre-stressing support was corroded,
- from the concrete joint of the segment elements and the abutments, the bonding agent was water-logged, leading to its degradation.

In 2004 significant shape deformations were noted in the footbridge – increasing sagging of the bearing construction in a transversal direction, thus disturbing the pattern of the light signaling system serving for the landing of aircraft. It was also found that:

- continuous dripping was causing intensive corrosion and breaking of parts of the pre-stressed strands, mainly in the final-concreted, dilation joints and edge buttress sectors.
- In the area of the buttresses and bridge endings, the cables were not protected by injection mortar.

- experimentálna zaťažovacia skúška na zistenie vzťahu medzi zaťažením a pretvorením konštrukcie lávky, zaťaženie bolo vnášané plynule napúšťaním vody do veľkoobjemových nádrží na vodu umiestnených v strede rozpätia lávky.

Na základe zistených skutočností bol stavebno-technický stav mosta klasifikovaný ako havarijný. Merania ďalej preukázali, že charakter chovania sa lávky pri zaťažovaní zodpovedá projektovaným predpokladom, skutočná tuhosť konštrukcie je vyššia ale zistená predpínacia sila je nižšia ako projektovaná.

4. CIELE A KONCEPCIA RIEŠENIA OPRAVY

Navrhnutá oprava mala za cieľ zlepšiť stavebno-technický stav, obnoviť statickú únosnosť lávky a zabezpečiť korekciu jej geometrického tvaru. Rekonštrukcia lávky preto bola navrhnutá z nasledujúcich častí :

- zosilnenie a rektifikácia tvaru nosnej konštrukcie pridaním dodatočných predpätých káblov,
- reinjektovanie káblových kanálikov predpínacej výstuže, injektáž trhlín,
- sanácia povrchov existujúcej nosnej konštrukcie a spodnej stavby,
- oprava zvršku lávky

Koncepcia zosilnenia lávky spočívala v zavesení nosnej konštrukcie na prídavných kábloch dodatočne uložených po krajoch na hornej strane nosnej konštrukcie a ukotvených na koncoch opôr do nových kotevných blokov. Uloženiu káblov na hornej strane nosnej konštrukcie pomohla možnosť prekládky vedenia existujúcich signálnych vedení. Predopnutím prídavných káblov sa dosiaholo zdvihnutie nosnej konštrukcie a vyrovnanie tvaru v priečnom smere.

5. OPRAVA LÁVKY

5.1 Zosilnenie lávky

Lávka bola zosilnená 2 x 6 ks dodatočne pridanými predpätými káblami na oboch krajoch chodníka v miestach odstránených signalizačných a elektrických vedení. Káble boli umiestnené v jednom rade. Na koncoch opôr sa káble presmerovali do troch radov po dvoch kábloch, umiestnených pod hornou hranou opôr.

Dodatočne pridávané predpínacie káble boli tvorené zo šiestich obalovaných lán \varnothing Lp15,5 vedených v polyetylénovej trubkách. Trubky boli spojované teplozmršťujúcimi spojkami.

Zväzky káblov boli ku každému segmentu lávky uchytené dvojicou konštrukčných prvkov, tvorených z prvku U, uloženého na nosnej konštrukcii, z ocelevej platne umiestnenej na kábloch, z piatich skrutiek a z dvojice svorníkov, kotvených do segmetu. Svorníky a skrutky slúžili zároveň na separáciu káblov.

V oblasti opôr boli zväzky káblov vedené v železobetónových pásoch spriahnutých s konštrukciou opôr rozmerov 700 x 185 mm. Spriahnutie sa dosiahlo pomocou trŕňov \varnothing 12 mm, vlepených do pôvodného betónu opory. Vonkajší povrch pásov bol natretý impregnačným náterom.

Káble boli ukotvené do nových železobetónových kotevných blokov na koncoch opôr. Predpínacia sila každého kábla bola navrhnutá na 425 kN a zachovala sa možnosť pre neskoršie prípadné dopnutie káblov. Konce káblov sa ochránili plechovými pozinkovanými klobúkmi dĺžky cca 800 mm, ktoré sa vyplnili ochranným mazivom.

Accordingly, at the beginning of 2005 complementary diagnostic research was performed, the content of which included:

- geodetic measurement of the construction,
- diagnostic state of the pre-stress support and the anchors, by endoscope,
- ascertaining of the true state of tension in the centre of the footbridge span, by the method of freeing of tension,
- experimental weighting test for finding the relation between weighting and deformation of the bridge construction; weighting was carried out by the constant pouring of water into large-volume tanks placed in the centre of the footbridge span width.

On the basis of the discovered facts, the constructional / technical state of the bridge was declared to be emergency. Measurements further showed that the behavior of the footbridge under weighting corresponds to the project assumptions, the actual constructional rigidity is higher, but the pre-stress strength is lower than projected.

4. GOALS AND CONCEPTION OF REPAIR RESOLUTION

The proposed repair has the goal of improving the constructional/technical state, renewing the static bearing capacity of the footbridge, and securing the correction of its geometric shape. The bridge reconstruction was therefore proposed from the following parts:

- reinforcement and rectification of the shape of the bearing construction, by the addition of supplementary pre-stress cables,
- re-injection of cable channels of the pre-stress support, injection of joints,
- repair of surfaces of existing bearing construction and bridge bottom,
- repair of crown of bridge

The conception of reinforcement of the bridge consisted in hanging the bearing construction on additional cables placed along the edges on the upper part of the bearing construction, and anchored to the ends of the buttresses in new anchor blocks. The placing of cables on the upper part of the bearing construction aided the opportunity to move the wiring for the existing signals. The raising of the bearing construction and the balancing of the shape in a transversal direction was achieved by the pre-stressing of the supplementary cables.

5. REPAIR OF BRIDGE

5.1 Reinforcement of bridge

The footbridge was additionally strengthened by the insertion of 2 x 6 units of supplementary pre-stress cables on both edges of the walkway in the places of the removed signal and electrical wiring. The cables were placed in one row. On the ends of the buttresses the cables were redirected into three rows of two cables each placed under the top edge of the buttresses.

The supplementary pre-stressed cables were formed of six strands \varnothing Lp 15,5 wires laid in polyurethane tubes. The tubes were joined by heat-shrinking stay-plates.

The cable bundles were attached to each segment of the footbridge by pairs of U-shaped construction elements, laid on the bearing construction, from a steel plate placed on the cables, five screws and pairs of bolts anchored to the segment. The bolts and screws also served for separation of the cables.



Obr. 3 Pohľad na lávku po oprave

Pic. 3 View of footbridge following repairs

5.2 Technologické merania

Predpínaniu prídavných káblov predchádzalo vstupné geodetické meranie konštrukcie. Pri predpínaní externých káblov boli monitorované priehyby lávky a samotné predpínanie bolo upravované tak, aby sa dosiahlo vyrovnanie nosnej konštrukcie v priečnom smere. Kontrolné geodetické merania boli vykonané i po definitívnom predopnutí a preukázali zdvihnutie nosnej konštrukcie v strede rozpätia a vyrovnanie tvaru nosnej konštrukcie v priečnom smere. Investorovi bolo doporučené realizovať pravidelné kontrolné geodetické monitorovanie konštrukcie v letných a zimných obdobiach.

5.3 Sanácia poškodených vrstiev betónu a oprava zvršku

Po odbúraní poškodeného betónu malou mechanizáciou a následne vysokotlakovým vodným lúčom 120 MPa sa vykonala reprofiliácia poškodených povrchov aplikáciou komplexného sanačného systému. Nový kryt chodníka na lávke bol vytvorený z penetračného náteru a plastmalty hr. 5mm až 30 mm. V rámci opravy lávky boli vytvorené nové odvodňovacie otvory a boli vykonané oprava náteru zábradlia, prekládka signalizačných káblov a výmena rámových konštrukcií na umiestnenie navádzacej svetelnej signalizácie.

Ing. Stanislav Šuster, vedúci oddelenia projektovej dokumentácie, absolvent Slovenskej technickej univerzity v Bratislave v roku 1982, pracovisko VÚIS-Mosty s.r.o., Kaukazská 2, 851 01 Bratislava

Ing. Miroslav Červeňan, vedúci oddelenia realizácie stavieb, absolvent Slovenskej technickej univerzity v Bratislave v roku 1983, pracovisko VÚIS-Mosty s.r.o., Kaukazská 2, 851 01 Bratislava

Ing., Ladislav Végh, CSc., odborný pracovník, absolvent Slovenskej technickej univerzity v Bratislave v roku 1973, pracovisko VÚIS-Mosty s.r.o., Kaukazská 2, 851 01 Bratislava

In the place of the abutments, the bundles of cables were run in reinforced concrete belts, coupled to the construction of the buttresses, with dimensions of 700 x 185 mm. ϕ 12 mm bars, glued onto the original concrete of the abutments, managed the coupling. The outer surface of the belts was treated with impregnation paint.

The cables were anchored to the new reinforced concrete anchoring blocks at the ends of the buttresses. The stressing strength of each cable was proposed at 425 kN and the possibility of later potential tightening of the cables was preserved. The cable ends were protected by metal galvanized caps of length about 800 mm, which were filled with conserving grease.

5.2 Technological measuring

The supplementary pre-stressed cables underwent input geodetic measuring of the construction. With the stressing of the external cables the sagging of the footbridge was monitored and the stressing itself was governed so that balancing of the bearing construction in the transversal direction was achieved. Control geodetic measuring was performed after the definitive stressing, and showed a rise of the bearing construction in the centre and a balancing of the shape of the bearing construction in the transversal direction. Regular control geodetic monitoring of the construction in summer and winter periods was recommended to the investor.

5.3 Repair of damaged concrete layers, and repair of superstructure

After the removal of the original concrete by hand equipment and following high-pressure 120 MPa water jet, re-profiling of the damaged surfaces was executed by the application of a complex repair system. The new walkway surface on the footbridge was made of penetration paint and plastic mortar of from 5 mm to 30 mm thickness. As part of the footbridge repair, new drainage openings were added, along with repair of the handrail paint, transfer of the signaling cables and change of the frame constructions for placement of the connected light signals.

Spôľahlivostné hodnotenie a zvyšková životnosť existujúcich železobetónových mostných konštrukcií

Reliability evaluation and remaining lifetime of existing reinforced concrete bridges

Peter Koteš – Josef Vičan



V rámci výskumných aktivít Katedry stavebných konštrukcií a mostov boli stanovené modifikované hladiny spoľahlivosti pre hodnotenie existujúcich mostných konštrukcií. K ich stanoveniu bol vyvinutý teoretický prístup využívajúci podmienenú pravdepodobnosť. Navyše, tento prístup zohľadňuje vplyv degradácie materiálu ako je korózie betonárskej výstuže alebo konštrukčnej oceli.

Nové modifikované hladiny spoľahlivosti boli použité pre stanovenie nižších parciálnych súčiniteľov spoľahlivosti materiálov a zaťažení, ktoré závisia na veku a plánovanej zvyškovej životnosti mostu. Tieto hladiny boli stanovené pre prvky namáhané ohybovým momentom.

Avšak lepší a správnejší prístup ku hodnoteniu objektu môže byť stanovenie skutočnej zvyškovej životnosti konštrukcie zohľadňujúcej reálnu spoľahlivosť objektu. Poznanie zvyškovej životnosti nám pomáha pri rozhodovaní medzi údržbou, opravou a rekonštrukciou objektu. Aktuálna spoľahlivosť mostného objektu sa môže v čase meniť vplyvom rôznych faktorov ako sú degradácia materiálov, únava, zmena zaťaženia a pod. Najvýraznejším typom degradácie železobetónových mostných objektov ovplyvňujúci spoľahlivosť prvku je korózia betonárskej výstuže.

1. ÚVOD

Mostné konštrukcie sú vo všeobecnosti považované za neoddeliteľnú a strategicky významnú časť dopravnej infraštruktúry a preto by nemali byť limitujúcim článkom komunikačnej kapacity a spoľahlivosti prevádzky.

Hodnotenie existujúcich mostných konštrukcií je jedným z najdôležitejších procesov v globálnom Systéme hospodárenia s mostnými objektmi (Bridge Management System - BMS)

In frame of the research activities of the Department of structures and bridges, the modified reliability levels were determined valid for existing bridge evaluation. The theoretical approach to reliability levels determination was developed based on the conditional probability. Moreover, the approach takes account to effect of material degradation like reinforcement or steel corrosion

New modified reliability levels were used to determine the lower values of partial safety factors for materials and load effects depending on the bridge age and planned remaining lifetime. Those levels were established for bridge members subjected to bending. However, the better and more correct approach to existing bridge evaluation should be determining actual remaining lifetime allowing for its actual reliability. The knowledge of the remaining lifetime helps us to decide between bridge maintenance, repairs and reconstructions. Actual bridge reliability could be changed in time due to effects of various factors like material degradation, fatigue, load changes and others. The reinforcement corrosion is the most significant type of reinforced bridge structures degradation mostly affecting bridge reliability

1. INTRODUCTION

Generally, bridges are considered to be an inseparable and strategically very important part of the transportation infrastructure and therefore they should not become the limiting components of the communication capacity and traffic reliability.

The evaluation of existing bridge structures is the most important process in the global Bridge Management System

Ing. Peter Koteš, odborný asistent katedry stavebných konštrukcií a mostov na Stavebnej fakulte Žilinskej univerzity v Žiline. Zameranie: Betónové konštrukcie a mosty. Zaoberá sa problematikou spoľahlivosti existujúcich mostov s dôrazom na spoľahlivostné hodnotenie existujúcich mostných objektov. telefón : 00421-41-5135663, fax: 00421-41-5135690, e-mail: kotes@fstav.utc.sk

Prof. Ing. Josef Vičan, CSc., vedúci katedry stavebných konštrukcií a mostov na Stavebnej fakulte Žilinskej univerzity v Žiline. Zameranie: Kovové konštrukcie a mosty. Vedecké zameranie sa orientuje na problematiku stability a spoľahlivosti existujúcich oceľových konštrukcií a mostov. telefón: 00421-41-5135650, fax: 00421-41-5135690, e-mail: vican@fstav.utc.sk

[1, 2, 3] pretože poskytuje základné informácie o existujúcich mostoch vyžadované z pohľadu rozhodovacích procesov vzťahujúce sa ku optimálnej stratégii rehabilitácií a údržby mostov. Preto by hodnotenie existujúcich mostných konštrukcií nemalo byť realizované iba ako výsledok pravidelných prehliadok založených na subjektívnom hodnotení, ale malo by byť realizované z pohľadu spoľahlivosti mostu, t.j. z pohľadu ako skutočný aktuálny stav mostného objektu ovplyvňuje jeho spoľahlivosť a zvyškovú životnosť.

Vo všeobecnosti je treba rozlišovať medzi spoľahlivosťou novonavrhovaných a existujúcich mostných konštrukcií. Zatiaľ čo spoľahlivosť novonavrhovanej konštrukcie je schopnosť plniť požadované funkcie počas celej jeho životnosti T , pre existujúce mostné objekty platí, že spoľahlivosť existujúceho mostného objektu je schopnosť plniť požadované funkcie konštrukcie za bežných podmienok a údržby bez nutných opráv a rekonštrukcie počas jeho zvyškovej životnosti tr .

Konštrukcie sú vo všeobecnosti navrhované na rôzne úrovne spoľahlivosti zodpovedajúce príslušným životnostiam a sú závislé od významu prvku v konštrukcii. V súlade s normou [4] sú nové mostné objekty navrhované na pravdepodobnosť poruchy $P_{f,d} = 7,2 \cdot 10^{-5}$ ($\beta_d = 3,80$) s zodpovedajúcou návrhovou životnosťou $T_d = 80$ rokov. Avšak skutočná dĺžka životnosti môže byť zmenená počas prevádzky z dôvodu zmeny spoľahlivosti objektu. Redukcia spoľahlivosti a tým aj dĺžky životnosti môže byť ovplyvnená hlavne zvýšením intenzity zaťaženia a degradáciou materiálov spôsobenou aj nedostatočnou údržbou. Z tohto dôvodu je značne dôležité poznať aktuálnu spoľahlivosť mostného objektu za účelom stanovenia skutočnej zvyškovej životnosti konštrukcie.

2. SPOLĀHLIVOSTNÉ HODNOTENIE EXISTUJÚCICH BETÓNOVÝCH MOSTNÝCH KONŠTRUKCIÍ

Z pohľadu spoľahlivosti mostného objektu, redukcia neistôt parametrov odolnosti a účinkov zaťaženia znižuje pravdepodobnosť poruchy existujúcej mostnej konštrukcie. Znamená to možnosť pripustiť nižšiu úroveň spoľahlivosti pre hodnotenie existujúcich objektov, než je úroveň spoľahlivosti u novonavrhovaných mostných objektov.

V teoretickej analýze sa predpokladá, že mostný prvok bol navrhnutý na celkovú životnosť T s odpovedajúcim indexom spoľahlivosti daným rovnicou

$$\beta = (m_R - m_S) / \sqrt{s_R^2 + s_S^2}, \quad (1)$$

kde m_R, s_R sú základné parametre (stredná hodnota a smerodajná odchýlka) normálneho rozdelenia náhodnej premennej odolnosti R mostného prvku,

m_S, s_S sú základné parametre (stredná hodnota a smerodajná odchýlka) normálneho rozdelenia náhodných premenných účinkov zaťaženia S na ten istý mostný prvok.

Tento mostný prvok sa podrobí prehliadke v čase $t_{insp} < T$ s pozitívnym výsledkom. To znamená, že prvok vykazuje iba drobné poškodenia, ktoré nemôžu spôsobiť prekročenie niektorého z medzných stavov. Z uvedených predpokladov a z kladných výsledkov prehliadky vyplýva, že náhodná premenná odolnosť prvku R vyhovuje vzťahu

$$R > \max(S_i), \text{ pre } i = 1, 2, \dots, N(t_{insp}), \quad (2)$$

kde S_i sú vzájomne nezávislé náhodné premenné účinky zaťaženia.

(BMS) [1, 2, 3] because of providing the basic information about existing bridges required from the viewpoint of decision making process related to the optimal bridge maintenance and rehabilitation strategy. Therefore, the existing bridge evaluation should be done not only as the result of periodic inspections based on a subjective evaluation of actual bridge condition but also from the viewpoint of the bridge reliability i.e. from the viewpoint how the actual bridge condition affects the bridge reliability and bridge remaining lifetime.

Generally, it is necessary to distinguish between reliability of the new designed bridges and existing ones. While the reliability of new designed structures is defined as the ability to fulfil required functions during whole bridge design lifetime, in the case of existing bridge structures, the reliability of them means the ability to satisfy required functions during bridge remaining lifetime considering common bridge condition and its maintenance without necessary repairs and reconstructions.

Structures are designed for different reliability levels corresponding with relevant design lifetimes depending on structural member significance. In accordance with standard [4], new bridge structures are designed for probability of failure $P_{f,d} = 7,2 \cdot 10^{-5}$ ($\beta_d = 3,80$) with corresponding design lifetime of $T_d = 80$ years. However, the real bridge lifetime can be changed within its service due to bridge reliability change. Reliability reduction and also the lifetime length can be mainly influenced due to load intensity increasing and/or material degradation caused also by the insufficient bridge maintenance. Therefore, the knowledge of the actual bridge reliability is very important in order to determine real bridge remaining lifetime.

2. RELIABILITY EVALUATION OF EXISTING CONCRETE BRIDGE STRUCTURES

From the bridge reliability viewpoint, the reduction of the load and resistance parameter uncertainties decreases the failure probability of existing bridge structure. Therefore, there is a possibility to admit the lower reliability level in the existing bridge evaluation than it is used in the case of newly designed one.

It is assumed in the theoretical analysis, that the bridge structural element is designed for total design lifetime T with corresponding reliability index β given by formula

$$\beta = (m_R - m_S) / \sqrt{s_R^2 + s_S^2}, \quad (1)$$

where m_R, s_R are the basic characteristics (mean and standard deviation) of the normally distributed random variable resistance R of bridge structural elements,

m_S, s_S are the basic characteristics of the normally distributed random variable load effects S of the same bridge element.

The structural element was inspected at the time $t_{insp} < T$ with positive inspection results. It means that bridge member shows small deterioration only not causing exceeding the relevant limit state of the observed member. Considering above mentioned assumptions and positive inspection information, the random variable resistance R of the observed structural element should satisfy the following relation

$$R > \max(S_i), \text{ for } i = 1, 2, \dots, N(t_{insp}), \quad (2)$$

where S_i are the mutually independent random variable load effects.

Uvažuje sa, že účinky zaťaženia S_i majú normálne rozdelenie s parametrami mS , sS . Tieto účinky zaťaženia sa vyskytujú náhodne v čase t pričom $N(t)$ znamená počet výskytov v čase $(0, t)$ a ich výskyt sa riadi Poissonovým rozdelením s parametrom $\lambda(t) > 0$, ktorý je možné uvažovať v čase konštantný alebo v čase lineárne závislý [5].

Tak ako je dané v práci [6], pravdepodobnosť poruchy P_{fu} sledovaného prvku počas jeho zvyškovej životnosti (t_{insp}, T) je možné získať pomocou formuly pre podmienenú pravdepodobnosť poruchy danou rovnicou

$$P_{fu} = (P_f(T) - P_f(t_{insp})) / (1 - P_f(t_{insp})) \quad (3)$$

Rovnako dostávame aj podmienený index spoľahlivosti pre zvyškovú životnosť – zvyškový index spoľahlivosti $\beta_u(T - t_{insp})$

$$\beta_u = -\Phi^{-1}(P_{fu}) \quad (4)$$

kde Φ^{-1} je inverzná distribučná funkcia normovaného normálneho rozdelenia $N(0,1)$.

Pravdepodobnosť poruchy $P_f(T)$, $P_f(t_{insp})$ mostného prvku s odolnosťou R namáhaného účinkami zaťaženia S_i sa môže získať pomocou vzorca pre úplnú pravdepodobnosť v spojitej forme [5,6]

$$P_f = \int_{-\infty}^{\infty} \left[1 - e^{-L(t) \left(1 - \int_0^t F_S(x, \tau) \cdot f(\tau) d\tau \right)} \cdot \int_0^t f_R(x, \tau) \cdot f(\tau) d\tau dx \right] \quad (5)$$

kde F_S je distribučná funkcia účinkov zaťaženia S_i ,

f_R je funkcia hustoty pravdepodobnosti odolnosti R ,

$$f(\tau) = \frac{\lambda(x)}{L(\tau)} \quad \text{a} \quad L(t) = \int_0^t \lambda(\tau) d\tau \quad (6)$$

Za predpokladu realizácie prehliadky s pozitívnym výsledkom bude vypočítaný index spoľahlivosti β_u pre zvyškovú životnosť $(T - t_{insp})$ väčší alebo aspoň rovný návrhovému indexu spoľahlivosti β_d . Teda ak konštrukciu podrobíme aspoň raz za životnosť prehliadke s konštatovaním dobrého technického stavu, môžeme použiť vzťahov (5) a (3) najšť taký **cieľový index spoľahlivosti β_t** , ktorý na konci zvyškovej životnosti $(T - t_{insp})$ bude práve rovný návrhovému indexu spoľahlivosti, t.j. $\beta_t = \beta_d$. **Cieľová pravdepodobnosť poruchy P_{ft} a jej zodpovedajúci cieľový index spoľahlivosti β_t nám stanovujú hľadanú úroveň hladiny spoľahlivosti pre hodnotenie existujúcich mostných konštrukcií.**

3. HLADINY SPOĽAHLIVOSTI

Na základe vyššie opísaného teoretického prístupu boli stanovené hladiny spoľahlivosti závislé na veku mostného objektu a na jeho plánovanej zvyškovej životnosti. Hodnoty hladín spoľahlivosti uvádzame v tab. 1.

V praktickom použití sa úroveň spoľahlivosti transformuje do návrhovej hodnoty odolnosti materiálu a účinkov zaťaženia. Stanovené úrovne hladiny spoľahlivosti pre hodnotenie existujúcich mostných objektov dané v tab. 1 sa premietajú do hodnôt parciálnych súčiniteľov spoľahlivosti materiálov a účinkov zaťaženia, pomocou ktorých sa príslušné návrhové hodnoty stanovujú. Tieto hodnoty budú závislé od doby hodnotenia mosta a jeho plánovanej zvyškovej životnosti. Napríklad parciálny súčiniteľ premenného zvislého krátkodobého zaťaženia dopravou na pozemných komunikáciách je možné uvažovať v hodnotách podľa tab. 2, ak pre návrh nového mosta sú rozhodujúce zaťažovacie modely zoskupenie I, II alebo štvornápravového vozidla podľa [4].

The normally distributed load effects S_i with statistical characteristics mS , sS are considering to occur in succession but randomly in time and $N(t)$ means the random number of them within time interval $(0, t)$ having Poisson distribution with parameter $\lambda(t) > 0$ which can be assumed as constant in time or linearly dependent on time [5].

As has been shown in [6], the updated failure probability P_{fu} of the observed member within its remaining lifetime (t_{insp}, T) can be obtained using formula for conditional probability of failure given by following equation

$$P_{fu} = (P_f(T) - P_f(t_{insp})) / (1 - P_f(t_{insp})) \quad (3)$$

and the corresponding updated reliability index $\beta_u(T - t_{insp})$ for bridge remaining lifetime can be calculated according to formula

$$\beta_u = -\Phi^{-1}(P_{fu}) \quad (4)$$

where Φ^{-1} is the inverse distribution function of standardised normal distribution $N(0,1)$.

The failure probabilities $P_f(T)$, $P_f(t_{insp})$ of the bridge element with the resistance R subjected to load effects S_i can be obtained by means of formula for complete probability in continual form according to [5,6]

$$P_f = \int_{-\infty}^{\infty} \left[1 - e^{-L(t) \left(1 - \int_0^t F_S(x, \tau) \cdot f(\tau) d\tau \right)} \cdot \int_0^t f_R(x, \tau) \cdot f(\tau) d\tau dx \right] \quad (5)$$

where F_S is the distribution function of load effects S_i ,

f_R is the probability density function of the resistance R and

$$f(\tau) = \frac{\lambda(x)}{L(\tau)} \quad \text{with} \quad L(t) = \int_0^t \lambda(\tau) d\tau \quad (6)$$

Assuming the inspection performed with positive results, the obtained updated reliability index β_u corresponding with the remaining lifetime $(T - t_{insp})$ will be greater or equal to design reliability index β_d . Thus, if the bridge structure is inspected minimal once in its lifetime with statement of good condition, the adjusted **target reliability index β_t** can be found using formulas (5) and (3), which would be equal to design reliability index β_d in the end of remaining bridge lifetime $(T - t_{insp})$. Therefore, the target probability of failure P_{ft} and corresponding **target reliability index β_t should determine the sought reliability level for reliability evaluation of existing bridge structures.**

3. RELIABILITY LEVELS

Based on the above-mentioned theoretical approach, the reliability levels for existing bridge evaluation were determined in dependence on bridge age and planned remaining lifetime. The reliability levels are presented in Table 1.

In practice, the reliability levels should be expressed due to design values of material resistance and load effects. Therefore, the reliability levels for existing bridge evaluation determined in Table 1 shall be implemented into values of partial safety factors for material and load effects by means of them the relevant design values should be determined. These values are dependent on the time of bridge evaluation and its planned remaining lifetime. For example, values of partial safety factors for the variable road traffic loads may be considered in accordance with the values presented in Table 2, when the load models ZZ I, ZZ II or 4-axle vehicle are decisive for bridge design in accordance with [4].

Tab. 1 Hladina spoľahlivosti pre hodnotenie existujúcich mostných prvkov

Tab. 1 Reliability levels for existing bridge evaluation

Interval t_r [roky]	Prehľadka realizovaná v							
	20 roku 20 years		40 roku 40 years		60 roku 60 years		70 roku 70 years	
	P_{ft}	β_t	P_{ft}	β_t	P_{ft}	β_t	P_{ft}	β_t
1	$1,55 \cdot 10^{-3}$	2,96	$3,10 \cdot 10^{-3}$	2,74	$4,70 \cdot 10^{-3}$	2,60	$5,52 \cdot 10^{-3}$	2,54
2	$8,12 \cdot 10^{-4}$	3,15	$1,58 \cdot 10^{-3}$	2,95	$2,37 \cdot 10^{-3}$	2,83	$2,77 \cdot 10^{-3}$	2,77
3	$5,64 \cdot 10^{-4}$	3,26	$1,07 \cdot 10^{-3}$	3,07	$1,60 \cdot 10^{-3}$	2,95	$1,86 \cdot 10^{-3}$	2,90
5	$3,67 \cdot 10^{-4}$	3,38	$6,71 \cdot 10^{-4}$	3,21	$9,81 \cdot 10^{-4}$	3,10	$1,14 \cdot 10^{-3}$	3,05
10	$2,20 \cdot 10^{-4}$	3,52	$3,71 \cdot 10^{-4}$	3,37	$5,25 \cdot 10^{-4}$	3,28	$6,04 \cdot 10^{-4}$	3,24
20	$1,46 \cdot 10^{-4}$	3,62	$2,22 \cdot 10^{-4}$	3,51	$2,98 \cdot 10^{-4}$	3,43		
30	$1,22 \cdot 10^{-4}$	3,67	$1,72 \cdot 10^{-4}$	3,58				
40	$1,10 \cdot 10^{-4}$	3,70	$1,47 \cdot 10^{-4}$	3,62				
50	$1,02 \cdot 10^{-4}$	3,71						
60	$9,74 \cdot 10^{-5}$	3,73						

4. ZVYŠKOVÁ ŽIVOTNOSŤ

Vyššie uvedené hladiny spoľahlivosti boli stanovené za základe veku objektu a plánovanej zvyškovej životnosti. Plánovaná zvyšková životnosť bola volená v dĺžkach do 3 rokov, od 3 (vrátane) do 10 rokov, od 10 (vrátane) do 20 rokov (vrátane). Týmto dĺžkam odpovedajú aj stanovené parciálne súčinitele spoľahlivosti materiálov a účinkov zaťaženia. To ale znamená, že existujúce mostné objekty by sa mali prepočítať pre každú hladinu za účelom zistenia zodpovedajúcej zvyškovej životnosti. To však môže vyžadovať viac času a aj potrebných financií. Preto stanovenie skutočnej zvyškovej životnosti existujúceho objektu priamym výpočtom je presnejší a výhodnejší prístup ku hodnoteniu objektu.

4. REMAINING LIFETIME

Above-mentioned reliability levels were determined on the base of bridge age and its planned remaining lifetime. Planned remaining lifetime was chosen in values till 3 years, from 3 years (including) to 10 years and from 10 years (including) to 20 years (including). The determined values of partial safety factors correspond with those values of remaining lifetime. When it is needed to determine the actual remaining lifetime, it is necessary to evaluate the bridge structure for every above-mentioned values of planned bridge lifetime. It means more time and also more money. Therefore, to determine actual remaining lifetime using direct calculation is the more accurate and the more convenient approach to bridge evaluation.

Tab. 2 Hodnoty parciálneho súčiniteľa spoľahlivosti zvislého zaťaženia dopravou na pozemných komunikáciách

Tab. 2 Values of partial safety factors for road traffic loads

Časť mostnej Konštrukcie Bridge parts	Vek mosta < 60 rokov Bridge age < 60 years			Vek mosta ≥ 60 rokov Bridge age ≥ 60 years		
	Plánovaná zvyšková životnosť t_r [roky] Planned remaining lifetime t_r /years /			Plánovaná zvyšková životnosť t_r [roky] Planned remaining lifetime t_r /years /		
	$10 < t_r \leq 20$	$3 \leq t_r \leq 10$	$t_r < 3$	$10 < t_r \leq 20$	$3 \leq t_r \leq 10$	$t_r < 3$
	Model zaťaženia ZZ I a ZZ II - $\gamma_{F,ZZI}$ a $\gamma_{F,ZZII}$ Load model ZZ I and ZZ II - $\gamma_{F,ZZI}$ and $\gamma_{F,ZZII}$					
Hlavné nosné časti Primary bridge parts	1,30	1,25	1,20	1,30	1,20	1,15
Vedľajšie nosné časti Secondary bridge parts	1,20	1,20	1,20	1,15	1,15	1,15
	Model štvornápravového vozidla - $\gamma_{F,4nv}$ Load model of 4-axle vehicle - $\gamma_{F,4nv}$					
Hlavné nosné časti Primary bridge parts	1,15	1,15	1,10	1,15	1,10	1,10
Vedľajšie nosné časti Secondary bridge parts	1,10	1,10	1,10	1,05	1,05	1,05

Priamy výpočet zvyškovej životnosti v prípade zmeny spoľahlivosti prvku predpokladá použitie rovnice (5), do ktorej sa dosadí známa hodnota návrhovej pravdepodobnosti poruchy $P_{f,d}$ namiesto P_f . Dostaneme tak rovnicu s neznámou životnosťou T .

The direct calculation of the bridge remaining lifetime in the case of bridge reliability change considers to use the formula (5) in which the known design probability of failure $P_{f,d}$ shall be substituted instead of P_f . Now, the bridge lifetime T

Riešením tejto rovnice získavame upravenú životnosť T zodpovedajúcu novým podmienkam prevádzky mostného objektu zohľadňujúcu skutočnú odolnosť prvku R a účinky zaťaženia S_i . Teraz už je možné vypočítať skutočnú zvyškovú životnosť prvku ako $t_r = T - t_{insp}$. Ako predpokladanou zmenou spoľahlivosti prvku môže byť uvažovaná napríklad degradácia materiálu. Práve parametrická štúdia vplyvu degradácie na zmenu dĺžky životnosti prvku je prezentovaná v ďalšej časti príspevku.

V parametrickej štúdii sa uvažoval železobetónový prvok namáhaný ohybovým momentom. Časovo závislá ohybová odolnosť $R(t)$ železobetónového prvku je vyjadrená plastickým momentom únosnosti $M_{pl,Rd}$ a je daná rovnicou

$$R(t) = M_{pl,Rd}(t) = A_s(t) \cdot f_s \cdot \left[\left(h - c - \frac{\phi(t)}{2} \right) - \frac{1}{2} \cdot \frac{A_s(t) \cdot f_s}{b \cdot f_c} \right], [\text{kNm}] \quad (7)$$

kde f_c je náhodne premenná pevnosť betónu v tlaku [MPa],

f_s je náhodne premenná medza klzu výstuže [MPa],

h je náhodne premenná výška prierezu [m],

b je náhodne premenná šírka prierezu [m],

c je náhodne premenná hrúbka krycej vrstvy [m],

$\phi(t)$ je náhodne premenný priemer výstuže závislý na čas [m],

$A_s(t)$ je náhodne premenná plocha výstuže závislá na čase [m²],

$$A_s(t) = \frac{\pi}{4} \cdot \phi^2(t), [\text{m}^2]. \quad (8)$$

Štatistické charakteristiky uvažovaných náhodných premenných sú dané v tab. 3.

Na numerický výpočet časovo závislého ohybového momentu únosnosti $M_{pl,Rd}$ bola použitá simulačná metóda Monte-Carlo. Ak sa uvažuje, že štatistické charakteristiky náhodných premenných majú normálne rozdelenie pravdepodobnosti, potom aj výsledný plastický moment únosnosti je uvažovaný ako normálne rozdelená náhodná premenná s parametrami

- $m_R = 679,225 \text{ kNm}$,
- $s_R = 46,982 \text{ kNm}$,

Obdobne sa predpokladá, že aj účinky zaťaženia S_i sú náhodne premenné s normálnym rozdelením pravdepodobnosti s parametrami

- $m_S = 456,050 \text{ kNm}$,
- $s_S = 35,237 \text{ kNm}$,

ktoré boli stanovené tak, aby sa dosiahol návrhový index spoľahlivosti prvku $\beta_d = 3,80$ pri uvažovaní celkovej životnosti $T_d = 80$ rokov.

Z rovníc (7) a (8) vyplýva, že zmena odolnosti $R(t)$ v čase t závisí hlavne na úbytku prierezovej plochy betonárskej výstuže $A_s(t)$. Pre výpočet daného úbytku prierezovej plochy výstuže boli uvažované dva prístupy. Ako prvý bol uvažovaný model plošnej korózie podľa Bažanta [7]

$$\phi(t) = \phi - 2 \cdot 0,0116 \cdot (t - t_0) \cdot i_{corr} = \phi - 0,0232 \cdot (t - t_0) \cdot i_{corr}, \quad (9)$$

kde i_{corr} je hustota prúdovej korózie [$\mu\text{A}/\text{cm}^2$],

t_0 je dĺžka pasívneho štádia.

Ďalší korozívny model bol uvažovaný podľa Thoft-Christensena [8] predstavujúci taktiež model plošnej korózie a je daný rovnicou

$$\phi(t) = \phi - (t - t_0) \cdot r_{corr}, \quad (10)$$

kde r_{corr} je stupeň korózie [$\mu\text{m}/\text{rok}$].

should be the unknown value in the formula (5). The modified lifetime T corresponding with the new traffic condition of the bridge structure and respecting the actual bridge member resistance and bridge load effects should be a solution of the adjusted equation (5). Then the actual remaining lifetime of the bridge member could be calculated according to $t_r = T - t_{insp}$. The material degradation is considered as the assumed change of the bridge member reliability. Exactly, the parametric study of the degradation influence on the change of remaining lifetime is presented in following part of the contribution.

The reinforced concrete member subjected to bending was considered in the parametric study. The time-dependent bending resistance $R(t)$ was expressed by the plastic bending load-carrying capacity $M_{pl,Rd}$ calculated according to formula

$$R(t) = M_{pl,Rd}(t) = A_s(t) \cdot f_s \cdot \left[\left(h - c - \frac{\phi(t)}{2} \right) - \frac{1}{2} \cdot \frac{A_s(t) \cdot f_s}{b \cdot f_c} \right], [\text{kNm}] \quad (7)$$

where f_c is the random variable concrete strength [MPa],

f_s is the random variable reinforcement yield strength [MPa],

h is the random variable cross section depth [m],

b is the random variable cross section width [m],

c is the random variable concrete cover [m],

$\phi(t)$ is the random variable reinforcement diameter dependent on time [m],

$A_s(t)$ is the random variable reinforcement cross section area dependent on time,

$$A_s(t) = \frac{\pi}{4} \cdot \phi^2(t), [\text{m}^2]. \quad (8)$$

Statistical characteristics of the considered random variables are given in Table 3. The numerical application of calculating time dependent bending load-carrying capacity $M_{pl,Rd}(t)$ was realized using simulation of the Monte-Carlo method. Since the statistical characteristics of random variables are normally distributed, the bending load-carrying capacity is also normally distributed random variable with the characteristics

- $m_R = 679,225 \text{ kNm}$,
- $s_R = 46,982 \text{ kNm}$,

The load effects were also assumed as normally distributed with basic parameters

- $m_S = 456,050 \text{ kNm}$,
- $s_S = 35,237 \text{ kNm}$,

which were determined to achieve the member design reliability index $\beta_d = 3,80$ considering the bridge lifetime $T_d = 80$ years.

It can be seen from formulae (7) and (8), that the change of resistance $R(t)$ in time depends on the lost of reinforcement cross-section area. Two approaches to the calculation of the reinforcement cross-section area loss were considered.

The first corrosion model was considered according to Bažant [7] in relation

$$\phi(t) = \phi - 2 \cdot 0,0116 \cdot (t - t_0) \cdot i_{corr} = \phi - 0,0232 \cdot (t - t_0) \cdot i_{corr}, \quad (9)$$

where i_{corr} is the corrosion current density [$\mu\text{A}/\text{cm}^2$],

t_0 is time of passive stage.

The second corrosion model was considered in accordance with Thoft-Christensen [8], which is given by formula

$$\phi(t) = \phi - (t - t_0) \cdot r_{corr}, \quad (10)$$

where r_{corr} is the corrosion rate [$\mu\text{m}/\text{year}$],

Hustota prúdovej korózie i_{corr} a stupeň korózie r_{corr} boli merané na skutočných mostných konštrukciách a ich hodnoty

The corrosion current density i_{corr} and the corrosion rate r_{corr} were measured on the real bridge structures and their values

Tab. 3 Štatistické charakteristiky náhodných premenných

Tab. 3 The statistical characteristics of random variables

Náhodné premenné Random variables	Stredná hodnota The mean value	Smerodajná odchýlka The standard deviation	Variačný koeficient The coefficient of variation	Rozdelenie veličiny Distribution of variables
Medza klzu - f_s [MPa] (10 335) Reinforcement yield strength - f_s [MPa]	400,81480	23,96686	0,05980	Normálne
Pevnosť betónu - f_c [MPa](B15) Concrete strength - f_c [MPa]	24,64000	2,68000	0,10877	Normálne
Výška prierezu - h [m] Cross section height - h [m]	0,797800	0,01360	0,01705	Normálne
Šírka prierezu - b [m] Cross section width - b [m]	0,49570	0,00740	0,01493	Normálne
Priemer výstuže - ϕ [mm] Bar diameter - ϕ [mm]	19,770	0,223	0,01128	Normálne
Počet profilov výstuže - n [ks] Number of bars - n [ks]	-	-	-	Konštanta
Hrúbka krycia vrstva - c [mm] Concrete cover - c [mm]	24,00	1,30	0,05417	Normálne
Hustota prúdovej korózie - i_{corr} [$\mu\text{A}/\text{cm}^2$] Corrosion current density - i_{corr} [$\mu\text{A}/\text{cm}^2$]	1,00	0,20	0,20	Normálne
	3,00	0,60	0,20	Normálne
Stupeň korózie - r_{corr} [$\mu\text{m}/\text{rok}$] Corrosion rate - r_{corr} [$\mu\text{m}/\text{year}$]	50,70	5,80	0,11440	Normálne

sú znázornené v tab. 3. Začiatok zmeny odolnosti v čase závisí na dĺžke pasívneho štádia.

V parametrickej štúdii boli použité dva spôsoby výpočtu pasívneho štádia. V prvom modeli [9] je dĺžka pasívneho štádia t_0 závislá na hrúbke krycej vrstvy c a na materiálnej konštante D a je daná rovnicou (11). Druhý použitý model podľa Freya [10] opisujúci závislosť hrúbky krycej vrstvy c od dĺžky pasívneho štádia t_0 a prostredia je presnejší, ale je problematické získať potrebné konštanty A , w , ktoré sú funkciami prostredia. Tento spôsob výpočtu opisuje rovnica (12)

$$t_0 = \frac{c^2}{2D} ; c = \left(e^{A \cdot w^2} - 1 \right) \left(1 - e^{-w \cdot \sqrt{t_0}} \right) . \quad (11) (12)$$

kde $D=2,84 \cdot 10^{-7}$ resp. $4,82 \cdot 10^{-7}$ [$\text{mm}^2 \cdot \text{s}^{-1}$] je materiálková konštanta,

$A=0,11$ [rok $^{-1}$] je konštanta (pre centrálnu Európu),

$w=0,16$ resp. $0,17$ je konštanta závislá od prostredia.

V parametrickej štúdii bol simulovaný jeden priečny rez – obdĺžnik s premennými veličinami f_s , f_c , h , b , ϕ , c (viď tab. 3), ktorých rozdelenia sa v čase nemenili. Rozdiel bol len vo výpočte pasívneho a aktívneho štádia, takže sa menili len parametre D , w , i_{corr} a r_{corr} . Výsledky výpočtu skutočnej dĺžky životnosti v závislosti na spôsobe výpočtu pasívneho a aktívneho štádia sú zobrazené v tab. 4.

are shown in Table 3. The start of the time dependent resistance changing depends on the length of the passive stage.

Two approaches to the passive stage calculation were used in the parametric study. In the first model, the length of passive stage depends on the concrete cover c and material constant D and is given by formula (11). The second model in accordance with Frey [10] describing dependence of the concrete cover c on the length of the passive stage t_0 seem to be more precise, but it is difficult to obtain values of the constant A , which are functions of the environment. Formula (12) describes the second approach to calculation.

$$t_0 = \frac{c^2}{2D} ; c = \left(e^{A \cdot w^2} - 1 \right) \left(1 - e^{-w \cdot \sqrt{t_0}} \right) . \quad (11) (12)$$

where $D=2,84 \cdot 10^{-7}$ resp. $4,82 \cdot 10^{-7}$ [$\text{mm}^2 \cdot \text{s}^{-1}$] is a material constant,

$A=0,11$ [rok $^{-1}$] is the constant (valid for Central Europe),

$w=0,16$ resp. $0,17$ is the constant depending on environment.

One cross-section – rectangle with time independent random variables f_s , f_c , h , b , ϕ , c (see Table 3) was simulated in the parametric study. The difference was in the passive and active stage calculation, so that parameters D , w , i_{corr} a r_{corr} were

Výpočet zvyškovej životnosti je teraz jednoduchý, pretože závisí len od času realizácie prehliadky a vypočíta sa z rovnice $t_r = T - t_{insp}$.

5. ZÁVER

Príspevok prezentuje výsledky výskumu zameraného na stanovenie hladiny spoľahlivosti pre hodnotenie existujúcich mostných objektov. Pre stanovenie rôznych úrovní hladiny bol vyvinutý matematický aparát zohľadňujúci nové informácie týkajúce sa existujúcich mostov. Úroveň stanovenej hladiny spoľahlivosti je závislá na veku mostného objektu a na plánovanej zvyškovej životnosti a je platná pre prvky namáhané ohybovým momentom. V konečnom dôsledku sa modifikované hladiny spoľahlivosti premietajú do hodnôt parciálnych súčiniteľov spoľahlivosti materiálov a účinkov zaťaženia, ktoré sú nižšie ako ich hodnoty používané pri návrhu nových mostov

Ďalej sa príspevok zaoberá spôsobom výpočtu skutočnej životnosti a potom vplyvom korózie betonárskej výstuže na zmenu dĺžky skutočnej životnosti. Z výsledkov parametrickej

only changed. The results in accordance with relevant approach to passive and active stage calculating are shown in Table 4. Now the calculation of the bridge remaining lifetime is simple, because it depends on the time of bridge inspection and may be determined using formula $t_r = T - t_{insp}$.

5. CONCLUSIONS

The contribution presents results of the research oriented on the determination of the reliability level valid for existing bridge evaluation. The mathematical approach determining different reliability levels was developed respecting new information related to the existing bridge. The obtained reliability levels are dependent on the bridge age and the planned remaining lifetime and are valid for members subjected to the bending. Finally, the modified reliability levels are implemented into the values of partial safety factors for materials and load effects, which are less than values used for design of new bridges.

Moreover, the contribution deals with the actual lifetime calculation considering the effect of the reinforcement corrosion on the real lifetime change. It can be seen from results

Označenie <i>Denoting</i>	Výpočet pasívneho štádia s uvažovaním <i>Passive stage calculating</i>	Výpočet aktívneho štádia s uvažovaním <i>Active stage calculating</i>	Životnosť prvku <i>Lifetime of the member T</i>
1	$D=2,84 \cdot 10^{-7} \text{ mm}^2 \cdot \text{s}^{-1}$	$i_{\text{corr}}=(1,0; 0,2)$	51,5 roku
2	$D=2,84 \cdot 10^{-7} \text{ mm}^2 \cdot \text{s}^{-1}$	$i_{\text{corr}}=(3,0; 0,6)$	40,1 roku
3	$D=2,84 \cdot 10^{-7} \text{ mm}^2 \cdot \text{s}^{-1}$	$r_{\text{corr}}=(50,7; 5,80)$	36,2 roku
4	$D=4,82 \cdot 10^{-7} \text{ mm}^2 \cdot \text{s}^{-1}$	$i_{\text{corr}}=(1,0; 0,2)$	38,8 roku
5	$D=4,82 \cdot 10^{-7} \text{ mm}^2 \cdot \text{s}^{-1}$	$i_{\text{corr}}=(3,0; 0,6)$	24,0 roku
6	$D=4,82 \cdot 10^{-7} \text{ mm}^2 \cdot \text{s}^{-1}$	$r_{\text{corr}}=(50,7; 5,80)$	19,7 roku
7	$w=0,170 \text{ rok} \cdot 0,5$	$i_{\text{corr}}=(1,0; 0,2)$	41,3 roku
8	$w=0,170 \text{ rok} \cdot 0,5$	$i_{\text{corr}}=(3,0; 0,6)$	27,3 roku
9	$w=0,170 \text{ rok} \cdot 0,5$	$r_{\text{corr}}=(50,7; 5,80)$	22,7 roku
10	$w=0,160 \text{ rok} \cdot 0,5$	$i_{\text{corr}}=(1,0; 0,2)$	28,3 roku
11	$w=0,160 \text{ rok} \cdot 0,5$	$i_{\text{corr}}=(3,0; 0,6)$	14,9 roku
12	$w=0,160 \text{ rok} \cdot 0,5$	$r_{\text{corr}}=(50,7; 5,80)$	11,3 roku
Bez uvažovania degradácie <i>Without degradation</i>			82,4 roku

Tab. 4 Vplyv korózie betonárskej výstuže na dĺžku životnosti prvku

Tab. 4 Reinforcement corrosion effect on the member lifetime

štúdie (tab. 4) vyplýva, že po aplikácii rôznych úrovní korózie na rovnaký železobetónový prvok dostávame značne odlišné dĺžky skutočnej životnosti daného prvku. V niektorých prípadoch korózia spôsobila skrátenie životnosti o viac ako polovicu pôvodnej plánovanej životnosti. To dokazuje fakt, že je potrebné v zvýšenej miere venovať pozornosť ochrane proti korózii a samotnej údržbe mostov, aby sa zabránilo degradáciám konštrukcií.

POĎAKOVANIE

Tento príspevok bol spracovaný v rámci riešenia úlohy 1/3341/06 podporovanej Grantovou agentúrou VEGA SR.

of the parametric study (Table 4), that application of different corrosion levels to the same reinforced member gives very different lengths of the real member lifetimes. In some cases, the corrosion caused lifetime shortening more than one half of the origin planned bridge lifetime. From this viewpoint, it is necessary to pay increased attention to protection against the corrosion and to qualified maintenance also to avoid structure degradation.

ACKNOWLEDGEMENT

This contribution was prepared in the frame of research project No. 1/3341/06 supported by Grant Agency VEGA SR.

LITERATÚRA

- [1] Lauridsen, J. – Bjerrum, J. – Andersen, N.H. – Lassen, B.: Creating a Bridge Management System. Structural Engineering International 3, 1998, p. 216-220
- [2] Thompson, P.D. – Small, E.P. – Johnson, M. – Marshall, A.D.: The Pontis Bridge Management System. Structural Engineering International 4, 1998, p. 303-308
- [3] Vičan, J. at all.: Bridge Management System – Methodology of the Existing Road Bridge Evaluation. Final Report for Slovak Road Administration, University of Žilina, 1998 (in Slovak)
- [4] STN 73 6203: Zaťaženie mostov. UNMS SR 1993 (in Czech)
- [5] Koteš, P.: Príspevok k stanoveniu hladiny spoľahlivosti existujúcich mostných konštrukcií. Dizertačná práca, Edis, Žilina, 2005, 186 s.
- [6] Ditlevsen, O. – Madsen, H.O.: Structural Reliability Methods. John Wiley and sons, 1996
- [7] Bažant, Z.P.: Physical model for steel corrosion in concrete sea structures – Theory. Journal of Structural Division, ASCE, 105 (6) 1979, p. 1137-1153
- [8] Thoft-Christensen, P.: A Reliability Based Expert System for Bridge Maintenance. Tekno Vision Conference, Denmark, 1992
- [9] Bilčík, J.: Prediction of Service Life with regard to Reinforcement Corrosion, Slovak Journal of Civil Engineering 2-3, 1994, p. 34-38
- [10] Frey, R.: Untersuchung der zwanzigjähriง Carbonatisierung von Betonen. Beton 43, 1993, Heft3, p. 116-120

REFERENCES

- [1] Lauridsen, J. – Bjerrum, J. – Andersen, N.H. – Lassen, B.: Creating a Bridge Management System. Structural Engineering International 3, 1998, p. 216-220
- [2] Thompson, P.D. – Small, E.P. – Johnson, M. – Marshall, A.D.: The Pontis Bridge Management System. Structural Engineering International 4, 1998, p. 303-308
- [3] Vičan, J. at all.: Bridge Management System – Methodology of the Existing Road Bridge Evaluation. Final Report for Slovak Road Administration, University of Žilina, 1998 (in Slovak)
- [4] STN 73 6203: Actions on bridges. UNMS SR 1993 (in Czech)
- [5] Koteš, P.: Contribution to the determining reliability levels of existing bridge structures. PhD-thesis, University of Žilina, 2005, 186 p.
- [6] Ditlevsen, O. – Madsen, H.O.: Structural Reliability Methods. John Wiley and sons, 1996
- [7] Bažant, Z.P.: Physical model for steel corrosion in concrete sea structures – Theory. Journal of Structural Division, ASCE, 105 (6) 1979, p. 1137-1153
- [8] Thoft-Christensen, P.: A Reliability Based Expert System for Bridge Maintenance. Tekno Vision Conference, Denmark, 1992
- [9] Bilčík, J.: Prediction of Service Life with regard to Reinforcement Corrosion, Slovak Journal of Civil Engineering 2-3, 1994, p. 34-38
- [10] Frey, R.: Untersuchung der zwanzigjähriง Carbonatisierung von Betonen. Beton 43, 1993, Heft3, p. 116-120



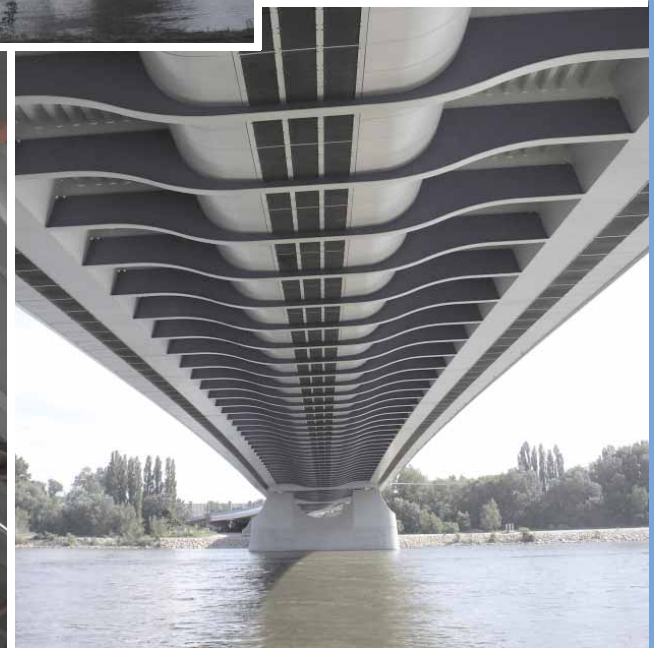
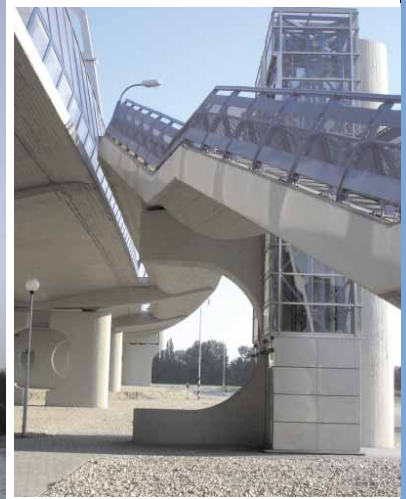
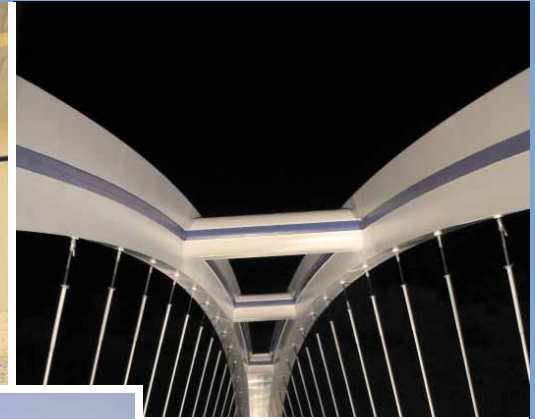
Vykonáva projektovú a konzultačnú činnosť v oblasti dopravných stavieb so zameraním najmä na:

- diaľnice, cesty a mestské komunikácie
- mosty a iné inžinierske konštrukcie
- dopravné inžinierstvo a ekonomiku dopravy
- posudzovanie vplyvov na životné prostredie

Provides designing and consulting services in the field of traffic-related constructions - core business:

- motorways, roads and urban roads
- bridges and other engineering structures
- traffic engineering and transport economy
- environmental impact assessment

Naši zamestnanci majú skúsenosti z projektovej prípravy najznámejších cestných, diaľničných a mostných stavieb na Slovensku, ktoré sú prezentované na obrázkoch.



Alfa 04 a.s.

Jašíkova 6, 821 03 Bratislava

Slovak republic

Tel. : +421-2 / 48291 486, Fax : +421-2 / 48291 532

E-mail : alfa04@alfa04.sk, www.alfa04.sk



INŽINIERSKE STAVBY®

Member of  Group

Inžinierske stavby, a. s.

Priemyselná 7, 042 45 Košice, Slovakia

tel.: +421 - (0)55 - 633 94 55, fax: +421 - (0)55 - 633 61 74

e-mail: marketing@inzinierske-stavby.sk

