

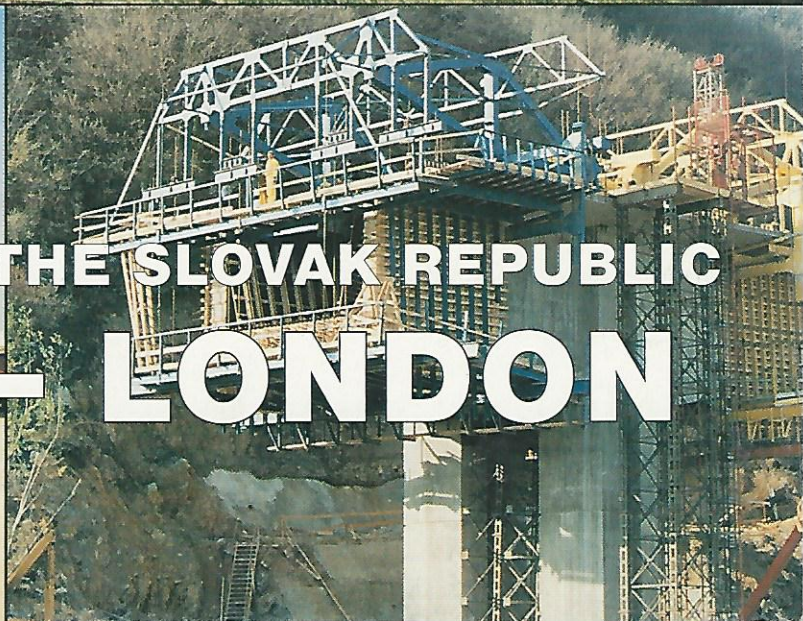
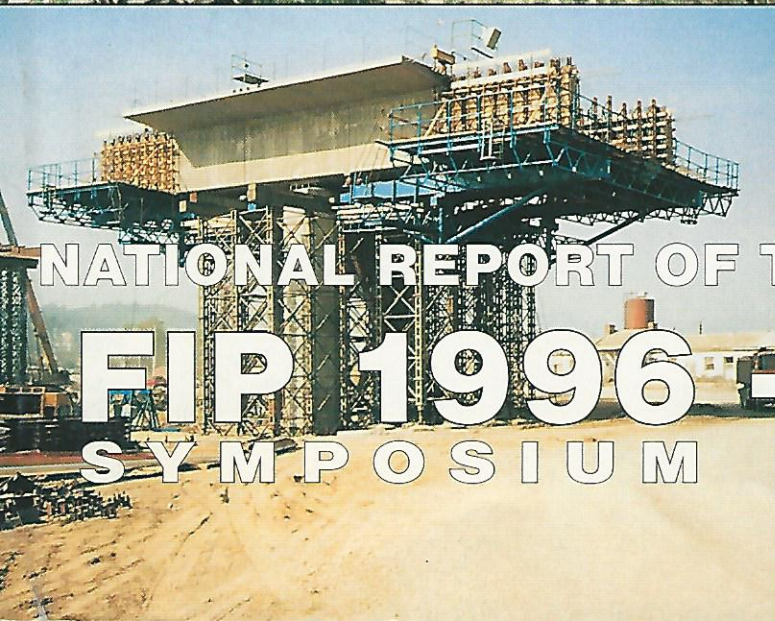
Inžinierske stavby

is

7

ROČNÍK 44

1996



NATIONAL REPORT OF THE SLOVAK REPUBLIC
FIP 1996 – LONDON
SYMPOSIUM

OBSAH

- 260 Medzinárodné sympóziom FIP v Londýne 1996 – Príhovor
prezidenta Slovenského komitétu FIP
G. Tevec

TEÓRIA, KONŠTRUKCIE, ELEMENTY

- 262 Meranie sily v predpínacej výstuži elastomagnetickou
metódou
A. Jaroševič, P. Fabo, M. Chandoga, D. W. Begg
- 268 Vnútna energia prútových betónových prvkov
M. Križma, T. Nürnbergerová, A. Pitoňák, S. Shawkat
- 276 Účinky teploty ako dôležité zafarbenie betónových mostov
B. Búci

- 281 Zisťovanie napätosti mostných konštrukcií
M. Červeňan, J. Kucharík, S. Šuster

MATERIÁLY, TECHNOLÓGIA, REALIZÁCIA

- 287 Most cez údolie pred obcou Skalka
V. Jančíga
- 296 Premostenie rieky Súčanka pri obci Skalka
P. Viskup
- 301 Most cez vážsky kanál pri Dubnici nad Váhom
J. Kodaj
- 306 Segmentové mosty na diaľnici D61/D1
J. Greguš
- 311 Most cez Váh a elektrárenský kanál pri Beckove
M. Šagáth
- 315 Most Pustý hrad vo Zvolene
M. Mafaščík, J. Šoltýs, A. Petříková
- 318 Oprava mosta cez Váh v Novom meste nad Váhom
T. Michalka
- DISKUSNÉ TÉMY
- 327 Prvé letmo montované segmentové mosty po 30 rokoch
L. Naď, P. Benko, K. Kundrát, T. Javor
- 332 Mostné ložiská a ich vplyv na životnosť mostov
Š. Mráz

Vydáva:
Vydavateľstvo Inžinierske stavby, s. r. o.
Stromová 13, 830 07 Bratislava
P. O. BOX 49
Tel.: (0042-7-) 371 969
Adresa vydavateľstva v ČR:
Türkova 1a, 149 00 Praha 4
Tel./fax: (02) 76 60 40

Šéfredaktor:
Doc. Ing. Milan Chandoga, CSc.

Zastupca šéfredaktora:
Doc. Ing. Jozef Zvara

Redaktorka:
Ing. Edita Kmetonyová

Redakčná rada:
Doc. Ing. Milan Chandoga, CSc.
Doc. Ing. Jozef Zvara
Prof. Ing. Milan Bielek, DrSc.
Prof. Ing. Viera Medelská, DrSc.
Prof. Ing. Jozef Huľa, DrSc.
Doc. Ing. Ivan Baláž, CSc.
Doc. Ing. Štefan Gramblička, CSc.
Doc. Ing. Andrej Sokolík, CSc.

Programová rada:
Ing. Viktor Karel – predseda
Ing. Milan Dušička
Doc. Ing. Ludovít Fillo, CSc.
Ing. Marián Krčík
Ing. Rudolf Mládenek
Ing. Ludovít Molnár
Doc. Ing. Ludovít Naď, CSc.
Ing. Miloš Nevický, CSc.
Ing. Milan Nič, CSc.
Ing. Peter Ondroušek
Ing. Miroslav Paštrnák
Ing. Vladimír Priehodský, CSc.
Ing. Ján Schmuck
Ing. Štefan Vranovský
Ing. Ondrej Žalondek

Predplatné na r. 1996: 500,- Sk + 6 % DPH
500,- Kč

Cena jednotlivého čísla: 53,- Sk/50,- Kč
Bankové spojenie:
Investičná a rozvojová banka, a. s.,
Bratislava, číslo účtu: 978121/5200
Inzercia: na adrese vydavateľstva

Tlač: NOVA 17, s. r. o., Nezábudková 24,
821 01 Bratislava

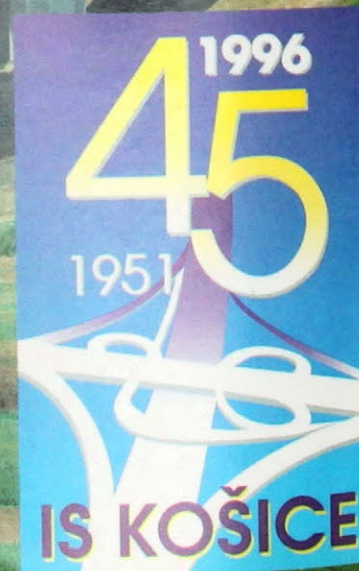
Predplatné a distribúcia:

– v SR: L. K. Permanent, s. r. o.,
P. O. Box 4, 834 14 Bratislava,
tel.: 07/525 3708, 525 3710 až 12
– v ČR: A. L. L. Production, s. r. o.,
P. O. Box 732, 111 21 Praha 1,
tel.: 02/766 040
Adresa redakcie v ČR:
Türkova 1, 149 00 Praha

© Vydavateľstvo Inžinierske stavby,
Bratislava, 1994

Podávanie novinových zásielok povolené
Riadiťstvom poštovej prepravy pod
číslo 329 RPP 1994 zo dňa 22. 6. 1994

ISSN 1335-0846



CONTENTS

- 260 G. Tevec: International FIP Symposium, London 1996 – Address of the President of the Slovak FIP Committee
- THEORY, STRUCTURES, ELEMENTS**
- 262 A. Jarošević, P. Fabo, M. Chandoga, D. W. Begg: Elastomagnetic method of force measurement in prestressing steel
The DYNAMAG measuring system has been developed as a means of contactless, reliable and precise determination of stress or force in steel. Thus enabling the measurement of the force distribution in the tendons in prestressed concrete structures during construction period and their service life. The system uses these steel components as direct measuring elements. The magnetic properties of the steel components changes under stress and temperature and may be measured. This system has currently been operating for more than 10 years, monitoring stress in reinforcement of bridges, prestressed concrete envelopes of reactors in nuclear power stations, rock and soil anchors, and many other concrete and steel structures. A description of the physical principle and its main characteristics is presented and several existing applications of its use in practice are described.
- 268 M. Križma, T. Nürnbergerová, A. Pitoňák, S. Shawkat: Internal energy of the linear concrete elements
Experimental research of beams under step-by step increasing loading and high cyclic loading. Cooperation with TH Darmstadt in Germany. Test elements of T cross-section, reinforced by prestressed concrete bars and bond anchored prestressed tendons, respectively. The contribution completes the results of the papers [1], [2], [7]. The consumed strain energy was evaluated from the results of these tests. A method determining coefficients enabling to approximate the degradation of the flexural and shear stiffness of the tested beams is presented.
- 276 B. Búci: Influence of temperature as an important action on concrete bridges
Standard specifications assign boundary conditions for safety and reliability of structure and at the same time simplify designer's work. They solve the model situations for loads and combination of their effects too. In hierarchy of their development main loads of structure were created by gravitational forces of material, live load, and other ones. Horizontal load was derived from the effects of load in vertical direction.
- 281 M. Červeňan, J. Kucharík, S. Šuster: State of stress investigation in bridge structures
Application of stress release method for conditions of stress diagnosis on concrete bridges. This method is based on the principle of measuring stress changes of concrete in neighbourhood of the drill hole, which causes local release of tension. We developed our own state of stress diagnosis methodology on the basis of theoretical and experimental research.
- MATERIALS, TECHNOLOGY, CONSTRUCTION**
- 287 V. Jančíga: Bridge over the valley in front of Skalka village
By-pass highway of Trenčín town was designed as part of the north-south interconnection of the highway route D61/D1 Poland-Slovakia-Hungary. Complicated terrain and urbanistic conditions at the section cca 10.3 km long, as well as the proximity of the Váh channel, called for several bridge objects with difficult conditions especially regarding the foundation.
- 296 P. Viskup: Bridge over the river Súčanka near Skalka village
Highway section Chochoľná-Skalka which is currently under construction is part of the North-South Expressway E75. It will

INHALT

- 260 G. Tevec: Das internationale Symposium FIP in London 1996 – Die Ansprache des Präsidenten des slowakischen FIP Komitees
- THEORIE, KONSTRUKTIONEN, ELEMENTE**
- 262 A. Jarošević, P. Fabo, M. Chandoga, P. W. Begg: Elastomagnetische Methode der Kraftmessung in Vorspannstahl
Das Messsystem DYNAMAG wurde für kontaktlose, zuverlässige und genaue Bestimmung der Kraft oder Spannung im Stahl entwickelt. Es ermöglicht das Messen der Kraftdistribution im Vorspannstahl der Betonkonstruktionen während des Aufbaues und während ihrer Ausnutzung. Als Messelement in diesem System wird direkt der Vorspannstahl benutzt. Es werden die magnetischen Eigenschaften der Stahlelemente, welche sich mit Veränderung der mechanischen Spannung und Temperatur ändern, gemessen. Dieses System ist seit mehr als zehn Jahre für Monitoring von Spannungen der Betonbrückenbewehrung, vorgespannter Umhüllung der Kernreaktoren, der Gesteinanker und anderen Beton- und Stahlkonstruktionen ausgenutzt. Im Beitrag ist das physikalische Prinzip und Grundcharakteristik des Systems samt einigen Beispielen praktischer Applikation angegeben.
- 268 M. Križma, T. Nürnbergerová, S. Pitoňák: Innere Energie der Betonstahlelemente
Experimentelle Forschung der Balken bei stufenweise wachsender kurzfristiger Belastung und bei mehrzyklischer dynamischer Belastung. Zusammenarbeit mit TH Darmstadt. Versuchselemente T-Querschnittes bewehrt mit vorgespannten Betonstäben bzw. vorgespannten Seilen mit Adhäsionsverankerung. Der Beitrag ergänzt die Ergebnisse der Arbeiten [1], [2], [7]. Die erprobten Balken sind aus der Sicht der verbrauchten inneren Energie ausgewertet. Es wird auch Methodik für die Bestimmung von Koeffizienten, die ermöglichen annähernd die Degradation der Biege- und Schubsteife der erprobten balken auszuwerten, angegeben.
- 276 B. Búci: Temperatureinflüsse als wichtige Belastung der Betonbrücken
Normungsvorschriften bestimmen die Randbedingungen für Sicherheit und Zuverlässigkeit der Konstruktion und gleichzeitig vereinfachen die Arbeit des Projektanten. Bei Belastungen und Kombinationen ihrer Auswirkung lösen sie die Modellsituationen. In der Hierarchie ihrer Entwicklung bildeten die Hauptbelastung der Konstruktion die Gravitationskräfte eigenes Materials, zufällige Belastung und Verkehrsbelastung. Aus ihrer Einwirkung in der Vertikalrichtung wurde die horizontale Belastung abgeleitet.
- 281 M. Červeňan, J. Kucharík, S. Šuster: Ermittlung des Spannungszustandes der Brückenkonstruktionen
Applikation der Methode der Spannungsauflösung für die Bedingungen der Spannungsdiagnostik an Betonbrücken. Die Methode ist auf dem Prinzip der Messungen von Betonverformungen in der Umgebung einer Bohrung, mit welcher die Spannung lokal aufgelöst wird, gegründet. Auf Grund der theoretischen und experimentellen Forschung wurde eigene Methodik der Spannungsdiagnostik entwickelt.
- MATERIALIEN, TECHNOLOGIE, FERTIGUNG**
- 287 V. Jančíga: Brücke über das Tal bei der Ortschaft Skalka
Umleitung der Stadt Trenčín ist als Bestandteil des nord-südlichen Autobahnzuges D61/D1 Polen-Slowakei-Ungarn konzipiert. Komplizierte Gelände- und städtebauliche Bedingungen sowie die Nähe des Váh-Kanals erforderten auf einer Linienführung von Länger 10,3 km, einige Brücken mit anspruchsvollen Gründungsbedingungen.

- be connecting the highway networks of Poland and Hungary. Through a gradual finishing of the construction of individual highway sections in Slovakia, the transeuropean expressway is also under construction on the territory of this country.
- 301 J. Kodaj: Bridge over the Váh Channel near Dubnica nad Váhom
The bridge crossing the Váh Channel is situated on an access road connecting Road I/61 (E16) with the Highway D1. It serves simultaneously as an interconnection of the two communities Nemšová-Dubnica n/V., which are located just beside the highway. The superstructure of the bridge is constructed by a cantilever balanced method. It's midspan over the Váh Channel where the shipping is expected is 78 m long.
- 306 J. Greguš: Precast segmental bridges on the highway D61/D1
Technologies of construction of the segmental bridges have been domesticated in Slovakia since 1964. In order to implement the segmental technology, Doprastav started production of segments in cells and provided a launching girder for erecting the segments with weight up to 60 tons, for spans of up to 60 m. Two bridges with application of unbonded cables inside the box girder constructed on the by-pass highway at Trenčín, on the Highway D61/D1, have been described here.
- 311 M. Šagáth: Bridge over the Váh River and the Váh Channel near Beckov
The section of the D61 highway Nové Mesto-Chochoľná, already under construction, is the part of European highway connection North-South. The most important object of this highway section is the Bridge over the River Váh and the Váh Channel near Beckov. The bridge should be start of large development of bridge construction on Slovak highways.
- 315 M. Mafaščík, J. Šoltýs, A. Petříková: The Bridge „Pustý hrad“ in Zvolen
The road I/50 is one of the major routes, part of the selected road network in Slovakia, included into the International road network (E-571). The road section passing through the Zvolen city causes serious traffic problems due to the adverse combination of both urban and transit traffic. The bridge that will be described briefly further is part of the future four-lane road section to be built by-passing the city Zvolen. In the first construction stage, which is being carried out at present, it is proposed to open to traffic only a half of the road profile – the right bridge.
- 318 T. Michalka: Rehabilitation of the bridge over the River Váh in Nové Mesto nad Váhom
The design of the bridge rehabilitation consists of its deck strengthening, vertical realignment, and extension of its cross-sectional dimensions is presented in this paper. The deck strengthening has been designed by the prestressing of external unbonded tendons combined with cast-in-place reinforced concrete deck slab bonded to the continuous bridge box girder thus forming a composite cross section. Removal of 14 m long central part of existing superstructure and subsequent lifting of its two parts over the intermediate supports will enable vertical realignment of the bridge level line.
- DISKUSION THEMES**
- 327 L. Naď, P. Benko, K. Kundrát, T. Jávors: First free cantilever segmental bridges after 30 years of service
More than 30 years ago the first free cantilever precast segmental bridges were constructed in former Czechoslovakia. Many modifications and large development went through out of this construction method since that time. This article presents the first experiences, results from today's point of view and the state of two bridges – representatives after 30 years of service.
- 332 Š. Mráz: Bearings and their influence on service life of bridges
The paper deals with insufficiencies in process of design and assembly of bridge bearings that have an influence on service life of bridge structures as well as with difficult rehabilitation of these insufficiencies.

Subscription: Inžinierske stavby, spol. s r. o. Publishers, Stromová 13, 830 07 Bratislava, P. O. BOX 49, Slovakia and SLOVART – G.T.G. Ltd., Krupinská 4, P. O. BOX 152, 852 99 Bratislava, Slovakia. Sample copies free.

- 296 P. Viskup: Überbrückung des Flusses Súčanka bei der Ortschaft Skalka
Der aufgebaute Abschnitt Chochoľná-Skalka ist ein Teil der Autobahnlinie D1 der nordsüdlicher Autobahnmagistrale E 75. Sie verbindet das Autobahnnetz Ungarns und Polens. Mit fortschreitenden Erbauen einzelner Abschnitte der Autobahn wird transeuropäische Magistrale auch auf dem slowakischen Gebiet realisiert.
- 301 J. Kodaj: Brücke über Kanal des Flusses Váh bei Dubnica nad Váhom
Brücke über Váh-Kanal liegt auf der Linienführung des Zuleiters aus der Strasse I/61 (E 16) auf der Autobahn D1. Sie dient gleichzeitig als Verbindung von zwei Ortschaften: Nemšová-Dubnica n/V., welche unmittelbar neben der Autobahn liegen. Die Tragkonstruktion wurde mit Freivorbau-Verfahren mit der Länge des Mittelfeldes 78 m über den Váh-Kanal, wo mit Schifffahrt gerechnet wird, erbaut.
- 306 J. Greguš: Segmentbrücken auf der Autobahn D61/D1
Technologien der Segmentbrücken werden in der Slowakei seit 1964 benutzt. Doprastav hat für die Segmenttechnologie die Herstellung von Segmenten in Zellen erbaut und für die Montage spezielle Vorrichtung für Segmente mit 60 t – Masse und Spannweite des Feldes max. 60 m errichtet. Im Beitrag sind zwei Brücken an der Umleitung von Trenčín auf der Autobahn D71/D1 bei Benutzung der Spannaglierer ohne Verbund im Inneren des Kammerquerschnittes beschrieben.
- 311 M. Šagáth: Brücke über den Fluss Váh und Váh-Kanal bei Beckov
Bestandteil der Autobahnverbindung Nord-Süd ist zur Zeit aufgebaute Abschnitt der Autobahn D61 Nové Mesto nad Váhom-Chochoľná. Das bedeutendste Objekt hier ist die Brücke über Váh und Váh-Kanal, mit welchem eine Periode der Entwicklung des Aufbaues von Autobahnbrücken beginnen sollte.
- 315 M. Mafaščík, J. Šoltýs, A. Petříková: Brücke Pustý hrad in Zvolen
Kommunikation I/50 gehört zu ausgewählten Strassenzügen in der Slowakei und ist in das internationale Strassennetz (E 571) eingegliedert. Ihre Linienführung durch die Stadt Zvolen bildet eins der grössten Verkehrshindernisse. Beschriebene Brücke ist ein Bestandteil dieser neugebauten Linienführung welche durch vierfahrspurige Schnellstrasse gebildet wird. In der 1. Etape des Aufbaues, welche zur Zeit realisiert wird, wird ein halbes Profil dieser Kommunikation (rechte Brücke) in Betrieb gestzt.
- 318 T. Michalka: Reparatur der Brücke über Váh in Nové Mesto nad Váhom
Im Artikel ist ein Entwurf der Brückenreparatur, welche aus der Verstärkung der Tragkonstruktion und Aufbereitung der Breite- und Höhenparameter der Brücke beschreiben. Die Verstärkung ist gesichert durch Nachspannung der freien Kabel und Nachbetonierung der Eisenbetonverbundplatte. Erzielung der erwünschten Nivelette auf der Hauptbrücke wurde durch Abreißen von 14 m des mittleren Teils der Tragkonstruktion und nachfolgendes Aufheben über zwischenliegenden Stützen ermöglicht.
- DISKUSSIONSTHEMEN**
- 327 L. Naď, P. Benko, K. Kundrát, T. Jávors: Die erste freivorbauweise Segmentbrücken nach dem dreissigsten Jahren
Vor mehr als dreissigsten Jahren waren die erste Freivorbauweise Segmentbrücken in ehemaliger Tschechoslowakei gebaut. Seit dieser Zeit sind die Segmentbrücken durchgreifenden Entwicklungsänderungen gegangen. Im Artikel sind die erste Erfahrungen, die Ergebnisse und der Zustand nach dem 30 Jahren auf den zwei Repräsentanten der Brücken näher gebracht.
- 332 Š. Mráz: Brückenaufleger und ihr Einfluss auf Lebensdauer der Brücken
Der Artikel macht aufmerksam auf die Mängel beim Entwurf und Einbau der Brückenaufleger, welche auf die Lebensdauer der Brücken Einfluss haben sowie auf anspruchsvolle Beseitigung dieser Mängel.
- Bestellungen nimmt Verlag Inžinierske stavby, spol. s r. o., Stromová 13, 830 07 Bratislava, P. O. BOX 49, Slowakei und SLOVART – G.T.G. Ltd., Krupinská 4, P. O. BOX 152, 852 99 Bratislava, Slowakei. Für Interessenten stehen Probehefte kostenlos zur Verfügung.

Medzinárodné sympóziu FIP v Londýne 1996

Prihovor prezidenta Slovenského komitétu FIP

International FIP Symposium, London 1996
Address of the President of the Slovak FIP Committee



Priaznivá odozva a záujem o monotematické číslo nášho časopisu INŽINIERSKE STAVBY na kongrese FIP vo Washingtone v r. 1994 povzbudil vydavateľov časopisu a inicioval opätovné vydanie časopisu s dominujúcou tematikou – predpätým betónom.

Toto číslo časopisu vychádza pri príležitosti konania sympózia FIP v Londýne v septembri tohto roka. Ak porovnáme autorov príspevkov v obidvoch monotematických číslach, zistíme, že ide o pomerne úzky okruh inžinierov. Už dávnejšie som sa presvedčil, že iba niekoľko desiatok odborníkov na Slovensku sa zaoberá problematikou predpätého betónu, ale práve oni podstatným spôsobom ovplyvňujú veľkú oblasť stavebníctva. Od nich závisí vývoj predpätého betónu u nás a jeho uplatnenie.

V tejto súvislosti je vhodné pripomenúť, že máme bohatú tradíciu najmä v mostnom staviteľstve a je na čom budovať. Doteraz sme vždy udržiavali krok s vývojom v predpätom betóne – dôkazom sú tieto milníky v našom vývoji:

- prvý prefabrikovaný most z predpätého betónu v Sučanoch v rokoch 1955 a 1956,
- prvé mosty vyhotovené technológiou letnej betonáže v Novom Meste n/V. a Hlohovci v rokoch 1961 až 1963,
- prvý most z priečne delených prvkov s dobetónovanou škárou cez rieku Ondavu v Sírniku v rokoch 1961 až 1963,
- prvé nadjazdy nad diaľnicou z priečne delených prvkov s kontaktnou lepenou škárou v rokoch 1970 až 1974,
- prvé použitie voľne vedených káblov na moste Lafranconi s rozpätím najdlhšieho poľa 171 m a celkovou dĺžkou 1 038 m v rokoch 1986 až 1989.

Všetky tieto stavby sú svedectvom, že povojnová generácia inžinierov mala invenciu, usilovnosť aj ctivitosť a dosiahla výsledky, na ktoré môže byť hrdá. Patrí im za to poďakovanie a úcta. Rovnako však treba

The positive response and the interest raised by the monothematic issue of our journal INŽINIERSKE STAVBY at the 1994 FIP Congress in Washington encouraged the publishers of the journal to publish again an issue of the journal devoted predominantly to the subject of prestressed concrete.

The present issue of the journal is published on the occasion of the FIP Symposium held in London in September 1996. The comparison of the lists of authors of contributions in both monothematic issues indicates that they include a relatively limited group of engineers. I have concluded already some time ago that there are not more than a few dozens of specialists who deal with the topic of prestressed concrete in Slovakia; these people, however, exert substantial influence on this broad area of civil engineering. They set the trend of development in the area of prestressed concrete in our country and its application.

In this connection we should mention our extensive traditions, especially concerning bridge construction. We have always kept pace with the development in the prestressed concrete area – as demonstrated by the following milestones:

- the first bridge built from prefabricated prestressed concrete in Sučany in 1955–1956,
- the first bridges built with free cantilevering method in Nové Mesto n/V. and Hlohovec in 1961–1963,
- the first bridge built from precast segments with cast-in-situ joints across Ondava River in Sírnik in 1961–1963,
- the first motorway overpasses built from precast segments with glued joints in 1970–1974,
- the first use of external (unbonded) tendons on the Lafranconi bridge with 171 m span of the longest field and total length of 1308 m in 1986–1989.

All these structures demonstrate inventiveness, dedication and ambition of the postwar generation of engineers who attained results of which they can be proud. They deserve our gratitude and respect. We must, however, also admit that the period in which the „watchdog function“ of strict supervision over projects and, in particular, construction supervision affected the results of our work. We are rightly reproached insufficient attention to details of the design, inadequate and technically unjustified use of prefabricated elements, use of low-grade materials and many other insufficiencies.

IS

pravdivo konštatovať, že doba, v ktorej bola potlačená „strážna funkcia“ dôslednej kontroly projektov a predovšetkým kontroly pri realizácii stavieb, poznamenala výsledok našich prác. Oprávnené nám vyčítajú podceňovanie dôsledného riešenia detailov, často násilnú, technicky neodôvodnenú prefabrikáciu, použitie nekvalitných materiálov a mnohé ďalšie nedostatky.

Ambiciózny program dobudovania diaľničnej siete Slovenskej republiky je v súčasnosti horúcou témou nielen odborných stavebno-dodávateľských, ale i ekonomických a bankových finančných kruhov na vládnej úrovni.

Mimoriadnu pozornosť venujú týmto vládnym zámerom tak domáci, ako aj zahraniční odborníci, investori a dodávatelia.

Morfológia územia Slovenskej republiky s pásmovými karpatskými pohoriami často núti viesť trasu diaľnice stiesnenými údoliami. Pre zachovanie návrhových parametrov diaľnic je nutné navrhovať technicky náročné mosty a viadukty. Napríklad už pri obchvate mesta Trenčín diaľnicou D61 sú na dĺžke 15 km mosty s celkovou dĺžkou asi 1,6 km, ktoré sú vo výstavbe a niektoré z nich sú opísané v tomto čísle časopisu.

Najnáročnejšie úseky diaľnice nás ešte len čakajú – predpokladá sa aj výstavba 15 tunelov dĺžky od 300 do 6 030 m s celkovou dĺžkou 31,924 km.

Je zrejmé, že súčasná doba nám praje – rozmach výstavby diaľničnej siete poskytuje nemalo príležitostí na prezentáciu schopností inžinierov-projektantov aj realizátorov týchto projektov. Dovoľte mi vysloviť želanie, aby nastupujúca generácia inžinierov využila otvorené okná do sveta a tvorivo, bez epigonstva obohatila našu krajinu o užitočné, trvácne a krásne, ekologicky prijateľné inžinierske diela, ktoré budú harmonicky zapadať do našej prírody. Nech príspevky uverejnené v tomto čísle sú dokladom takéhoto nášho snaženia.

Ing. Gabriel Tevec
prezident slov. komitétu FIP

Ambitious programme of completion of the motorway network in the Slovak Republic is a hotly debated topic today not only by contractors but also in economic and banking financial spheres at governmental level.

The intentions of the government in this area raise considerable attention of domestic as well as foreign experts, investors and contractors.

The morphology of the terrain in the Slovak Republic is characterized by Mountains the Carpathians makes it often necessary to build motorways in constricted valleys. In order to observe the designed motorway parameters, technically demanding bridges and viaducts need to be designed. For example, the D61 motorway by-pass of the town of Trenčín of 15 km includes bridges with total length of approx. 1.6 km; some of these bridges under construction are described in this issue of the journal.

The most difficult sections of the motorway system are yet to be built – including the envisaged construction of 15 tunnels ranging in length from 300 m to 6030 m with total length of 31.924 km.

The current situation is clearly favourable to our profession – the boom of motorway construction offers plentiful opportunities for the demonstration of skills of design engineers and builders. Let me express my wish that the upcoming generation of engineers use the open windows to the world and enrich our country, in a creative and original manner, with useful, lasting, beautiful and environmentally friendly engineering works that will harmoniously blend with nature. May the contributions published in the present issue document those efforts.

Ing. Gabriel Tevec
President of the Slovak FIP Committee

Meranie sily v predpínacej výstuži elastomagnetickou metódou

Elastomagnetic method of force measurement in prestressing steel

Andrej JAROŠEVIČ – Peter FABO – Milan CHANDOGA – David William BEGG

Merací systém DYNAMAG bol vyvinutý na bezkontaktné, spoľahlivé a presné určenie sily alebo napätia v oceli. Umožňuje meranie rozdelenia sily v predpínacej výstuži betónových konštrukcií počas výstavby a prevádzky. Meracím prvkom systému je priamo predpínacia výstuž. Systém meria magnetické vlastnosti oceľových prvkov, ktoré sa menia s mechanickým napätím a teplotou. Tento systém sa už vyše 10 rokov využíva na monitorovanie napätia vo výstuži betónových mostov, predpätých obálok jadrových reaktorov, horninových kotiev a iných betónových a oceľových konštrukcií. V príspevku je uvedený fyzikálny princíp a základné charakteristiky systému spolu s niekoľkými príkladmi praktických aplikácií.

Teoretické základy

Fyzikálny princíp

Systém DYNAMAG [1], [2] je založený na elastomagnetickom jave, t. j. zmene tvaru hysterézy slučky feromagnetika pri mechanickom napätí – v ťahu, tlaku, krútení a v ohybe. Tento jav, keď sa magnetické vlastnosti ocele menia pod vplyvom mechanickej záťaže [3] až [5], je analogický elastorezistívnemu javu, ktorý využívajú odporové tenzometre. Magnetické charakteristiky, ako celková permeabilita, vratná permeabilita, diferenciálna permeabilita a remanentný magnetizmus, sú až 100-krát citlivejšie na mechanické napätie ako zmena elektrického odporu vodičov. Relatívna zmena vratnej permeability ocele je až 10^{-3} MPa $^{-1}$, zatiaľ čo relatívna zmena odporu tenzometra je asi $2 \cdot 10^{-5}$ MPa $^{-1}$. Elastomagnetická metóda umožňuje meranie zmien mechanického napätia pod 1 MPa bez problémov v priemyselných podmienkach a v širokom rozsahu teplôt aj v prípadoch, keď sú ostatné metódy nepoužiteľné.

Elastomagnetický snímač

Valcový elastomagnetický snímač má tvar dutého valca, ktorého stredom prechádza meraný prvok (tyč, drôt, pramienec). Musí byť nasunutý na meraný prvok vopred, pri výstavbe. Tento typ snímača obsahuje primárne, sekundárne a kompenzačné vinutia, umiestnené v oceľovom ochrannom kryte a zaliate izolačnou látkou.

Doc. RNDr. Andrej Jaroševič, CSc.; RNDr. Peter Fabo – UK MFF KRF Bratislava; Doc. Ing. Milan Chandoga, CSc. – KBKM SvF STU Bratislava; Dr. David William Beggs – PU FE Portsmouth.

The DYNAMAG measuring system has been developed as a means of contactless, reliable and precise determination of stress or force in steel. Thus enabling the measurement of the force distribution in the tendons in prestressed concrete structures during construction period and their service life. The system uses these steel components as direct measuring elements. The magnetic properties of the steel components changes under stress and temperature and may be measured. This system has currently been operating for more than 10 years, monitoring stress in reinforcement of bridges, prestressed concrete envelopes of reactors in nuclear power stations, rock and soil anchors, and many other concrete and steel structures. A description of the physical principle and its main characteristics is presented and several existing applications of its use in practice are described.

Theoretical background

Physical principle

DYNAMAG system [1], [2] is based on the elastomagnetic phenomenon, i. e. the modification of the magnetic hysteresis loop of ferrous material by mechanical stress – compression, tension, torsion and bending. This phenomenon where the magnetic properties of the steel change through the influence of mechanical load [3], [4], [5] is analogous to the electric resistance of conductors used in resistive strain gauges. The magnetic characteristics of total permeability, reversal permeability, differential permeability and remanence are, however, about 100 times more stress sensitive than these electrical resistance effects. The relative change of steel's magnetic reversal permeability is up to 10^{-3} MPa $^{-1}$, while the relative change of a strain gauge electric resistance is about $2 \cdot 10^{-5}$ MPa $^{-1}$. The elastomagnetic method, therefore, enables measuring of stress changes under 1 MPa without problems in noisy industrial environments and over a wide temperature range, also in cases, when the use of other methods are impossible.

Elastomagnetic gauge

Cylindrical elastomagnetic gauge – a cylindrical gauge takes the form of a hollow cylinder in the middle of which the measured element (bar, wire, strand) passes through. It must be slipped into the measured element beforehand, during the construction. This type of gauge consists of primary, secondary and compensating windings,

Časová zmena magnetického toku v meranom prvku, spôsobená prúdom striedavého prúdu s jednosmernou zložkou cez primárne vinutie, indukuje napätie v sekundárnom vinutí. Vplyv radiálneho pohybu meraného prvku v dutine snímača, ktorý nastáva hlavne pri meraní káblov, je kompenzovaný napätím indukovaným v kompenzačnom vinutí. Valcový elastomagnetický snímač nie je v mechanickom kontakte s meraným prvkom, preto ho nemožno preťažiť; je odolný proti vode a mechanickému poškodeniu, jeho charakteristiky sa nemenia s časom a jeho životnosť je prakticky neobmedzená (viac ako 50 rokov). Tieto snímače umožňujú merať napätie v pramencoch a kábloch chránených tenkostennou oceľovou alebo PE rúrou bez jej narušenia. Snímač je pripojený ku meraciemu systému káblom dĺžky až 500 m. Parametre niektorých doteraz použitých typov elastomagnetických snímačov na meranie sily alebo mechanického napätia v oceľových tyčiach, drôtoch a kábloch s prierezom do 10 000 mm 2 sú v tab. 1.

Snímač navinutý na prvok in-situ umožňuje meranie sily vo voľných kábloch na mostoch, stožiaroch a pod. bez potreby inštalovať snímač v priebehu výstavby. Jeho absolútna presnosť je asi trikrát nižšia ako presnosť valcového snímača (ak nepoznáme magnetický stav nezaťaženého prvku).

Diferenciálny snímač – bol vyvinutý na dlhodobé presné merania. Obsahuje meraný a kompenzačný oceľový prvok, obidva v rovnakom magnetickom poli a pri rovnakej teplote. Presnosť a citlivosť tohto snímača sa podstatne zvýši, neistota merania je menšia ako $\pm 0,1$ MPa a vplyv teploty je podstatne redukovaný (teplotná citlivosť snímača je pod $0,02$ MPa $^{\circ}\text{C}^{-1}$). Hlavnou nevýhodou sú väčšie rozmery, väčší príkon a nutnosť použiť vzorku meraného prvku (napr. tyče alebo pramene).

Príložný snímač – tento nedávno vyvinutý príložný snímač má vinutia umiestnené na oceľovom prstenci. Umožňuje meranie sily a napätia v tyčiach, drôtoch a pramencoch do ϕ 15,5 mm. Príložný snímač sa jednoducho priloží ku meranému prvku; v prípade zabudovanej

sists of primary, secondary and compensating windings, mounted in a protective steel shield and sealed with an insulating material. The time dependence of magnetic flux through the measured element, produced by DC and AC current in the primary winding, induce a voltage in the secondary winding. The influence of the measured element radial displacement which is essential to reduce error when measurements are made using cables, is allowed for by the voltage induced in a compensating winding. This cylindrical elastomagnetic gauge has no mechanical contact with the measured element so therefore can not be overloaded, is resistant to water and mechanical injury, its characteristics do not change with time and its lifetime is serviceably unlimited (i. e. more than 50 years). These elastomagnetic gauges enable stress measurements in strands and cables protected by steel or PE tube without the need to remove this. The gauge is connected to the measuring system through a cable whose length can be up to 500 m. The parameters of a selection of cylindrical gauges for measuring force or stress in steel rods, wires and cables with cross section up to 10 000 mm 2 used to date are shown in Tab. 1.

Gauge wound on the tendon in-situ – this type of gauge enables force measurements in external tendons of bridges, masts etc. without the necessity to install the gauge during the construction period. Its absolute accuracy is, however, limited to about one third of that of gauges mounted during construction (the zero stress of the measured element is assumed to be unknown).

Differential gauges – to give higher sensitivity and long term stability a differential gauge has been developed. This contains a measured as well as a compensating steel element, both in the same magnetic field and at the same temperature. The accuracy and sensitivity are thereby increased to better than $\pm 0,1$ MPa and the temperature influence is essentially reduced (temperature error is less than $0,02$ MPa $^{\circ}\text{C}^{-1}$). The main disadvantages are greater dimensions, weigh, power con-

Tabuľka 1. Niektoré typy elastomagnetických snímačov

Table 1. Selected types of elastomagnetic cylindrical gauges

Type	Typical application	Aprox. dimensions diam. x lgt. (mm)	Inner diameter (mm)	Aprox. mass (kg)	Aprox. power (W)
H8M	wires, strands up to ϕ 7.8 mm	ϕ 30 x 75	8.5	0.25	5
H16M	strands up to ϕ 15.5 mm	ϕ 38 x 75	16.5	0.35	20
H21M	MONOSTRAND ϕ 0.6"	ϕ 38 x 90 or ϕ 55 x 130	21.5	0.45 1	25
2H16L	strand ϕ 15.5 mm differential, precise	ϕ 90 x 180	2 x 16.5	3	40
H79HC	cables up to 9 strands ϕ 15.5 mm	ϕ 160 x 180	79	8	80
H89HC	cables up to 13 strands ϕ 15.5 mm	ϕ 170 x 250	89	10	100
H125HC	cables up to 19 strands ϕ 15.5 mm	ϕ 200 x 250	125	15	200
H225HC	cables up to 70 strands ϕ 15.5 mm	ϕ 335 x 500	225	100	500

výstuže treba odstrániť kryciu vrstvu betónu na ploche asi 200 x 50 mm. Nepresnosť merania po kalibrácii na vzorke meraného prvku je asi ± 50 MPa. Hlavným zdrojom chyby je vzduchová medzera medzi jarmom snímača a meraným prvkom. V mnohých prípadoch, napr. pri rekonštrukcii, tento typ snímača môže byť jediným typom, ktorý je schopný odmerať existujúce napätie.

Meracie metódy, presnosť a spoľahlivosť

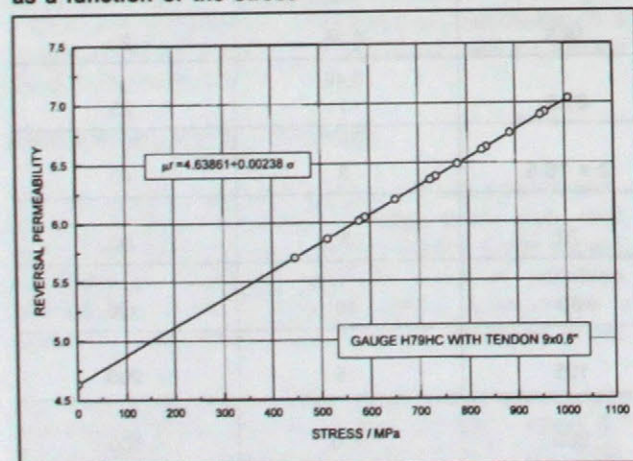
Najjednoduchší merací systém využíva na stanovenie mechanického napätia iba jednu z magnetických charakteristík ocele, a to celkovú permeabilitu alebo vratnú permeabilitu. Dokonalejšie meracie systémy využívajú celú sieť hysterézných slučiek ako v časovej, tak aj kmitočtovej oblasti. V poslednom čase sa používa spektrálna analýza napätia indukovaného v snímačnej cievke, pomocou ktorej možno získať cennú informáciu o reziduálnom napätí. Vývoj v tejto oblasti prebieha ďalej. Hlavné charakteristiky najjednoduchších meracích metód:

- Meranie celkovej permeability (zväčša sa používa na meranie drôtov a pramencov):
 - nižší stredný príkon, menšie rozmery a hmotnosť snímača,
 - nižšia citlivosť – elastomagnetická citlivosť je asi $(\Delta\mu/\Delta\sigma)/\mu(-) = -10^{-4} \text{ MPa}^{-1}$,
 - nelineárna kalibračná krivka,
 - teplotná citlivosť asi $(\Delta\mu/\Delta T)/\mu(0) = 5.10^{-4} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$,
 - rozlišovacia schopnosť lepšia ako ± 2 MPa,
 - teplotná chyba (vplyv teploty na presnosť) $\Delta\sigma/\Delta T = -5 \text{ MPa} \cdot ^{\circ}\text{C}^{-1}$.

- Meranie vratnej permeability (väčšinou sa používa na meranie káblov):
 - 3-krát vyšší stredný príkon,
 - vyššia citlivosť – elastomagnetická citlivosť je cca $(\Delta\mu/\Delta\sigma)/\mu(-) = 5.10^{-4} \text{ MPa}^{-1}$,
 - lineárna kalibračná krivka (až po medzu pevnosti) obr. 1,
 - teplotná citlivosť asi $(\Delta\mu/\Delta T)/\mu(0) = 5.10^{-3} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$,
 - rozlišovacia schopnosť lepšia ako ± 1 MPa,
 - teplotná chyba (vplyv teploty na presnosť) $\Delta\sigma/\Delta T = -10 \text{ MPa} \cdot ^{\circ}\text{C}^{-1}$.

Obr. 1. Vratná permeabilita kábla 9xLp 15,5 mm ako funkcia mechanického napätia

Fig. 1. Reversal permeability of the tendon 9xLp 15.5 mm 0.6" as a function of the stress



sumption and the necessity to use a specimen of calibrated steel element (e. g. strand or rod).

U – Shaped gauges – a U-shaped gauge, with windings on the U-shaped steel core, has recently been developed. This enables the measurement of force and stress in rods, wires and strands up to ϕ 15.5 mm. The U-shaped gauge can be attached to the element to be measured; in the case of reinforcement it is necessary to remove a concrete cover over about 200 x 50 mm. Accuracy after calibration on this steel specimen is about ± 50 MPa. The main source of the error being the air gap between the core and measured element. In many cases, for example reconstruction, this may be the only type of gauge is able to measure the existing stress.

Measuring methods, accuracy and reliability

The simplest measuring systems for a stress estimation measurements is made of only one of steel's magnetic characteristics; total permeability or permeability reversal. In more sophisticated systems a whole net of hysteresis curves is measured in both time and frequency domain. Most recently spectral analysis of the voltage induced in the secondary winding has been used to give valuable information about the in-situ stress and further developments of this are ongoing. The main characteristics of the simplest measurement methods are listed below.

- Total permeability measurement (mostly used for measuring wires and strands):
 - lower average power consumption and smaller gauge dimensions and weight,
 - lower sensitivity-approx. elastomagnetic sensitivity $(\Delta\mu/\Delta\sigma)/\mu(-) = -10^{-4} \text{ MPa}^{-1}$,
 - nonlinear calibration curve,
 - approx. temperature sensitivity $(\Delta\mu/\Delta T)/\mu(0) = 5.10^{-4} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$,
 - resolution better than ± 2 MPa,
 - temperature error (influence of temperature on accuracy) $\Delta\sigma/\Delta T = -5 \text{ MPa} \cdot ^{\circ}\text{C}^{-1}$.
- Permeability reversal measurement (mostly used for stress measurement in cables):
 - 3 times higher average power consumption,
 - higher sensitivity-approx. elastomagnetic sensitivity $(\Delta\mu/\Delta\sigma)/\mu(-) = 5.10^{-4} \text{ MPa}^{-1}$,
 - calibration curve linear up to breaking stress, as shown on Fig. 1,
 - approx. temperature sensitivity $(\Delta\mu/\Delta T)/\mu(-) = 5.10^{-3} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$,
 - resolution better than ± 1 MPa,
 - temperature error (influence of temperature on accuracy) $\Delta\sigma/\Delta T = -10 \text{ MPa} \cdot ^{\circ}\text{C}^{-1}$.

Measuring system

The measuring system feeds the primary winding of the measuring gauge and processes the voltage induced in secondary and compensating windings. Values of force, stress and temperature in the measured cross-section are output directly. It is possible to connect more sophisticated measuring systems to the control computer through the serial interface RS232 to allow remote con-

Merací systém

Merací systém napája primárne vinutie snímača a spracúva napätie indukované v sekundárnych a kompenzačných vinutiach. Na výstupe systému dostaneme priamo hodnoty sily, napätia a teploty v danom reze prvku. Dokonalejšie meracie systémy umožňujú diaľkové ovládanie cez sériové rozhranie RS 232 pomocou riadiaceho počítača (takto je realizovaný systém na dlhodobé monitorovanie sily v predpínacích kábloch obálky reaktora, ktorý je v činnosti od mája 1994 v jadrovej elektrárni Temelín v Českej republike).

Presnosť a spoľahlivosť

Presnosť elastomagnetickej metódy je ovplyvnená zmenou parametrov meracieho systému s časom a teplotou, zmenou teploty meraného prvku, rozptylom jeho elastomagnetických charakteristík a ich zmenou v čase.

Zmena parametrov meracieho systému je vylúčená jeho autokalibráciou pred každým meraním. Vplyv teploty možno vylúčiť buď použitím kompenzačného, podobne ako pri odporových tenzometroch, alebo efektívnejšie diferenciálneho elastomagnetického snímača, resp. matematicky pomocou známej teplotnej závislosti elastomagnetických charakteristík a teploty meraného prvku zistenej meraním. Rozptyl elastomagnetických charakteristík, ktorý je maximálne ± 5 % pre pramence 15,5 mm pri napätí väčšom ako 800 MPa, vylúčime kalibráciou snímača na vzorke skutočne použitého prvku. Nepresnosť merania je menšia ako ± 2 % v prevádzkových podmienkach, ak použijeme kalibrovaný a kompenzačný (alebo diferenciálny) snímač.

Spoľahlivosť elastomagnetickej metódy závisí len od zmien magnetických charakteristík meraného prvku s časom. Pri diferenciálnom snímači je tento vplyv čiastočne kompenzovaný, pretože obidva prvky sú v tých istých podmienkach a elastomagnetické vlastnosti vzorky použitej ocele možno odmerať v budúcnosti na vylúčenie vplyvu zmien elastomagnetickkej citlivosti. Charakteristiky elastomagnetického snímača (geometria vinutí) sa nemenia s časom. Nevznikajú problémy s izolačným odporom (ako pri odporových tenzometroch).

Aplikácie

Príklady použitia elastomagnetickej metódy na inžinierskych stavbách v priebehu rokov 1986 až 1996:

Predpäté betónové konštrukcie – vopred a dodatočne predpäté betónové konštrukcie boli prvými aplikáciami elastomagnetickej metódy na Slovensku. Časový priebeh sily v predpínacej výstuži vopred predpätého mostného nosníka dĺžky 22 m je na obr. 2. Merania sa realizovali v priebehu výroby nosníka, po uvoľnení z formy, po mesiaci skladovania a po zabudovaní do mosta.

Zavesené mosty [1], [2]:

- most cez Labe (Poděbrady, ČR) – meranie rozdelenia sily v 6 z 18 pramencov závesov snímačmi H16M. Na dvadsiatich závesoch mosta bolo inštalovaných 120 snímačov. Merania sa realizovali v priebehu výstavby (1987 až 1988) a pri zatažovacej skúške;
- most cez rybník Jordán (Tábor, ČR), [2] – meranie celkovej sily v 26 zo 104 závesov mosta snímačmi H125. Merania sa realizovali v priebehu výstavby

trol (this has been used in the system for long-term force monitoring in the prestressed tendons of the nuclear reactor envelope, operating from May 1994 at nuclear power plant Temelin in the Czech Republic).

Accuracy and reliability

Accuracy of the elastomagnetic method is influenced by changes in the measuring system parameters with the time and temperature, a change of measured element temperature and its elastomagnetic characteristics scatter and change with the time.

The influence of this change of measuring system parameters is excluded by autocalibration before every measurement. The temperature effect may be excluded either by using a compensating, as in the case of resistive strain gauges, or more effectively using a differential elastomagnetic gauge. Alternatively, mathematically, using the known temperature dependence of elastomagnetic characteristics and measured element temperature. The scatter of elastomagnetic characteristics, which is a maximum of ± 5 % for 0.6" dia. strand at stress greater than 800 MPa is obviated by gauge calibration with a sample of the real element used. Uncertainty is lower than ± 2 % in an industrial environment using the calibrated and compensating (or differential) gauges.

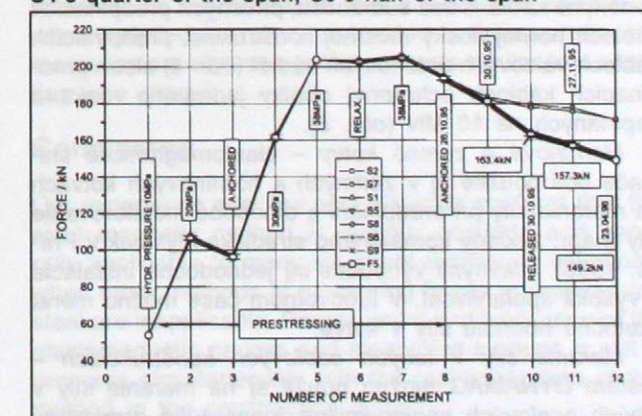
Reliability of the elastomagnetic method depends only on changes of the measured steel magnetic characteristics with time. In case of a differential gauge this effect is partially compensated as both the measured and the compensating elements are under same conditions and elastomagnetic characteristics of the used steel specimen can be measured after a long time, to exclude the change of the elastomagnetic sensitivity. The elastomagnetic gauge characteristics (geometry of windings) are stable in time. No problems, such as poor insulation resistance (as in strain gauges) have been observed.

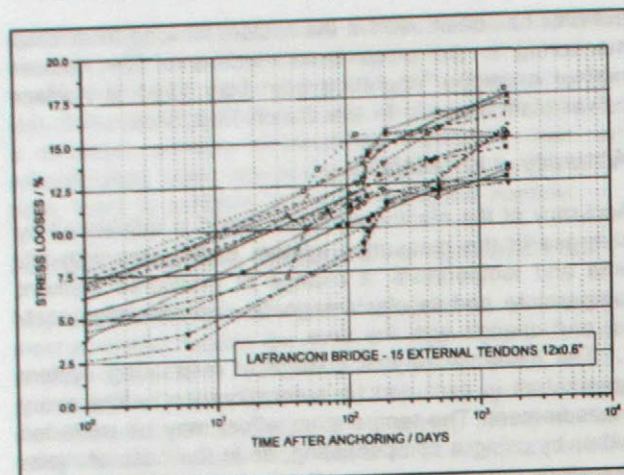
Applications

Selected examples of using the elastomagnetic method in civil engineering during years 1986–1995:

Obr. 2. Časový priebeh sily v predpínacej výstuži mostného nosníka dĺžky 22 m – S1–1,5 m od konca, S4–5 v štvrtine rozpätia, S6–9 v polovici rozpätia

Fig. 2. Time history of the force in the prestressing reinforcement of 22 m long bridge girder – S1–2 1.5 m from the end, S4–5 quarter of the span, S6–9 half of the span





Obr. 3. Most Lafranconi – časový priebeh strát predpätia v 15 voľných kábdoch 12x MONOSTRAND 15,5 mm

Fig. 3. Lafranconi bridge – time history of stress losses in 15 external tendons 12x MONOSTRAND 15.5 mm

(1989), zafažovacej skúšky (1991) a dlhodobé merania až doteraz.

Betónové mosty [2], [6] – most cez Dunaj v Bratislave (most Lafranconi) – monitorovanie napätia v zainjektovaných kábdoch (12 pramencov ϕ 15,5 mm) snímačmi H89 (celkové napätie) a H16M (rozdelenie napätia medzi pramence), meranie sily vo voľných kábdoch (12 pramencov MONOSTRAND 15,5 mm) snímačmi H125HC. Merania sa realizovali počas výstavby mosta (1989), zafažovacej skúšky a dlhodobé merania (obr. 3). Na moste bolo osadených počas výstavby 104 snímačov H89, 35 snímačov H125 a viac ako 300 snímačov H16M.

Voľné a zainjektované káble napínané lano po lane [2] – v mnohých prípadoch napínanie káblov zložených zo 6 až 18 pramencov ϕ 15,5 mm jednolánovou pištoľou predstavuje jediné prijateľné technické riešenie. Merania, realizované na štyroch mostoch počas výstavby a dvoch mostoch pri rekonštrukcii počas rokov 1990 až 1995 na Slovensku, potvrdili spoľahlivosť tejto technológie predpínania (straty napätia v dôsledku skupinového javu sú prijateľné).

Káble bez súdržnosti – elastomagnetická metóda je pravdepodobne jedinou metódou, ktorá umožňuje meranie rozdelenia sily pozdĺž lana typu MONOSTRAND (pramencie povlečené PE rúrkou) bez narušenia PE obalu. Na meranie sily v lanách MONOSTRAND 15,5 mm sú vhodné snímače H21. Merania sily v lanách tohto typu sa realizovali na stropných doskách, predpätých parabolicky vedenými kábdoch bez súdržnosti, priečnych predpínacích kábdoch valcových betónových nádrží (obr. 4) alebo predpínacích kábdoch ochrannej obálky jadrového reaktora napínaných na 10 MN (obr. 5).

Horninové a zemné kotvy – elastomagnetické snímače boli použité aj v zemných a horninových kotvách na meranie sily pri predpínaní a dlhodobé monitorovanie sily (napr. základy komerčného strediska Myslbek v Prahe, 1995). Hlavnými výhodami sú jednoduchá inštalácia a vysoká spoľahlivosť. V ľubovoľnom čase možno merať skutočnú hodnotu sily v kotve.

Meranie sily v tuhých oceľových konštrukciách – systém DYNAMAG možno použiť aj na meranie sily v tuhých oceľových konštrukciách (napr. tuhé armobloky

Prestressed concrete constructions (pre-tensioned and post-tensioned) were the first applications of the elastomagnetic method in Slovakia. Time history of force in prestressed reinforcement (three cross-sections of the 22 m long bridge girder) is shown in Fig. 2. Measurements were made during prestressing, after releasing from the form, after one month of storage and on the constructed bridge.

Cable stayed bridges [1], [2]:

– over the Elbe (Czech Republic) [1] – force distribution between 6 of the 18 strands of the stay cable were measured by gauges H16M. 120 gauges H16M were installed on the 20 stay cables. Measurements were taken during the construction of the bridge (1987–1988) and during the loading test,

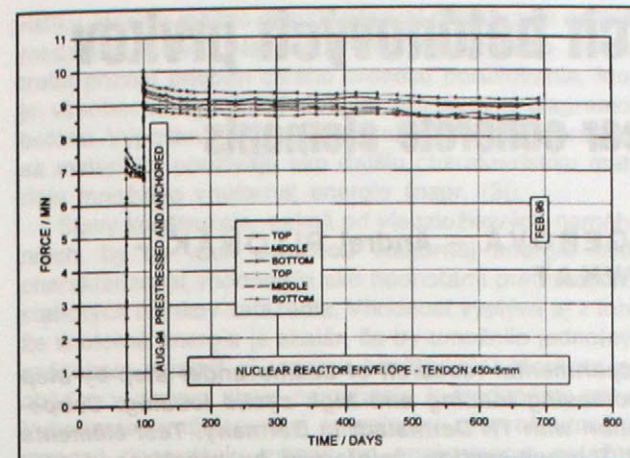
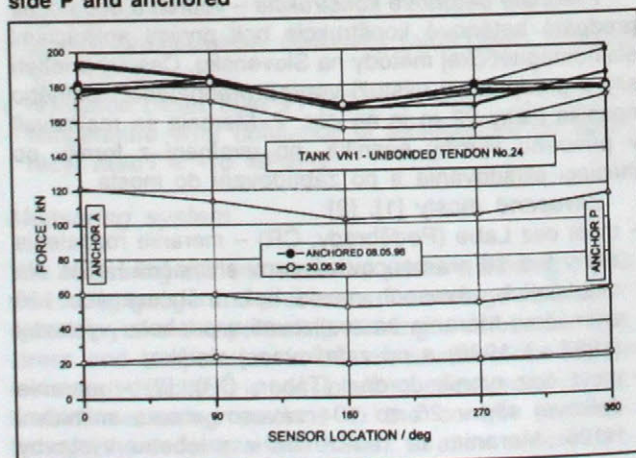
– over the Jordan Pond in Tábor (Czech Republic) [2] – total force in the 26 of 104 stay cables was measured by gauges H125. Measurements during bridge construction (1989), loading test (1991) and long time measurements up to the present date have been made.

Concrete bridges [2], [6] over the Danube in Bratislava (Lafranconi Bridge) – Stress monitoring in grouted tendons (12 strands ϕ 15.5 mm) by gauges H89 (total stress) and H16M (stress distribution between strands), force measuring in the external tendons (12 MONOSTRANDs ϕ 15.5 mm) by gauges H125HC. Measuring during the bridge construction (1989), loading test and long term measurements (Fig. 3) were made. 104 gauges H89, 35 gauges H125 and more than 300 gauges H16M were installed during the construction of the bridge.

External and grouted tendons prestressed strand by strand [2] – in many cases prestressing tendons containing from 6 to 18 strands ϕ 15.5 mm tensioned by mono-jack represent the only acceptable technical solution. Measurements on four new bridges and two bridges under reconstruction in Slovakia during period 1990–1995 confirmed the reliability of that prestressing technology (stress losses caused by group effect being acceptable).

Obr. 4. Rozdelenie sily v kruhovom kábli ϕ 15,5 mm bez súdržnosti – predpínacie stupne 60, 120, 180 a 195 kN zo strany A, po zakotvení na strane A predpnuté na 195 kN zo strany P a zakotvené

Fig. 4. Force distribution along cylindrical unbonded tendon 15.5 mm dia. Prestressing force 60, 120, 180 and 195 kN from side A, after anchoring on side A prestressed to 195 kN from side P and anchored



Obr. 5. Časový priebeh sily v šiestich rezoch predpínacieho kábla dĺžky 200 m ochrannej obálky jadrového reaktora

Fig. 5. Time history of force in six cross-sections of 200 m long nuclear reactor envelope tendon

pre ochrannú obálku reaktora spájané buď zvarnými alebo lisovanými objímkami), kde nemožno použiť odporové tenzometre kvôli vnútornému napätiu bez axiálnej deformácie. Elastomagnetické snímače, ktoré sú citlivé len na napätie, predstavujú v tomto prípade jediné riešenie.

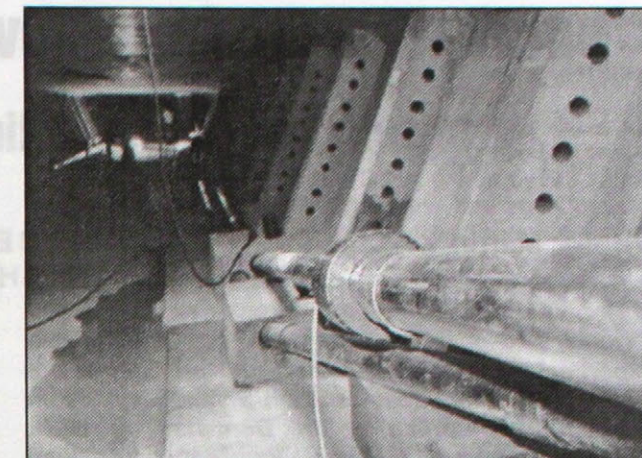
Meranie malých zmien napätia – vysoká citlivosť diferenciálnych snímačov umožňuje napr. merať relaxáciu drôtov a pramencov, resp. ak je snímač nainštalovaný na zabudovanej výstuži, merať napätie v betóne, podobne ako strunové tenzometre.

Záver

Naša vyše desaťročná skúsenosť potvrdzuje, že elastomagnetická metóda je spoľahlivá, presná a všeobecne použiteľná na monitorovanie v situáciách, kde sú ostatné metódy na meranie sily v predpínacej výstuži nepoužiteľné. Vývoj a zdokonaľovanie elastomagnetických snímačov a meracích systémov prebieha neustále spolu s reálnymi aplikáciami tejto metódy v stavebnej praxi.

LITERATÚRA

- [1] Jaroševič, A.–Fabo, P.–Kyška, R.–Hatala, M.: Vorspannungsmessungen an Baukonstruktionen, Braunschweiger Bauseminar, Nov. 1992, Heft 97, pp. 71–82.
- [2] Jaroševič, A.–Chandoga, M.: Force Measuring of Prestressing Steel, Slovak Report on Prestressed Concrete. Inžinierske stavby, 42, 1994, č. 2–3, s. 56–63.
- [3] Kvasnica, B.–Fabo, P.: Highly Precise Noncontact Instrumentation for Magnetic Measurement of Mechanical Stress in Low-carbon Steel Wires. Measurement Science and Technology.
- [4] Jiles, D. C.–Atherton, D. L.: Journal of Magn., Magn. Mater., 61, 48 (1986).
- [5] Falkner, H.–Laube, M.–Wichmann, H.: Stress Measurement by Means of the Magnetoelastic Method. In: International Symposium Non-Destructive Testing in Civil Engineering. Berlin 1995. s. 1 331–1 337.
- [6] Chandoga, M.–Jaroševič, A.: Long and Short Time Stress Behavior of Very Long Grouted and External Tendons Designed for Lafranconi Bridge. In: International Conference Bridges on the Danube, Vienna–Bratislava–Budapest, 1995, s. I/349–I/354.



Obr. 6. Elastomagnetický snímač

Fig. 6. Cylindrical elastomagnetic gauge

Unbonded tendons – the elastomagnetic method is probably the only method that enables the measurement of force distribution along MONOSTRAND (strand coated with PE tube) tendon without destroying the PE cover. For force measurements in the ϕ 15.5 mm MONOSTRANDs H21 gauges are suitable. Such measurements have been made on deck, prestressed by unbonded parabolic tendons, unbonded prestressing of the bridge upper deck, unbonded tendon of the cylindrical concrete water tank (Fig. 4) or unbonded tendons in the envelope of the nuclear reactor, prestressed to 10 MN (Fig. 5).

Rock and soil anchors – elastomagnetic gauges have also been used in soil and rock anchors for force measurements during prestressing and long term force monitoring (e. g. foundation of the Commerce Center in Prague, Czech Republic in 1995). Ease of installation and high reliability are the main advantages. It is possible to measure real force in the anchor at any time.

Force measurement in rigid steel structures – the Dynamag system can be used for the force measurements in the rigid steel construction (e. g. rigid armoblocks for nuclear power plant reactor envelope, connected together by welded or pressed connection), where strain gauges are inapplicable as inner stress without axial deformation may occur. Since electromagnetic gauges are sensitive only to stress but not to strain, they represent the only choice for this situation.

Small stress changes measuring – the high sensitivity of the differential gauge, for example, enables the measurement of the relaxation in the wires and strands or when installed on rebar, embedded in the concrete, the measurement of stress in the concrete similar to a vibrating wire gauge.

Conclusion

Our experience over the past 10 years confirms that the elastomagnetic method is reliable, accurate and generally applicable to many structural monitoring situations, when other methods of measuring forces in prestressing steel are inapplicable. Development and innovation of the elastomagnetic gauges and measuring systems is still in progress simultaneously with the real application of this method in the construction industry.

Vnútná energia prútových betónových prvkov

Internal energy of the linear concrete elements

Martin KRIŽMA – Terézia NÜRNBERGEROVÁ – Andrej PITOŇÁK – Sabah SHAWKAT

Experimentálny výskum nosníkov pri stupňovite rastúcom krátkodobom zaťažení a mnohocyklovom zaťažení. Spolupráca s TH Darmstadt v SRN. Skúšobné prvky T prierezu vystužené predpätými betónovými tyčami, resp. predpätými lanami kotvenými súdržnosťou. Príspevok dopĺňa výsledky prác [1], [2], [7]. Odkúšané nosníky sú vyhodnotené z hľadiska spotrebovanej vnútornej energie. Uvádza sa aj metodika stanovenia súčiniteľov, ktoré umožňujú približne vyjadriť degradáciu ohybovej a šmykovej tuhosti odkúšaných nosníkov.

Vnútná energia prútových betónových prvkov

Jedným zo spôsobov využitia vysokokvalitných betónov v praxi je i netradičný spôsob vystužovania doteraz navrhovaných prvkov. Problematika zahŕňa aj využitie predpätých tyčí z vysokokvalitného betónu (high performance concrete bars) – HCB. Ich využitie je pomerne široké, možno ich použiť ako výstuž do nosníkov, dosiek, stien i pri netradičných konštrukciách. Prierezy výstužných tyčí možno navrhovať individuálne, ich rozmery sa pohybujú v hraniciach niekoľkých desiatok milimetrov. Náhrada klasického vystužovania je efektívna hlavne tam, kde rozhoduje podmienka spoľahlivosti vzhľadom na medzný stav (MS) použiteľnosti. Oblasťami využitia môžu byť hrubé základové dosky, konštrukcie mostov alebo konštrukcie so zvýšenými požiadavkami proti presakovaniu kvapalín. Dĺžky výstužných tyčí závisia od výrobných a dopravných podmienok. Pri zabezpečení zvýšenej kvality výroby napriek veľkej štihlosti možno vylúčiť účinky vzperu.

Od roku 1994 ÚSTARCH SAV spolupracuje v oblasti experimentálneho výskumu prútových prvkov vystužených tyčami HCB s kolektívom pracovníkov pri Institut für Massivbau Technische Hochschule Darmstadt v SRN.

Príspevok sa zaoberá nosníkmi T prierezu, ktoré sú vystužené tyčami HCB. Zameraný je na vyhodnotenie odkúšaných nosníkov podľa spotrebovanej vnútornej energie a zároveň pri niektorých nosníkoch stanovuje súčinitele umožňujúce určenie degradácie ohybovej a šmykovej tuhosti vplyvom rastu zaťažovacej sily.

Betónové konštrukcie sa spravidla navrhujú na základe pevnostných kritérií, ktoré sa aplikujú na materiály aj na konštrukčné prvky. Navrhovanie a posudzovanie konštrukcií podľa MS zavádza aj deformačné charakte-

Experimental research of beams under step-by step increasing loading and high cyclic loading. Cooperation with TH Darmstadt in Germany. Test elements of T cross-section, reinforced by prestressed concrete bars and bond anchored prestressed tendons, respectively. The contribution completes the results of the papers [1], [2], [7]. The consumed strain energy was evaluated from the results of these tests. A method determining coefficients enabling to approximate the degradation of the flexural and shear stiffness of the tested beams is presented.

Strain energy of linear concrete elements

One of the application way of the high strength concrete in the building practice is also the non traditional method of reinforcing elements designed at present. The above mentioned incorporates also the use of the prestressed bars manufactured from high strength concrete (high performance concrete bars) – HCB. Their application is relatively wide, the HCB bars may be used as reinforcement of beams, slabs, walls, and also they may be applied in non traditional structures. The cross sections of reinforcing bars may be designed individually, their dimensions vary in the range of several dozens of millimeters. The replacement of the traditional reinforcement is effective mostly in elements, in which the service reliability condition is decisive. The fields of the application may incorporate thick foundation slabs, bridge structures or the structures with higher requirements against seepage of liquids. The lengths of the reinforcing bars depend on the manufacture and transport conditions. Despite of the large slenderness of the bars, it is possible to eliminate the effects of buckling by assuring the higher quality of production.

Since 1994, The Institute of Construction and Architecture, has been cooperating with the Institut für Massivbau Technische Hochschule Darmstadt in Germany, in the field of the experimental research of the linear elements reinforced by the HCB bars.

The article deals with T-beams reinforced with the HCB bars. From the test results, the consumed strain energy was evaluated, as well as the coefficients enabling the determination of the degradation of the flexural and shear stiffness caused by increase of the loading force.

Concrete structures, as a rule, have been designed on the basis of strength criteria, applied both to materials and structural elements. In the design of structures in accordance with the limit states method, also the deformation characteristics have been introduced, which may characterise the occurrence of a certain limit state. For developing a computational model, the whole failure process, which is generally expressed by the complete stress-strain diagram has to be known. The developed

ristiky, ktorými možno charakterizovať dosiahnutie určitého medzného stavu. Na zostavenie výpočtového modelu treba poznať priebeh celého procesu porušovania, ktorý je všeobecne vyjadrený úplným pracovným diagramom betónu. Výpočtové modely, ktoré charakterizujú správanie sa materiálu, používajú ako ďalšiu charakteristiku materiálu množstvo vnútornej energie (napr. [3]).

Stavy konštrukcie, najmä pri viaccyklových namáhaniach, by sa však pomocou vnútornej energie mohli charakterizovať vhodnejšie ako hodnotami pretváraných či statických účinkov zaťaženia. Vhodnosť vyplýva aj z toho, že vnútna energia je skalár, čo by umožnilo jednotným spôsobom vyjadriť aj rezervu konštrukcie, ktorá sa nachádza v danom stave namáhania k medznému stavu. Vyhodnotenie disipovanej energie by zároveň umožnilo stanoviť degradáciu tuhosti pri opakovanom zaťažení. Prostredníctvom vnútornej energie možno obecnšie vyjadriť aj podmienku spoľahlivosti (napr. [4], [5]). Na všeobecné uplatnenie takéhoto prístupu však doteraz nie je dostatok údajov. Skúšky, ktorých výsledky sú predmetom príspevku, boli navrhnuté a realizované tak, aby sa stanovila vnútna aj vonkajšia energia. Spôsob merania deformácií umožňoval separovať deformácie od pootočení od deformácií od skosení [6].

Podľa vzťahov zo stavebnej mechaniky veľkosť vnútornej energie jednotkového dĺžkového elementu v priereze j od účinkov ohybového momentu M pri zaťažovacom stupni s možno vyjadriť

$$U_{ij} = \sum_{k=2}^s (M_{j,k-1} + M_{j,k}) \Delta r_j^{-1} \quad (1)$$

kde $M_{j,k}$ je moment v priereze j pri stupni zaťaženia k,
 Δr_j^{-1} – prírastok krivosti v priereze.

Analogicky vnútornú energiu jednotkového dĺžkového elementu od účinkov posúvajúcich síl V v priereze j možno vyjadriť

$$U_{vj} = \sum_{k=2}^s (V_{j,k-1} + V_{j,k}) \Delta \gamma_j \quad (2)$$

kde $V_{j,k}$ je posúvajúca sila v priereze j pri stupni zaťaženia k,
 $\Delta \gamma_j$ – prírastok od skosenia v priereze.

Celkovú vnútornú energiu $U_{tot} = U_i + U_v$ na zaťažovacom stupni s po dĺžke nosníka potom vypočítame zo vzťahu

$$U_{tot} = \Delta l \sum_{j=2}^n (U_{i,j-1} + U_{i,j}) + \Delta l \sum_{j=2}^n (U_{v,j-1} + U_{v,j}) \quad (3)$$

kde Δl je odmerná základňa po dĺžke nosníka konštantnej dĺžky,
n – počet prierezov.

Skúšobné nosníky a ich materiálové vlastnosti

Odkúšalo sa 12 nosníkov T prierezu s pracovným označením G(i) (i = 1,...,12). Nosníky série G1 až G8 sa

computational models describing the behaviour of material use as a further characteristics of material the amount of strain energy that can be absorbed by a specimen, see e. g. [3].

However, the states of a structure, too, especially under combined stress, might be characterised by means of strain energy even more efficiently than by the values of the deformations or the stresses. The soundness of such an interpretation results also from the strain energy being a scalar quantity, which would express the reserve of a structure in a given state of stress with respect to the ultimate limit state uniformly. The evaluation of the dissipated energy would also enable to determine the degradation of the stiffness under repeated load. By means of the strain energy it would be possible to express the reliability conditions in a more general way, see e. g. [4], [5]. However, the general application of this approach is hampered by the scanty data so far. The experiments, the results of which are presented in this paper, were suggested and realised with the aim of determining the strain energy, as well as the work of external load. A method of measuring the deformations was applied, making possible to separate the bending induced deformations from those induced by the shear force. More detailed description of the above method was published e. g. in [6].

In accordance with the formulae of structural mechanics, the bending related amount of the strain energy of the unit longitudinal element in the cross-section j, at the loading level s may be expressed as follows

where $M_{j,k}$ is the moment in the cross section j, at the load level k,
 Δr_j^{-1} – the increment of the curvature in the cross section.

Similarly, the shear force related energy of the unit longitudinal element, in the cross-section j may be expressed

where $V_{j,k}$ is the shear force in the cross section j, at the load level k,
 $\Delta \gamma_j$ – the increment of the shearing deformation in the cross section.

The total strain energy $U_{tot} = U_i + U_v$ at the load level s along the beam may be then calculated according to formula

Test specimens and material properties

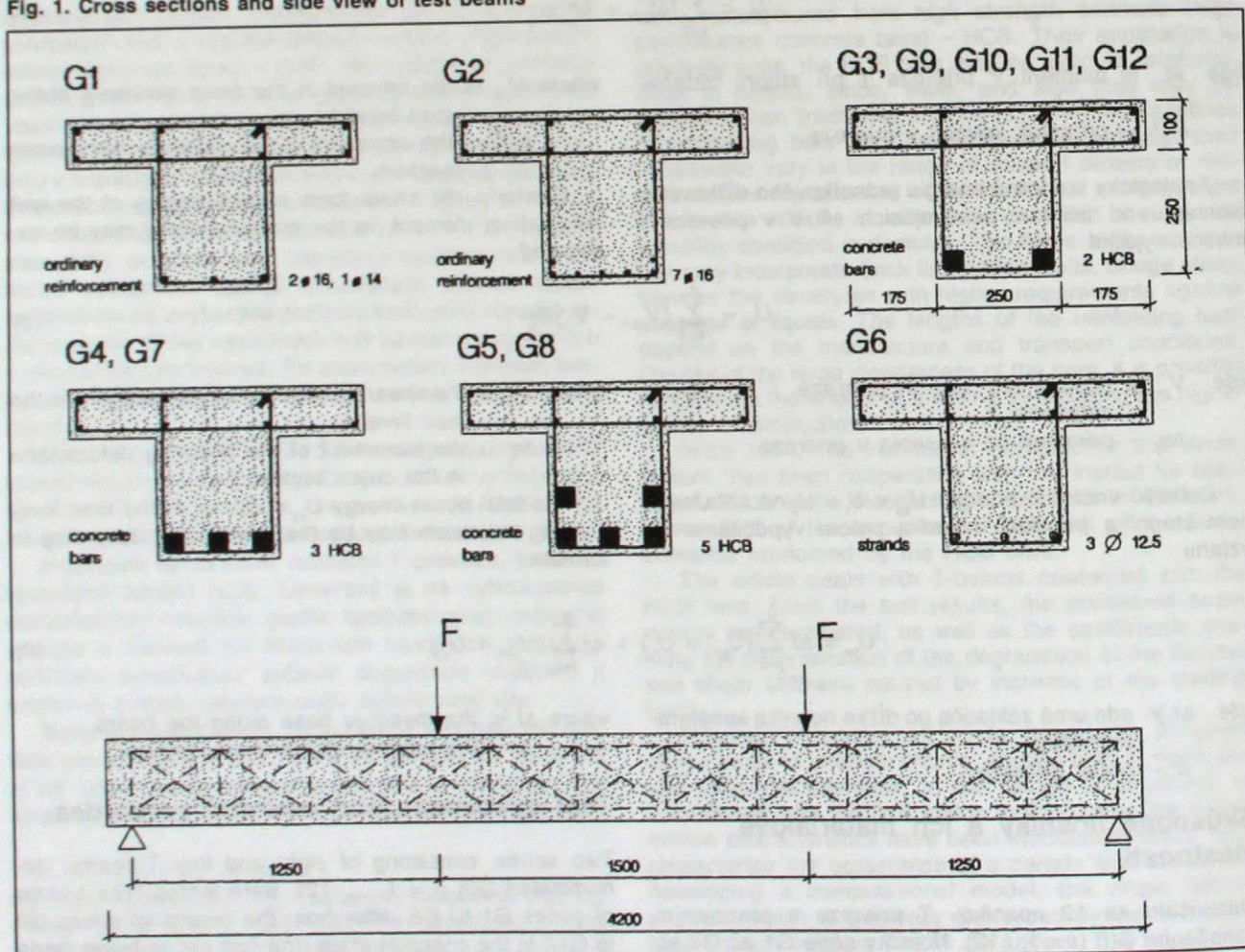
Two series, consisting of eight and four T-beams, denominated G(i) (i = 1, ..., 12), were tested. The beams of series G1 to G8 differ from the beams of series G9 to G12 in the concrete class, the first series being made

Ing. Martin Krížma, CSc.; Ing. Terézia Nürnbergerová, CSc.; Ing. Andrej Pitoňák, CSc. – ÚSTARCH SAV, Bratislava; Dr. Ing. Sabah Shawkat – KBKM SvF STU Bratislava.

líšili od série nosníkov G9 až G12 v triede betónu. Pri prvej sérii bol navrhnutý betón triedy B25, pri druhej sérii betón triedy B40. Priemerné hodnoty vlastností betónu nosníkov oboch sérií sú v tab. 1. V tabuľke je súčasne uvedený aj spôsob vystuženia nosníkov hlavnou ťahovou výstužou i spôsob zafazovania. Pričné rezy skúšobných nosníkov sú na obr. 1. Predpäté vystužovacie tyče HCB dodalo partnerské pracovisko zo SRN. Vonkajšie priečne rozmery mali štvorcový tvar s hranou 40 mm, tyče boli vyrobené z vláknobetónu s priemernými vlastnosťami: pevnosť v tlaku $R_{bg} = 550$ MPa, modul pružnosti $E_b = 40$ GPa, bolo použité oceľové vlákno profilu $\Phi_{st} = 0,2$ mm, štihostný pomer $\lambda = 30$, hmotnosť vlákien predstavovala 3 % z hmotnosti matrice. Priemerné pracovné charakteristiky predpínacích lán $\phi 12,5$ predpätých betónových tyčí HCB: medza klzu $f_{p,0,2} = 1636$ MPa, pevnosť v ťahu $f_{pt} = 1800$ MPa, prierezová plocha lana $A_p = 91,3$ mm². Povrch lana bol potlačený. Laná sa predpínali na hodnotu predpínacej sily $F_p = 94,8$ kN, pred vložením výstužných tyčí do debnenia nosníkov mala predpínacia sila hodnotu 62,5 kN, čo predstavuje straty asi 34 %. K tejto problematike sa vrátíme ďalej. Pri predpätom nosníku G6 sa použili rovnaké laná, kotvenie súdržnosťou. Nosníky s označením G1 a G2 boli vystužené klasickou betonárskou výstužou s pracovnými charakteristikami $E_s = 206,3$ GPa, $f_{sy} = 592$ MPa, $f_{st} = 686$ MPa. Šmykovú výstuž

of concrete of the class B25, the second one of the concrete class B40. The mean values of the concrete properties of the beams of both series are given in Tab. 1. In addition, in Tab. 1 also the amount of tensile reinforcement and type of loading are to be found. The cross sections of the test beams are shown in Fig. 1. The prestressed reinforcing bars HCB were provided by the partner Institute from Germany. The cross section of the bars was square shaped, with the dimension of 40 mm, bars were made of the steel fibre reinforced concrete, with the mean properties as follows – compressive strength $f_c = 550$ MPa, modulus of elasticity $E_c = 40$ GPa. Steel fibres of the diameter $\phi = 0,2$ mm, with the aspect ratio $\lambda = 30$, in the weight proportion of 3 % were applied. The mean characteristics of the prestressing tendons of the prestressed concrete bars (HCB) were – conventional yield limit $f_{p,0,2} = 1636$ MPa, tensile strength $f_{pt} = 1800$ MPa, the diameter of the tendon $\phi = 12,5$ mm, the area of the cross section $A_p = 91,3$ mm², the surface of the tendons was treated. The value of the prestressing force in tendons was $F_p = 94,8$ kN, before putting the reinforcing bars into the form, the value of the prestressing force was 62,5 kN, which represents the prestress loss about 34 %. These problems will be discussed later. For comparison, one beam of the first series, G6 was reinforced by the same tendons which were bond anchored. The beams G1 and G2 were reinforced by the classical non-prestressing reinforcement of the following proper-

Obr. 1. Priečne rezy a bokorys skúšobných nosníkov
Fig. 1. Cross sections and side view of test beams



Tabuľka 1. Spôsob zafazovania nosníkov, vystužovacie charakteristiky, priemerné hodnoty vlastností betónu

Table 1. Type of loading, amount and type of reinforcement, average values of concrete properties

Nosník Specimen	Vystuženie Reinforce- ment	Druh zafazovania Type of loading	Vek (dni) Age (days)	Kocková pevnosť Cube strength R_{bg} (MPa)	Modul pružnosti Modulus of elasticity E_b (GPa)	Hranolová pevnosť Prismatic strength R_{bn} (MPa)	Pevnosť v prstom ťahu Splitting strength R_{bt} (MPa)	$F_{max}^{1/}$ (kN)
G1	2 ϕ 16+1 ϕ 14	statické	36	35.58	33.850	33.185	1.939	80.2
G2	7 ϕ 16	statické	33	36.94	35.768	32.917	1.975	183.2
G3	2 HCB	statické	31	34.93	37.045	32.190	1.921	74.9
G4	3 HCB	statické	30	36.43	38.323	32.130	1.962	110.2
G5	5 HCB	statické	55	42.63	38.530	30.990	2.122	157.7
G6	3 ϕ LA 12.5	statické	29	36.23	37.477	32.440	1.956	109.1
G7	3 HCB	mn. únava	39	38.25	37.228	31.870	2.010	107.0
G8	5 HCB	statické	33	39.22	37.975	33.200	2.035	158.7
G9	2 HCB	statické	34	54.38	37.268	46.730	2.397	84.1
G10	2 HCB	statické	37	54.14	39.582	51.517	2.391	82.5
G11	2 HCB	statické	38	50.15	39.758	42.900	2.302	75.5
G12	2 HCB	statické	41	55.68	38.245	46.767	2.425	75.9

^{1/} Hodnota zafazovacej sily pri porušení nosníka
The value of the loading force at failure of specimen

všetkých nosníkov tvorili dvojstrižné strmene $\phi 8$ mm kvality materiálu ako klasická hlavná ťahová výstuž. Vzdialenosť strmeňov bola $s_s = 100$ mm, strmene boli umiestnené len v časti nosníkov namáhaných posúvajúcou silou.

Priebeh skúšok

Skúšobné nosníky, okrem nosníka G7, boli namáhané krátkodobým, stupňovite rastúcim zafazovaním v tuhom režime, t. j. riadené podľa priehybu. Teoretické rozpätie nosníkov $l = 4000$ mm. Nosník G7 bol namáhaný mnohocyklovým zafazovaním s charakteristikou cyklu $\rho = 0,2$ ($P_{max} = 25$ kN, navrhovaný počet cyklov $n = 10^6$), následne sa pokračovalo v stupňovite rastúcom zafazovaní ako pri ostatných nosníkoch. Pri sérii nosníkov G9 až G12 sa naviac overovala styková dĺžka výstužných tyčí HCB v strede rozpätia nosníkov, spôsob stykovania presahom premenlivej dĺžky. Nosníky G11 a G12 boli navrhované s presahom oboch výstužných tyčí dĺžky 250 mm, nosníky G9 a G10 na dĺžku 500 mm. Spôsob zafazovania nosníkov je zrejmý z obr. 2, na ktorom sú vzťahy medzi riadiacim priehybom a , v strede rozpätia a zodpovedajúcou zafazovacou silou F .

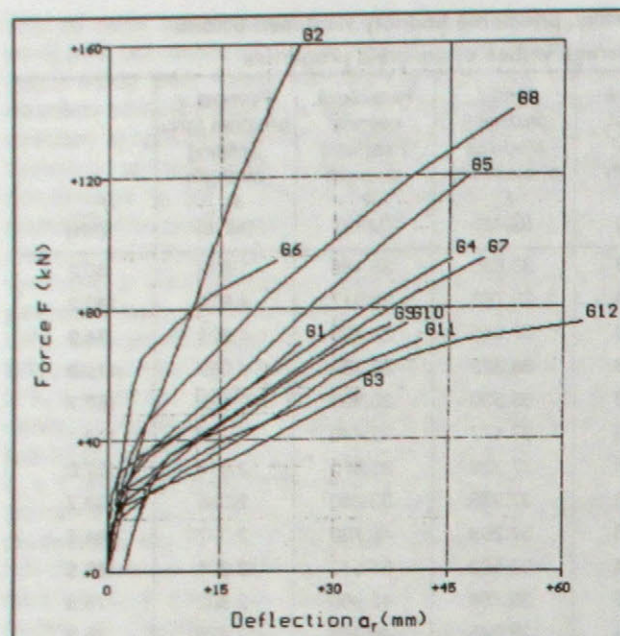
Na každej hladine zafazovania sa zaznamenávali charakteristiky procesu rozvoja trhlin a deformácie základní fiktívnej priehradovej sústavy pomocou priložených deformometrov [6]. Na priehradovej sústave v dolnej časti obr. 1 sú naznačené polohy zafazovacích síl F . Hodnoty zafazovacích síl F_{max} pri porušení nosníkov sú v tab. 1. Nosník G1 bol porušený dosiahnutím medze priťažnosti hlavnej ťahovej výstuže, nosník G2 bol porušený kombináciou vydrvenia betónu v tlaku pri ohybe a dosiahnutím medze priťažnosti výstuže. Pri ostatných nosníkoch série G1 až G8 sme zaznamenávali porušovanie vydrvením betónu v tlaku pri ohybe horného pásu. Pri nosníkoch G11 a G12 možno konštatovať, že uvedená dĺžka presahu nie je dostatočná, nakoľko sa porušila súdržnosť predpínacieho lana s vláknobetónom, pri nosníkoch G9 a

ties – $E_s = 206,3$ GPa, $f_{sy} = 592$ MPa, $f_{st} = 686$ MPa. The shear reinforcement of all the beams consists of the double shear stirrups of $\phi 8$ mm, with the same material characteristics as the main reinforcement. The distance between stirrups was $s_s = 100$ mm, and the stirrups were placed only in the parts of the beam with shear stress.

Test procedure

For all specimens, except for the beam G7, short-term, step-by-step increasing, deflection rate controlled loading procedure was applied. The theoretical span of the beams was $l = 4$ m. The beam G7 was tested under high cyclic load with the characteristic of the cycle of $\rho = 0,2$ ($P_{max} = 25$ kN, the planned number of cycles $n = 10^6$). After reaching the planned number of cycles the beams were subjected to the same loading procedure as the other. In the second series of the beams G9–G12, in addition, the splicing length of the reinforcing bars HCB in the middle of the beams was investigated, splicing being made by the overlap of the bars. The beams G11 and G12 were designed with the overlap length of both reinforcing bars of 250 mm, beams G9 and G10 with the overlap length of 500 mm. The loading procedure is shown in Fig. 2, where the relationships of the mid-span deflection a , versus the corresponding loading force F are plotted.

At every loading level, the characteristic of cracking and the deformations of the basic fictitious truss system by means of the mechanical strain gauges were registered. More detailed information were published elsewhere, e. g. [6]. The truss system is drawn in the lower part of Fig. 1, where also the locations of the loading forces F are shown. The values of the loading forces F_{max} at failure are given in Tab. 1. The beam G1 fails by tension, the main tensile reinforcement reached the yield limit, the beam G2 fails by the combination of concrete crushing and yielding of the reinforcement. Other beams of the series G1–G8 fail by crushing of the concrete of the upper chord. The tests of beams G11 and G12 showed that the above mentioned length of the overlap was insufficient, because both beams fail in bond of the



Súčiniteľ tvaru χ pre uvedený T prierez skúšobných nosníkov je $\chi = 1,468$, pre obdĺžnikový prierez $\chi = 1,2$, pre I prierez podľa [5] $\chi = 1,86$.

Vyhodnotenie pretvoreni základni fiktívnej priehradovej sústavy umožňuje stanoviť ohybovú tuhosť $(EJ)_{cr}$ skúšobných nosníkov pre celú oblasť zafazovania, pričom sme vychádzali z pracovných diagramov moment–krivosť. Na výpočet redukcie šmykovej tuhosti sa použil analogický postup – vychádzalo sa z ideálnej hodnoty šmykovej tuhosti a šmykovej tuhosti pre celú oblasť zafazovania $(GA)_{cr}$. Tuhosť po vzniku trhlin sme určili z pracovných diagramov skúšobných nosníkov posúvajúca sila–skosenie [7]. Z uvedených tuhostí sme pri hladinách zafazovania určili degradačné súčinitele

$$\frac{1}{\rho_{cr}} = \frac{EJ}{(EJ)_{cr}} \quad \chi_{cr} = \frac{(GA)_{cr}}{GA} \quad (5)$$

Vzorec na výpočet priehty po vzniku trhlin potom možno písať v tvare

$$a = \int \rho_{cr} \frac{MM}{EJ} ds + \chi \int \chi_{cr} \frac{VV}{GA} ds \quad (4)$$

V tab. 3 je týmto postupom stanovený súčiniteľ degradácie ohybovej tuhosti ρ_{cr} a súčiniteľ degradácie šmykovej tuhosti χ_{cr} pre skúšobné nosníky vystužené rôznym spôsobom. Z porovnania uvedených hodnôt súčiniteľov degradácie ohybovej tuhosti vyplýva, že pri hladine zafazovania $\beta = 0,5$ najmenší pokles tuhosti je pri predpätom nosníku G6 ($\rho_{cr} = 1,3$), pri nosníku G2 vystuženom betonárskou výstužou je pokles štvornásobný k pôvodným hodnotám, ale pri nosníku G3 je pokles tuhosti desaťnásobný. Znamená to, že pri výstužných tyčiach HCB nastáva pravdepodobne výrazný pokles predpínacej sily. Tento pokles bude najskôr ovplyvnený excentrickým uložením predpínacieho lana v priereze tyče a následným poklesom predpínacej sily od účinkov dotvarovania pri skladovaní a doprave, čo znamená, že efektívne používanie výstužných tyčí bude ovplyvnené najmä technológiou ich výroby.

Záver

Na základe dosiahnutých výsledkov, uvedených v príspevku, možno vysloviť tieto závery:

1. Oblasťami využitia predpätých tyčí (HCB) z vysokokvalitného betónu ako vystužovacích jednotiek, môžu byť najmä konštrukcie, kde rozohráva podmienka spoľahlivosti vzhľadom na MS použiteľnosti (napr. hrubé základové dosky, konštrukcie mostov, konštrukcie so zvýšenými požiadavkami proti presakovaniu kvapalín). Ich efektívne využívanie kladie však dôraz na kvalitu ich výroby (centrické uloženie lán, homogenita vláknotetónu po dĺžke tyče).

2. Presahová dĺžka styku tyčí HCB (stykovanie v strede rozpätia nosníkov) má byť minimálne $l_{pr, min} = 500$ mm.

3. Vzťahy medzi vnútornou energiou a určujúcimi vstupnými hodnotami – skosenie,

The shape coefficient χ has a value of $\chi = 1,468$ for the T cross section of the test beams, a value of $\chi = 1,2$ for the rectangular cross section, and a value of $\chi = 1,86$ for the I cross section [5].

The evaluation of the deformations of the bases of the fictitious truss system enables to determinate the flexural stiffness $(EJ)_{cr}$ of the specimens in the whole range of the loading force, using the diagrams „moment–curvature“ as a basis. A similar method was applied for the calculation of the reduction of the shear stiffness – the shear stiffness of the transformed cross section and the stiffness in the whole range of the loading force $(GA)_{cr}$ were applied. The stiffness after cracking was determined from the diagrams „shear force – shearing deformation“ obtained from the test results [7]. From the flexural and shear stiffness the coefficients of the degradation related to the load level were determined

The equation for the calculation of the deflection after cracking may be written in the following form

The coefficients of the degradation of the flexural stiffness ρ_{cr} and the coefficients of the degradation of the shear stiffness χ_{cr} of the test beams with different reinforcement, which were determined by above mentioned method, are given in Tab. 3. It follows from the comparison of the values of the coefficients of the degradation of the flexural stiffness that the smallest decrease of the stiffness at the load level $\beta = 0,5$ was observed on the prestressed beam G6 ($\rho_{cr} = 1,3$). The fourfold decrease of the flexural stiffness occurred on the nonprestressed beam G2, however, the decrease of the stiffness of the beam G3 was ten times more. It means that the considerable loss of the prestressing force occurred in the reinforcing bars HCB. This loss probably results from the eccentric placing of the prestressing tendon in the cross

Tabuľka 3. Súčinitele degradácie ohybovej tuhosti ρ_{cr} , ohybové tuhosti po vzniku trhlin $(EJ)_{cr}$, súčinitele degradácie šmykovej tuhosti χ_{cr}

Table 3. Coefficients of the degradation of the flexural stiffness ρ_{cr} , flexural stiffness $(EJ)_{cr}$, coefficients of the degradation of the shear stiffness χ_{cr}

Nosník Specimen	Hladina zafazovania Load level β	Krivost Curvature $1/r$ (km^{-1})	ρ_{cr}	$(EJ)_{cr}$ (kNm^2)	Skosenie Shearing deformation $\gamma \cdot 10^3$ (rad)	χ_{cr}
G2	0.25	2.90	2.94	19 053	0.004	12.27
	0.46	6.50	3.57	15 660	0.080	15.12
	0.87	12.50	3.74	14 966	0.173	16.76
G3	0.20	0.68	1.69	31 043	0.004	3.80
	0.46	6.02	11.85	4 435	0.061	27.94
	0.73	17.61	14.43	3 640	0.124	34.71
G6	0.23	0.71	1.21	42 087	0.009	5.56
	0.50	1.85	1.32	38 745	0.020	6.01
	0.87	14.42	5.52	9 268	1.530	25.05

pootočenie sú plynulé. Použitá metóda merania pretvoreni základni priehradovej sústavy je vhodná na zistenie vstupných veličín pre zodpovedajúcu energiu. Podiel vnútornej energie od skosenia na celkovej je približne 10 %.

4. Uvedená metodika stanovenia súčiniteľov ρ_{cr} , χ_{cr} umožňuje určiť hodnoty šmykovej a ohybovej tuhosti pre celú oblasť zafazovania. Pokles ohybovej tuhosti nosníkov vystužených tyčami HCB je pri hladine zafazovania $\beta = 0,5$ desaťnásobný, pri predpätých nosníkoch 1,5-násobný a pri železobetónových štvornásobný.

LITERATÚRA

- [1] Hájek, J.–Křížma, M.–Hanečka, Š.: Deformations of Partially Prestressed Concrete Beams under Moving Load, Inžinierske stavby, 42, 1994, č. 2–3.
- [2] Hájek, J.–Křížma, M.–Hanečka, Š.: Návrh výpočtu priehtybov čiastočne predpätých nosníkov. In: Zborník referátov 12. konferencie o predpätom betóne, ČK a SK FIP, Medlov 1993.
- [3] Otter, D. E.–Naaman, A. E.: Properties of Steel Fiber Reinforced Concrete under Cyclic Loading. ACI Materials Journal 85, 1988, 4, pp. 254–261.
- [4] Hájek, J.–Nürnbergrová, T.: Strain energy as a criterion of structural safety and reliability of reinforced concrete slabs. In: Procc of ICOSSAR '93, The 6th. International Conference on Structural Safety and Reliability, Innsbruck, 9–13 August 1993, A. A. Balkema, Rotterdam, Brookfield, 1994, pp. 1323–1328.
- [5] Křížma, M.–Shawkat, S.–Bolha, L.: Vnútorná energia prútových betónových prvkov pri pohyblivom zafazovaní, Inžinierske stavby, 43, 1995, č. 4.
- [6] Hájek, J.–Hanečka, Š.–Nürnbergrová, T.: Priehtybov betónových nosníkov od účinkov priečnych síl. Stavebnícky časopis, 33, 1985, č. 2.
- [7] Hanečka, Š.–Křížma, M.–Ravinger, J.–Shawkat, S.: Contribution to Limit State of the Second Group of Beams Subjected to Moving Load. In: Zborník konferencie: First Slovak Conference on Concrete Structures, Bratislava 1994.

section of the bar and the subsequent drop of the prestressing force due to creep during storage and transport, which means that the effective use of reinforcing bars will depend mostly on the technology of their manufacture.

Conclusion

On the basis of the obtained results the following conclusions may be drawn:

1. The fields of the application of the prestressed bars HCB of high performance concrete may be especially structures, in which the reliability condition related to serviceability limit states is decisive – such as thick foundation slabs, bridge structures, or the structures with higher requirements against seepage of liquids. It must be accentuated, however, that their effective use requires high quality of manufacture – centric placing of tendons, homogeneity of the fibre concrete along the bar.

2. The minimal overlap length of splicing of the bars HCB (splicing in the middle of the span of the beams) required is $l_{sp, min} = 500$ mm.

3. The relationships of the strain energy versus relevant input quantities – shearing deformation, rotation – are continuous. The applied method of measuring the deformations of the bases of the truss system is suitable for the determination of the input quantities for calculation of the strain energy. The portion of the shear induced strain energy of the total energy is about 10 %.

4. The described method of the determination of the coefficients ρ_{cr} , χ_{cr} enables to determine the values of the shear and flexural stiffness for the whole loading process. The smallest decrease of the flexural stiffness at the load level $\beta = 0,5$ was observed on the prestressed beam (1.5 multiple), the fourfold decrease of stiffness showed the non-prestressed beams, while the decrease of stiffness of beams reinforced by the HCB bars was ten times more.

Účinky teploty ako dôležité zaťaženie betónových mostov

Influence of temperature as an important action on concrete bridges

Bohumil BÚCI

Normované predpisy určujú okrajové podmienky pre bezpečnosť a spoľahlivosť konštrukcie a súčasne zjednodušujú prácu projektanta. Pri zaťaženiach a kombináciách ich účinkov riešia modelové situácie. V hierarchii ich vývoja tvorili hlavné zaťaženie konštrukcie gravitačné sily vlastného materiálu a nahodilého, resp. pohyblivého zaťaženia. Z ich účinkov pôsobiach vo vertikálnom smere sme odvodzovali horizontálne zaťaženie.

Účinky teplotných zmien ako „klimatické zaťaženie“ boli zaradené do skupiny vedľajších zaťažení. Normové predpisy definovali extrémne rovnomerné zmeny teploty materiálu nosnej konštrukcie v čase jej životnosti. V statických výpočtoch sme ich chápali ako objemové zmeny. Vývoj tvarov nosných konštrukcií, najmä subtilných komôrkových prierezov, vyvolal potrebu doplniť normové predpisy o účinky nerovnomerného ohrevu. Účinky teploty sú modelované ako extrémne výkyvy od rovnomernej zmeny teploty priečneho rezu v rámci dňa, ako ohriatie a ochladenie konštrukcie v smere gravitačných síl, t. j. vo vertikálnom smere. Zmeny teploty však závisia od pohybu slnka (slnečného osvetlenia) a logicky musíme očakávať následný vývoj definovania ich účinkov. Avizujú nám to už evidované poruchy mostov, najmä v miestach ich uloženia a usmernenia pohybov.

Na jar, v apríli 1992 po prvom výraznom oteplení od rána do predpoludnia, vznikla závažná porucha mosta D215 pri Lafranconi. Zistil sa vzájomný pohyb oceľových lišt mostného záveru (MZ) pri vkladaní tesniacich gumových pásov. Na vnútornom, južnom okraji mosta sa oceľové lišty zdvihli viac ako 2 cm a následne sa zistili aj úmerne zdvihnuté vnútorné ložiská na oporách. Následné merania pohybov deformovanej konštrukcie mali určit príčiny poruchy. Pred ich analýzou považujeme za potrebné uviesť elementárne fyzikálne príklady.

Fyzikálny princíp pohybu základných konštrukcií od účinkov teploty

Prútová konštrukcia v tvare uzavretej kružnice, po ohriati v voľnom priestore (bez okrajových podmienok), zmení svoje rozmery podľa obr. 1a; vzťahy (1). Ak zavesíme ohrievaný prstenec na pevný bod A, bude sa deformovať do „beznapätového stavu“ podľa obr. 1b. Prierezy (body)

Prof. Ing. Bohumil Búci, CSc. – KBKM SvF STU Bratislava.

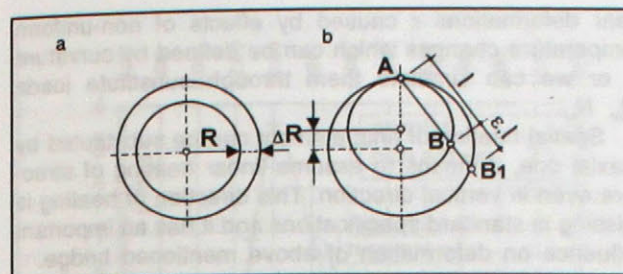
Standard specifications assign boundary conditions for safety and reliability of structure and at the same time simplify designer's work. They solve the model situations for loads and combination of their effects too. In hierarchy of their development main loads of structure were created by gravitational forces of material, live load, and other ones. Horizontal load was derived from the effects of load in vertical direction.

The effects of temperature changes as „natural action“ are classified in the group of secondary loads. The extreme values of uniform changes of temperature of superstructure materials during its service life are defined in the standards. They were considered in calculations as changes of volumes. A development of superstructures' cross section above all slender box girders caused a need to supplement standards' specifications by effects of unequal heating. Temperature effects are simulated as an extreme fluctuation from uniform temperature distribution in cross section during a day as warming and cooling of structure in the direction of gravitational forces, it means in a vertical direction. Temperature changes depend almost upon the sun exposure so from logical point of view we have to expect a development of their effects. Existence of bridge defects especially in the areas of structure bearings and rectification of movement provides an evidence.

Very serious failure of the Bridge D215 near Lafranconi originated from first significant warming one morning in April 1992. A relative movement of steel parts of expansion joint was observed during installation of rubber sealing strips. Steel parts of expansion joints were lifted more than 20 mm at south edge of the bridge and lifted interior bearings on abutments were observed later. Consequently a measurement of movement of deformed structure was carried out to diagnose the reasons of failure. I would like to mention elementary physical examples before detailed analysis.

Physical principle of movement of basic structures from temperature influence

A bar structure in the shape of closed circle after warming-up in free space (without any boundary conditions) changes its dimensions according to Fig. 1a; formula (1). In case the heated ring is hooked on fixed point A it will strain to „tensionless condition“ (Fig. 1b). Cross sections



Obr. 1. Voľný pohyb ohrievaného prútového prstenca
Fig. 1. Free movement of heated ring

prstenca B sa posunú v smere úsečky AB do novej polohy B1.

Poznámka: Keby sme ohriali oceľový prstenec v tvare rovníka zemegule o 2 °C, dal by sa presunúť ponad Eiffelovu vežu.

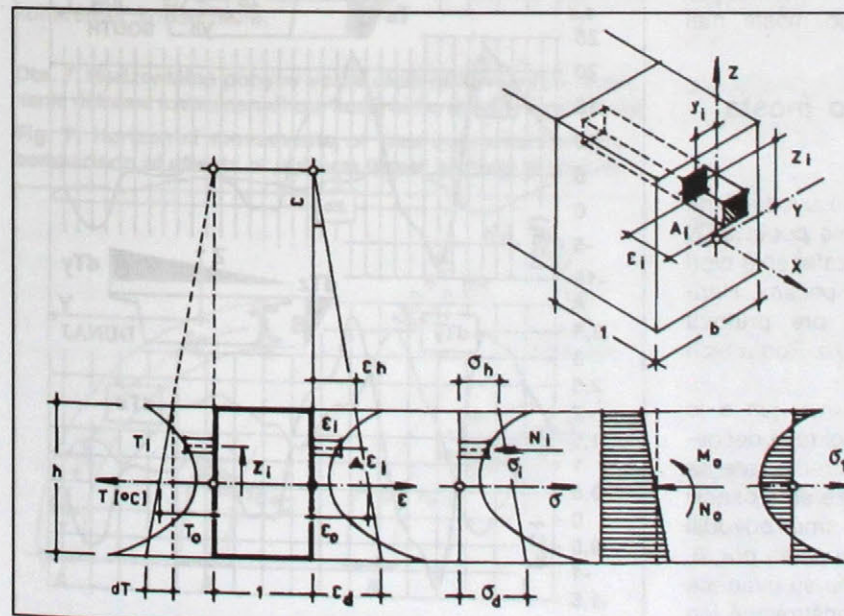
Rovnomerne ohriata medzikruhová doska sa deformuje do „beznapätového stavu“ podľa obr. 2a. Pôsobí ako plocha vytvorená zo spriahnutých prútových prstencov z obr. 1a. Od stredu lineárne prehriata medzikruhová doska sa deformuje do beznapätového stavu podľa obr. 2b. Neohriaty vonkajší okraj nemení svoju polohu a prehriaty vnútorný okraj sa musí zdvihnúť do výšky h so zväčšeným polomerom podľa vzťahu (2). Ak zabránime vertikálnej deformácii h „pritlačením“ do pôvodnej roviny, vyvoláme v doske napätosť úmernú pomernému predĺženiu ϵ zo vzťahu

$$\epsilon = \alpha T \quad \Delta R = \epsilon R \quad (1)$$

$$h = B \sqrt{\left(1 + \frac{\epsilon}{2}\right)^2 - \left(1 - \frac{R_1}{B} \epsilon\right)^2} \quad (2)$$

$$\Delta R = \epsilon R_0 \frac{R_2}{B(1 + 0,5\epsilon)} \quad (3)$$

$$\alpha = 2\pi \frac{\Delta R}{(R_2 + \Delta R)}$$

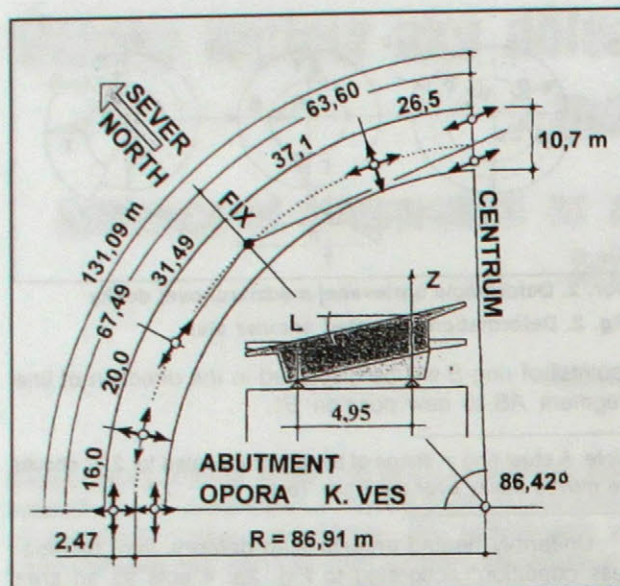


If we cut this slab a state of stress will be released, so it will deform into tensionless condition according to Fig. 2c to the formula (3).

The load-bearing structure, represented by the particular cross section, has to be solved according to Fig. 3. In final element of load-carrying structure free deformation of different heated fiber elements is not allowed. In a composite section the fiber elements have to fulfill Navier's hypothesis of plane section. This will manifest as a stress σ_1 that is analogous to „residual stresses“ of welded steel structures. Deformation of structural element assign li-

Obr. 3. Rovinná deformácia prierezu od účinkov nerovnomerného ohrevu

Fig. 3. Plane deformation of cross section due effects of non-uniform heating



Obr. 4. Geometria a uloženie mosta D215 pri Lafranconi
Fig. 4. Geometry and bearing of the Bridge D215 near Lafranconi

Ak túto dosku rozrežeme, uvoľníme napätosť a doska sa deformuje do beznapätového stavu podľa obr. 2c podľa vzťahov (3).

Nosnú konštrukciu definovanú konkrétnym priečnym rezom musíme riešiť podľa obr. 3. V konečnom prvku nosnej konštrukcie sa nemôžu voľne deformovať rôzne ohriate vláknové elementy. V spriahnutom priereze musia splniť Navierovu podmienku rovinnosti prierezu. Prejaví sa to ako napätie σ_1 , ktoré je analogické „vlastným napätiam“ zvarovaných oceľových konštrukcií. Deformáciu prvku v konštrukcii určujú lineárne zmeny ϵ od účinkov nerovnomernej zmeny teploty, ktoré môžeme definovať krivosťou ω alebo simulovať náhradným silovým zaťažením M_0, N_0 .

Priestorový stav ohrevu konečného prvku môžeme zjednodušene nahradiť dvojsovým, t. j. počítať s lineárnym ohrevom konštrukcie aj v horizontálnom smere. Práve tento smer ohrevu nie je definovaný v normových predpisoch a na deformáciu sledovaného mosta mal rozhodujúci vplyv.

Merania pohybov deformovaného mosta D215 pri Lafranconi

Potrebné údaje na vyhodnotenie meraní sú uvedené na obr. 4. Most bol dimenzovaný na zaťaženie podľa STN 73 6203 Zaťaženie mostov. Na vertikálne zaťaženie tvorí nosnú konštrukciu spojitý nosník s piatimi poliemi. Horizontálne pohyby mosta boli odvodené pre prúťovú konštrukciu z kruhového prstenca na obr. 1b. Podľa nich boli usmernené pohyblivé ložiská a MZ.

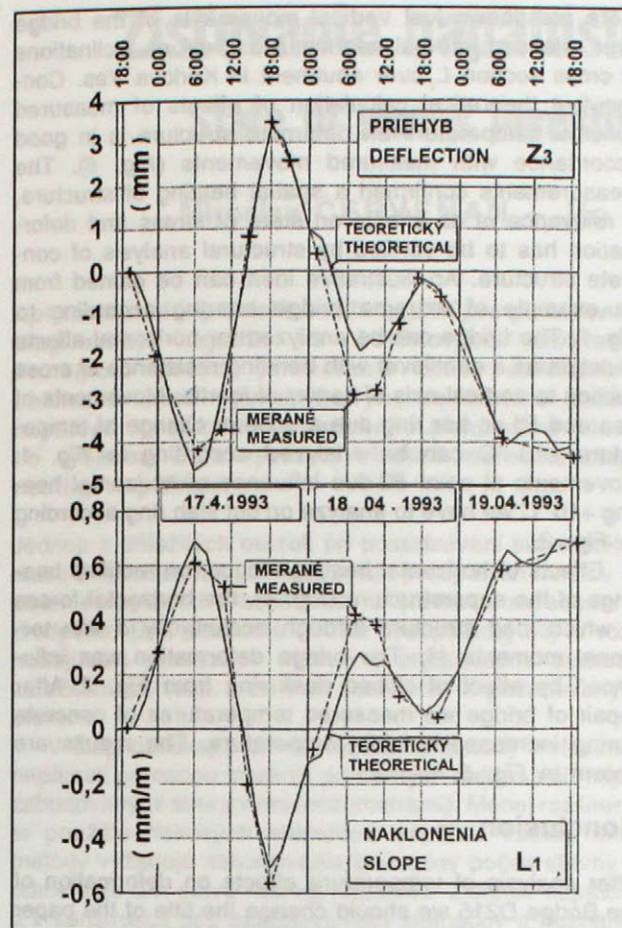
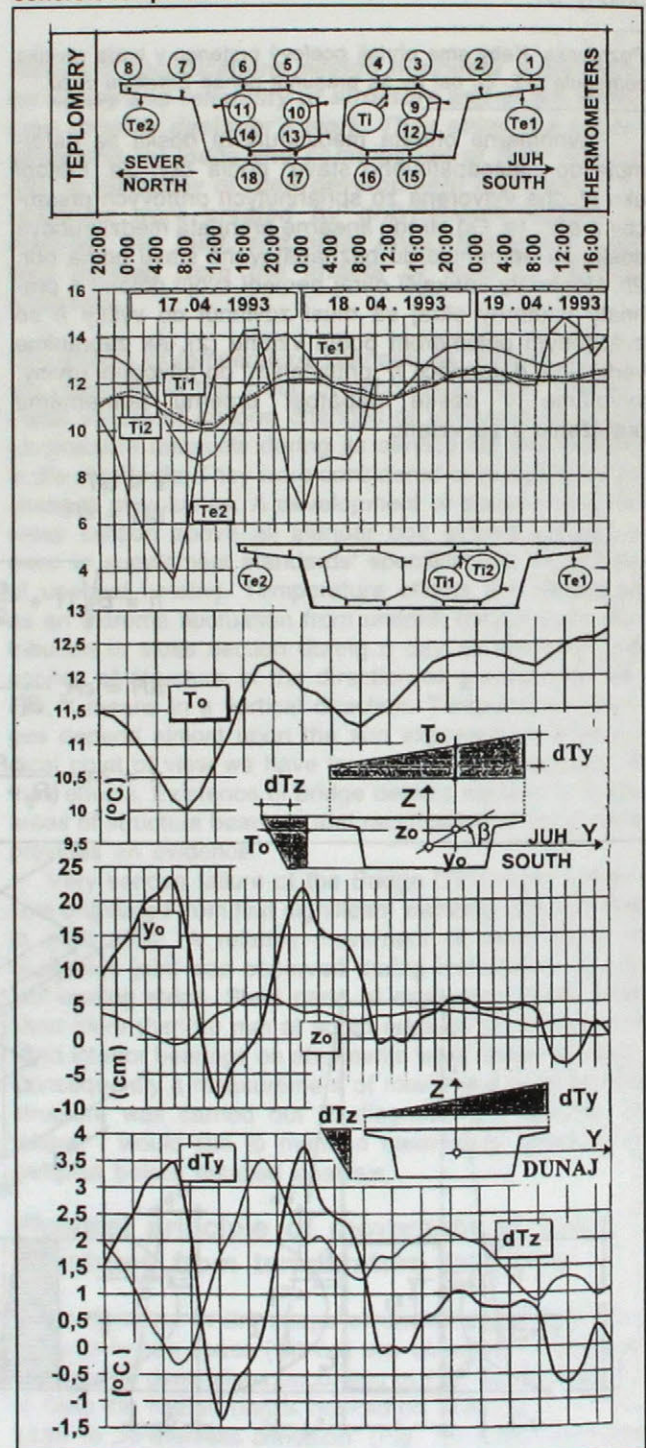
Most má extrémnu polohu v osiach sever-juh a je výrazne ohrievaný na vnútornom (južnom) okraji priečného rezu. Očakávali sme tieto účinky a sústredili sme sa na ich meranie. V dostupnom priečnom reze sme osadili 18 teplomerov. Z nameraných hodnôt sme odvodili lineárne zmeny teploty betónového prierezu podľa obr. 3. Ich hodnoty a priebeh v čase pred sanáciou sú uvedené na obr. 5. Pre stručnosť sú na obr. 6 demonštrované len

near deformations ϵ caused by effects of non-uniform temperature changes which can be defined by curvature ω or we can simulate them through substitute loads M_0, N_0 .

Spatial heating of final element can be substituted by biaxial one, it means to assume linear heating of structure even in vertical direction. This direction of heating is missing in standard specifications and it has an important influence on deformation of above mentioned bridge.

Obr. 5. Lineárne zmeny teploty odvodené z meranej teploty betónu

Fig. 5. Linear changes of temperature derived from measured concrete temperature

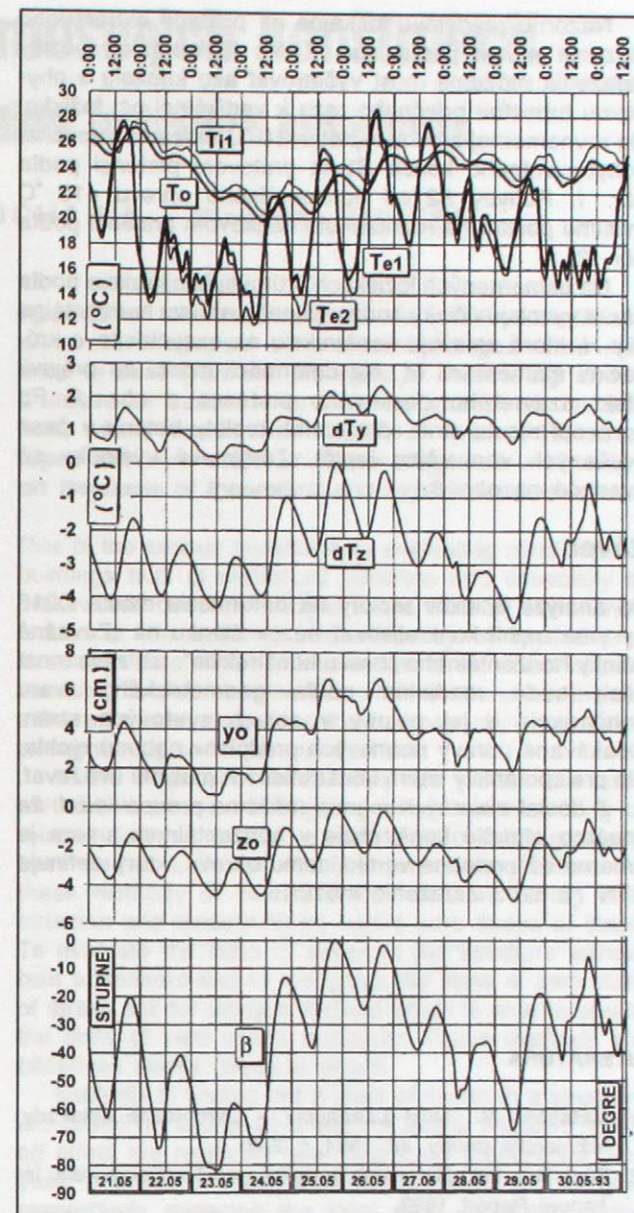
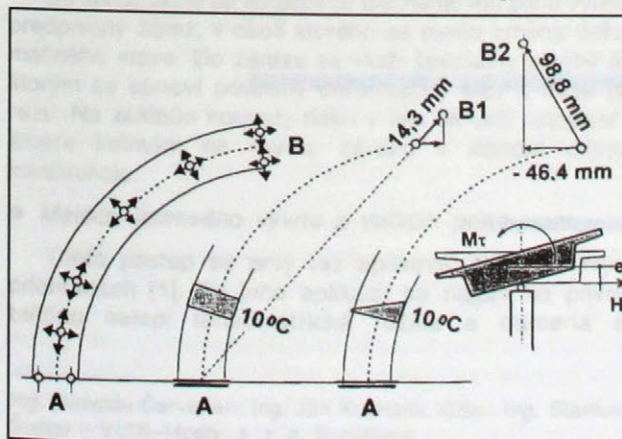


Obr. 6. Porovnanie meraných a vypočítaných pohybov
Fig. 6. Comparison of measured and theoretical movements

vertikálne pohyby mosta nad uvoľneným vnútorným ložiskom z_3 a naklonenia priečného rezu L_1 nad oporou Karlova Ves. Následný teoretický výpočet účinkov meranej teploty betónu na deformovanú konštrukciu výstižne sleduje merané pohyby na obr. 6. Merania potvrdili priestorový ohrev konštrukcie. Závažnosť jeho účinkov na napätosť a deformáciu musí overiť statický výpočet konkrétnej konštrukcie.

Obr. 7. Horizontálne pohyby voľne uloženého mosta – porovnanie účinkov rovnomerného a lineárneho ohrevu konštrukcie

Fig. 7. Horizontal movements of free supported bridge – comparison of effects of uniform linear heating of structure



Obr. 8. Odvozené lineárne zmeny teploty betónu
Fig. 8. Derived linear changes of concrete temperature

Measurements of movement of deformed Bridge D215 near Lafranconi

All required data for evaluation of measurements are shown in Fig. 4. The bridge was designed for loading according to code STN 73 6203 Loading of Bridges. Five span continuous girder creates the superstructure for vertical load. Horizontal movement of bridge was derived for bar structure from the ring in Fig. 1b. Expansion bearings and expansion joints were rectified according to the derived horizontal movement.

The bridge is situated in the direction North-South and the inside (south) edge of cross section is heated significantly. These effects were expected and we concentrated on their measurements, so we located 18 thermometers in an accessible cross section. The linear values of temperature in cross section were derived from measured data according to Fig. 3. Their values and time distribution are in Fig. 5. For better illustration in Fig. 6

Názornú predstavu získame na príklade extrémneho uloženia mosta podľa obr. 7. Na horizontálne účinky zafarbenia môžeme most vyšetrovať ako konzolu s ohybovou tuhosťou priečného rezu k vertikálnej osi ťažiska. Od rovnomernej zmeny teploty $+10\text{ }^{\circ}\text{C}$ môžeme vypočítať pohyby voľného konca B1 na prúťovom prstenci podľa obr. 1. Pohyby B2 od horizontálneho ohrevu $+10\text{ }^{\circ}\text{C}$ musíme počítať na rozrezanom doskovom prstenci podľa obr. 2.

Na usmernení ložísk prúťovej konštrukcie podľa obr. 4 vyvolajú účinky horizontálneho ohrevu horizontálne sily H , ktoré zafarbiajú konštrukciu na excentricite e krútiacimi momentami M_x . Na deformácii mosta sa prejavil efekt uzavretého doskového prstenca z obr. 2. Po opravení mosta sme ešte merali teploty betónu v čase zvýšených vonkajších teplôt. Zaujímavé výsledky sú uvedené na obr. 8.

Záver

Po analýze účinkov teploty na deformáciu mosta D215 by sme mohli konkretizovať názov článku na „Závažnosť účinkov horizontálneho ohrevu konštrukcie“. Ich závažnosť však bude rozdielna podľa geometrického tvaru konštrukcie a jej polohy v osiach svetových strán. Očakávané úpravy normových predpisov nebudú rýchle, ale pre spoľahlivý návrh konštrukcií ich musíme uvažovať.

Z dosiaľ získaných meraní môžeme predpokladať, že lineárne ohriatie konštrukcie v horizontálnom smere je úmerné až podobné vertikálnemu ohrevu, ktorý definuje STN 73 6203 Zafarbenie mostov.

LITERATÚRA

- [1] Maťašík, M.: Most Lafranconi – Ľavobrežné estakády. Inžinierske stavby, 42, 1994, č. 2–3.
- [2] Búci, B. a kol.: Betonstab in unlinearen Temperaturfeld. In: Annual-Report, 1993.

there are shown just vertical movements of the bridge over released internal bearing z_3 as well as inclinations of cross section L_1 over abutment in Karlova Ves. Consecutive theoretical calculation of effects of measured concrete temperature on deformed structure is in good accordance with measured movements (Fig. 6). The measurements confirmed a spatial heating of structure. A relevance of its effects on state of stress and deformation has to be verified by structural analysis of concrete structure. An illustrative idea can be gained from an example of extreme bridge bearing according to Fig. 7. The bridge can be analyzed for horizontal effects of action as a cantilever with bending resistance of cross section to vertical axis of center of inertia. Movements of free end B1 on bar ring due a uniform change of temperature $+10\text{ }^{\circ}\text{C}$ can be analyzed according to Fig. 1. Movements at point B2 due influence of horizontal heating $+10\text{ }^{\circ}\text{C}$ we have to analyze on cut slab ring according to Fig. 2.

Effects of horizontal heating induce, on rectified bearings of the superstructure (Fig. 4), the horizontal forces H which load structure through eccentricity e with torsional moments M_x . The bridge deformation was influenced by effect of closed desk ring from Fig. 2. After repair of bridge we measured temperatures of concrete during increased outside temperature. The results are shown in Fig. 8.

Conclusion

After analysis of temperature effects on deformation of the Bridge D215 we should change the title of the paper for „Relevant effects of horizontal heating of structure“. Their relevance will differ according to a geometric form of structure as well as its position in cardinal points. Expected adaptations of the standard specifications will not be so operative but they have to be consider for a reliable design of structures.

From realized measurement we can presume that linear heating of structure in horizontal direction is proportional and almost similar to vertical one that is defined by Slovak Standard STN 73 6203 Loading of Bridges.

Zisťovanie napätosti mostných konštrukcií

State of stress investigation in bridge structures

Miroslav ČERVEŇAN – Ján KUCHARÍK – Stanislav ŠUSTER

Aplikácia metódy uvoľňovania napätí pre podmienky diagnostiky napätia na betónových mostoch. Princípom metódy je meranie zmien deformácie betónu v okolí vývrtu, ktorým sa lokálne uvoľní napätosť. Na základe teoretického a experimentálneho výskumu bola vyvinutá vlastná metodika diagnostiky napätosti.

Jednou z dôležitých otázok pri posudzovaní stavebného stavu železobetónových a obzvlášť predpätých mostov je zistenie napätosti v konštrukcii a účinnosti zavedeného predpätia. Bez poznania účinku predpínacej sily v rozhodujúcich prierezoch nemožno zodpovedne stanoviť zafarbenosť, resp. navrhnuť zosilnenie s požadovaným efektom.

V diagnostickej praxi sú rozšírené metódy zisťovania napätosti pomocou merania pomerných deformácií (napr. zabudovanými strunovými tenzometrami). Menej rozšírené je použitie tlakových snímačov napätia. Všetky tieto metódy vyžadujú zabudovanie snímačov počas stavby a odmeranie tzv. stavu nulovej napätosti. Zistenie napätosti v konštrukcii bez zabudovaných snímačov a poznania stavu nulovej napätosti vyžaduje použitie metódy, ktorá stav nulovej napätosti umele vyvolá. Ide o metódy založené na efekte uvoľnenia napätí.

Metódy zisťovania napätosti v konštrukcii, založené na využití efektu uvoľňovania napätí, sú pomerne nové diagnostické postupy. Základný princíp metód spočíva v tom, že sa v konštrukcii lokálnou deštrukciou (zárez, výrez, vývrt) zmení, resp. uvoľní lokálna napätosť v materiáli. To sa prejaví zmenou deformácie v okolí deštrukcie materiálu. Zmena sa meria na povrchu betónu a je východiskovým údajom na určenie napätosti.

Medzi základné metódy zisťovania napätosti, založené na uvedenom princípe patria:

• Metóda plochého lisu

Do konštrukcie sa kotúčovou diamantovou pilou vyreže predpísaný zárez, v okolí ktorého sa meria zmena deformácie stavu. Do zárezu sa vloží špeciálny plochý lis, ktorým sa obnoví pôvodný deformácia stav v okolí zárezu. Na základe hodnoty tlaku v lise sa určí napätosť v smere kolmom na rovinu zárezu v danom mieste konštrukcie.

• Metóda jadrového vývrtu s veľkým priemerom

Tento postup sa prvý raz aplikoval na betónových priehradách [1]. Pri jeho aplikácii sa najprv na povrch betónu nalepí tenzometrická ružica a odmeria sa

Application of stress release method for conditions of stress diagnosis on concrete bridges. This method is based on the principle of measuring stress changes of concrete in neighbourhood of the drill hole, which causes local release of tension. We developed our own state of stress diagnosis methodology on the basis of theoretical and experimental research.

One of the serious questions by evaluating conditions of buildings built of reinforced concrete and especially of prestressed concrete bridges is the state of stress evaluation of the structure and efficiency of applied prestressing force. Without knowledge of an effect of prestressing force in the decisive cross sections it is impossible responsibly determine the load capacity or to design strengthening with requested effect.

In the diagnosis practice they are widespread used methods of stress investigating based on measuring of relative deformations (e. g. with built in strain gauges). Less spread is the use of a pressure stress sensors. All these methods of need built-in sensors during construction and measuring so called zero stress of state. To evaluate the state of stress in the structure without built in sensors and to recognize the state of zero state of stress call for using a method which is able to create the state of zero stress artificially. These methods are based on stress released effect.

Methods of finding out a state of stress in a structure are based on taking advantage of stress released method effect are relatively new diagnostic procedures. The basic principle of these methods is based on changing respectively releasing the local state of stress of the structure material through the local destruction (kerf, slot, core). It is manifested through the deformation change in the neighbourhood of the material destruction. The deformation change is measured on the concrete surface and it is a basic information for the state of stress determination.

Among the principle methods, estimate of in-place strength based on above mentioned principle, belong:

• Flat Jack Method

Kerf of prescribed size corresponding the jack size is carried out in the structure with a diamond circular saw. Change in the state of deformation is measured in the neighbourhood of the kerf. Special flat jack is put in the kerf and with the help of it is restored the initial state of deformation in the kerf neighbouring. On the basis of the jack pressure the state of stress is determined in the direction perpendicular to the kerf plane in specific place on structure.

• Core Drilling Method with cores of great diameter

This procedure was first applied to find out the state

Ing. Miroslav Červeňan; Ing. Ján Kucharík, CSc.; Ing. Stanislav Šuster – VUIS-Mosty, s. r. o. Bratislava.

východiskový stav. Okolo ružice sa odvrta betónové jadro jadrovou vŕtačkou s vŕtákom veľkého priemeru. Tenzometre sú počas vŕtania dokonale odizolované. Po uvoľnení jadra sa odmeria nulový stav. Z nameraných zmien pomernej deformácie a Poissonovej konštanty betónu sa vypočíta napätosť. Oproti metóde plochého lisu sa zistí napätie v oboch hlavných smeroch.

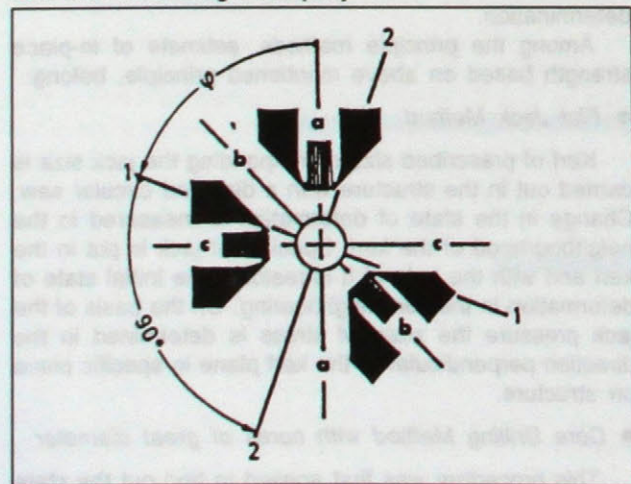
Metóda hranolového výrezu

Pri prvej aplikácii [2] metódy uvoľnenia napätí vo VUIS-Mosty sme použili tzv. hranolový variant, t. j. v doske konštrukcie mosta sa v mieste budúcich technologických otvorov vyrezali hranoly pôdorysu 30 x 30 cm, na ktorých boli na obidva povrchy nalepené tenzometrické snímače. Pomocou nich sa zistila zmena uvoľnenej deformácie a po stanovení modulu pružnosti i zmena napätosti. Postupné odrezávanie hrán hranolov umožnilo oproti metóde jadrového vývrtu prekládanie prírodných káblov k tenzometrom a ich kontinuálne meranie. Zistená napätosť sa v konštrukcii analyzovala súbežne s konkrétnym teplotným stavom na konštrukcii. Hoci sa takýmto postupom získali dobré výsledky, nemožno takýto postup, pre značný zásah do konštrukcie pri vyrezávaní hranolov, považovať za bežne vhodný pre mostné stavby.

Aplikácie uvedených metód uvoľnenia napätí v mostnom staviteľstve prinášajú nové špecifické problémy oproti aplikáciám na masívnych betónových konštrukciách alebo v prírodnom prostredí. Sú to najmä rozmery konštrukcie, výrazné ovplyvňovanie klimatickými zmenami počas dňa, existencia nosnej mäkkej alebo predpínacej výstuže a nehomogenita betónu. Ďalej je dôležitá skutočnosť, že samotné poznanie konkrétneho napätostného stavu v určitom mieste konštrukcie nemusí byť dostačujúce. Zistené informácie treba dať do súvislosti najmä s celkovými účinkami ostatných zafarbovacích vplyvov (najmä teploty) na konštrukciu. Po analýze publikovaných i vlastných skúseností sme sa rozhodli realizovať výskum vlastnej metódy založenej na efekte uvoľnenia napätia a vypracovať komplexný postup s elimináciou vedľajších účinkov, ktoré ovplyvňujú výslednú napätosť.

Obr. 1. Meracia ružica tenzometrov a, b, c okolo otvoru podľa metódy firmy HBM GmgH

Fig. 1. Measuring rosette of strain-gauges a, b, c, around the hole after HBM GmgH Company



of stress in the concrete dams [1]. First of all the strain-gauge rosette is stuck on the concrete surface by this application and it is used for measuring of the basis state. Around the strain-gauge rosette concrete cores are drilled with a core drilling machine with a big diameter borer. The strain-gauges are completely insulated during the drilling procedure. The zero state is measured after releasing the core. The state of stress is calculated from the measured proportional deformation and concrete Poisson constant. By that comparison of results we obtained the Core Drilling method, comparing to Flat Jack method enables to find out state of stress in both main directions.

Prism Slot method

We have used, in the VUIS-Mosty Institute, by first time the application [2] of the Stress Release Method so-called Prism Variant i. e. prisms of the ground plan of 30 x 30 cm were cut out of the bridge slab in the spots of future technology openings. Strain-gauges were pasted on both surfaces of prisms. They enabled to measure the change of released deformation which, together with subsequently estimated modulus of elasticity, state of stress was discovered, too. Gradually cutting off the prisms lateral edges enabled, comparing with the Core Drilling method, to transfer the strain-gauge supply cables and to measure strain-gauges continually. Discovered state of stress in the structure was analysed simultaneously with the particular state of temperature on the structure. It is not possible to consider this procedure as common one for bridge constructions. We have to must admitt good results with this method but cutting out the prisms from the structure is a considerable intervention which makes the evaluation of results difficult.

Applications of the above mentioned release stress methods in bridge construction brings new specific problems towards applications on robust concrete structures or in natural environment. The problem with evaluation of state of stress of the structure is not only the size of the structure, but considerable is an influence of climatic changes during the day and existence of the reinforcement and prestressing steel and non-homogeneity of concrete, too. Further is more important a fact that the only knowledge of the particular state of stress in specific structural place must not be sufficient for the evaluation of the whole structure. All observed information must be read in connection, first of all, with all other effects of load effects (mostly with temperature not only actual one but also during the period of investigation of the structure) on the construction. After the analysis of published papers and our own experiences we decided to realize research of our own method based on the effect of Stress Released method and to work out a complex procedure with elimination of secondary consequences which influence resulting state of stress.

Research of finding out state of stress with the Core Drilling method with the core of little diameter

We decided, on the basis of our experiences with prism slots and the analysis of extraordinarities of bridge structures, to focus our research on the new diagnostic procedures of the Core Drilling method with the core of small

Výskum metódy zisťovania napätosti jadrovým vývrtom malého priemeru

Na základe skúseností z hranolových výrezov a analýz špecifik pre mostné konštrukcie sme sa rozhodli zamerať výskum nových diagnostických postupov na metódu uvoľnenia napätia jadrovým vývrtom malého priemeru. Tento názov vystihuje skutočnosť, že priemer vývrtu (50 až 100 mm) je menší ako dĺžka tenzometrických snímačov, potrebných na spoľahlivé meranie pomernej deformácie na nehomogénnom povrchu betónu. Tenzometre sú preto umiestnené v tvare ružice v okolí budúceho vývrtu, čím sa docieli minimalizácia zásahu do konštrukcie. Jadrovým vývrtom sa okrem toho dnes už bežne zisťujú fyzikálno-mechanické vlastnosti betónu.

Pri výpočte uvoľnenej napätosti sa vychádza z modifikovaných vzťahov teoretického vyjadrenia rovinnej napätosti. V experimentálnej analýze napätí v oblasti strojárskych konštrukcií boli zavedené štandardné metodické postupy merania povrchovej napätosti, ku ktorým sa dodávajú tenzometrické ružice. Napríklad metodika firmy HOTTINGER BALDWIN MESSTECHNIK GmbH vyhodnocuje merania uvoľnenej deformácie na ružici troch tenzometrov (obr. 1) rozmiestnených okolo otvoru podľa nasledujúceho vzťahu

$$\sigma_1, \sigma_2 = -E/4A (\Delta\epsilon_a + \Delta\epsilon_b) \pm E/4B \cdot [(\Delta\epsilon_a + \Delta\epsilon_c - \Delta\epsilon_b)^2 + (\Delta\epsilon_c - \Delta\epsilon_a)^2]^{0.5}$$

kde σ_1, σ_2 sú hľadané hlavné napätia,

$\Delta\epsilon_a, \Delta\epsilon_b, \Delta\epsilon_c$ – pomerné deformácie pri uvoľnení napätia,

A, B – konštanty zohľadňujúce Poissonovu konštantu, dĺžku a polohu tenzometrov k okraju otvoru,

E je modul pružnosti materiálu.

Podľa štandardných vzorcov sa určia i smery hlavných napätí k polohe snímačov ružice. Podobný postup uvádza a ružicu dodáva aj firma MEASUREMENTS GROUP, INC.

Experimentálny výskum

Overenie teoretických vzťahov, vhodného postupu metódy, rozmiestnenia, merania a kompenzácie tenzometrov, zistenia možnosti kompenzácie teplotných zmien na konštrukciu atď. sa uskutočnilo v laboratóriu VUIS-Mosty.

Na zabezpečenie spoľahlivého merania bola navrhnutá ružica z 8 tenzometrov. Z nich možno zostaviť 16 kombinácií štandardných trojíc snímačov použitých na výpočet uvoľnenej napätosti. Takto sa eliminuje nehomogenita materiálu i zlyhanie niektorých snímačov.

Pre experimenty boli vyrobené konštrukčne vystužené železobetónové nosníky rozmerov 400 x 40 x 20 cm. Na povrchu nosníkov boli osadené 2 ružice snímačov pre dva otvory (pracovné označenie otvor A, otvor B). Schéma experimentálnych nosníkov a rozmiestnenia snímačov je na obr. 2.

Každý nosník sa stlačil dvojicou predpínacích tyčí vedených pozdĺž nosníkov. Tyče sa predpínali postupne po etapách, aby sa dosiahol rovnomerný stav napätosti v nosníku. Na zabezpečenie takéhoto stavu napätosti slúžili i ďalšie tenzometre na dolnom i hornom povrchu nosníka, tenzometre na predpínacích tyčiach a očiachovaný snímač sily pod lisom, ktorým sa predpínali tyče.

diameter. This term gives a true picture namely that the bore diameter (50 to 100 mm) is less than the strain gauge length which is needed for the reliable measuring of relative deformation on the non-homogeneous concrete surface. The strain-gauges are therefore placed in the shape of a rosette in the neighbourhood of the future bore. Minimizing intervention in the bridge structure is reached in this way. Physico-mechanical characteristics of concrete used for evaluation of test results are in general found out by core drilling.

Calculation of the released state of stress is based on the modified formulas of theoretical formulation of the plane state of stress. Using of the strain-gauge rosettes was introduced in the structures of mechanical engineering by experimental analysis of the state of stress by standard methodical procedure of measuring surface state of stress. Methodic approach of HOTTINGER BALDWIN MESSTECHNIK GmbH Company e. g. evaluates values of stress released deformation, measured on a rosette of three strain gauges (Fig. 1) spaced out in the neighbourhood of the hole, according to the following formula

where σ_1, σ_2 are searched principal stresses,

$\Delta\epsilon_a, \Delta\epsilon_b, \Delta\epsilon_c$ – measured proportional deformations by release stress,

A, B – constants considering the Poisson constant, length and position of the strain-gauges regard to the hole edge,

E is modulus of elasticity of material.

According to the standard formulas directions of principle stresses are determined to the position of the rosette center. Similar procedure e. g. presents and delivers the rosettes MEASUREMENTS GROUP, INC., too.

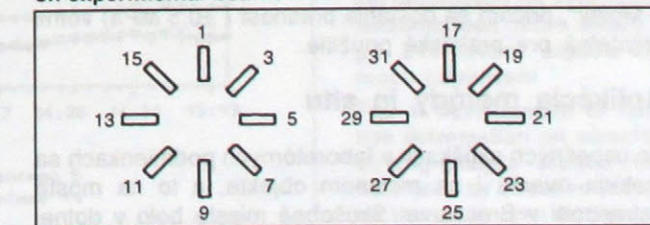
Experimental research

Verification, of theoretical formulas, a suitable process of this method, layout, measuring and compensation of strain-gauges, finding out possibilities about compensation of temperature changes on the structure etc., was realized in the VUIS-Mosty laboratory.

We designed to use eight strain-gauge rosette to secure a reliable measuring. They can be set up in 16 combinations of standard triplets of strain-gauges used for computing released state of stress. It is possible, in

Obr. 2. Schéma rozmiestnenia tenzometrov okolo otvorov na experimentálnych nosníkoch

Fig. 2. Scheme of layout of strain-gauges around the holes on experimental beams



Tabuľka 1. Zmeny pomernej deformácie na ružici okolo otvoru 4A pri odvírtaní otvoru ϕ 75 mm

Table 1. Changes of relative deformation around hole 4A by core drilling with ϕ 75 mm

Schéma Scheme	$\Delta\epsilon(10^{-6})$	Snímač Strain-gauge	$\Delta\epsilon(10^{-6})$
1	-110	9	-73
3	-40	11	-41
5	33	13	39
7	-45	15	-44

Tabuľka 2. Porovnanie napätosti vniesenej do nosníkov 4 a 5 pred vývrtom a zistené z meraní metódou uvoľňovania napätí

Table 2. Comparison of state of stress on beams No. 4 and 5 before core drilling and measured by Core Drilling method

Otvor Hole	Napätosť (MPa) Stage of stress	
	pred vývrtom before drilling	nameraná measured
4A	-7.5	-7.0
4B	-7.7	-7.7
5A	-8.5	-9.0

Vďaka týmto opatreniam sa dosiahlo pomerne rovnomerné napätie po celej šírke nosníka, čo dokázali i výsledky meraní na ružiciach tenzometrov. Takýmto spôsobom sa zistila skutočná napätosť v miestach budúcich otvorov, ktoré mali spôsobiť uvoľnenie napätia.

Na odvírtanie otvorov sa použila jadrová vŕtačka HILTI fixovaná na povrch betónu. Merania snímačov boli kontinuálne a zaznamenávali sa na automatizovanej meracej ústredni. Na kompenzáciu teploty sa použili 2 snímače teploty zabudované v betóne nosníkov. Na ilustráciu konkrétneho postupu uvádzame priebeh experimentu na nosníku 4, otvor A.

Pre otvor 4A sa použili vodotesne izolované tenzometre typu Mikrotechna H350, dĺžky 50 mm. Z merania pri predpínaní sa zistilo, že do nosníka sa vnieslo priemerné napätie $-7,683$ MPa, zistený modul pružnosti betónu bol $E = 42\,369$ MPa. Priemer vývrtu 4A bol 75 mm. V tab. 1 sú uvedené zmeny pomernej deformácie vzniknuté pri uvoľnení napätia vývrtom. Pri spracovaní meraní sa uvažoval modul pružnosti $E = 42\,500$ MPa, $\mu = 0,15$, polomer otvoru 38 mm, tenzometre H350 dĺžky 50 mm umiestnené 7 mm od okraja otvoru.

Pre tieto parametre sa zistila napätosť: $\sigma_1 = -0,72$ MPa, $\sigma_2 = -6,96$ MPa a $\alpha = 44^\circ$.

V tab. 2 sú uvedené niektoré ďalšie výsledky experimentálnych meraní dosiahnuté rovnakým postupom na nosníkoch 4 a 5.

Na základe teoretického a experimentálneho výskumu boli vypracované smernice pre aplikáciu metódy diagnostikovania napätosti betónových konštrukcií „Zisťovanie napätí jadrovým vývrtom malého priemeru – metóda VUIS – Mosty“, pričom sa dosiahla presnosť ($\pm 0,5$ MPa) veľmi prijateľná pre praktické použitie.

Aplikácia metódy in situ

Po úspešných skúškach v laboratórnych podmienkach sa metóda overila i na mostnom objekte, a to na moste Lafranconi v Bratislave. Skúšobné miesto bolo v dolnej

this way, to eliminate non-homogeneity of material and failure of some strain-gauges, too.

Reinforced concrete beams with minimal reinforcement and with dimensions $400 \times 40 \times 20$ cm were prepared for experiments. The beams surfaces were fitted with 2 rosettes of strain-gauges for the two holes (work indication hole A, hole B). Scheme of experimental beams and layout of strain-gauge rosettes is shown on Fig. 2.

Each beam was depressed with one couple of prestressing bars led longitudinally. These bars were prestressed gradually to reach a uniform state of stress in the beam. The other strain-gauges were used to secure the demanded state of stress. Some of them were based on the upper and lower surface of each beam or on the prestressed bars. A pressure stress sensor was fitted under the pressing machine. Thanks to this precautions, we reached relatively uniform stress on the whole beam, what was proofed by results of measurement on strain-gauge rosettes. In this way the real state of stress in the spots of future holes was discovered which would cause releasing of stress.

A core boring machine HILTI fixed on the concrete surface was used for drilling of the holes. The strain-gauge measurement was continuous and registered by an automatic measuring center. Two gauges built in concrete of the beam were used for temperature compensation. We illustrate the particular experiment procedure on the No. 4 beam, hole A.

Waterproof insulated strain-gauges of Mikrotechna H350 type, length 50 mm were used for the 4A hole. Measuring during prestressing showed that the beam was prestressed with the average stress of $-7,683$ MPa and the modulus of elasticity of concrete was $E = 42\,369$ MPa. Diameter of the No. 4A core was 75 mm. Changes of relative deformation from stress releasing through core drilling are in Tab. 1. Modulus of elasticity $E = 42\,500$ MPa was considered for processing of measured data $\mu = 0,15$, and the hole diameter of 38 mm. Strain gauges H350 of 50 mm length were situated 7 mm from the hole edge.

It was found out that the state of stress for above mentioned parameters was as that follows $\sigma_1 = -0,72$ MPa, $\sigma_2 = -6,96$ MPa, $\alpha = 44^\circ$.

Some results of experimental measurements reached with the same procedure on the beams No. 4 and No. 5 are in Tab. 2.

Instructions for application of diagnostic method of state of stress of concrete structures named „Determination of state of stress with core drilling of small diameter – VUIS-Mosty method“ [10] was worked out. The instructions are based on our theoretical and experimental research. The accuracy of the method is $\pm 0,5$ MPa which is very acceptable for practical use.

Application of the method in the field

We decided to verificate this method on two bridge structures after succesful tests in the laboratory. Lafranconi Bridge in Bratislava was chosen for this intent. The testing place was situated in the bottom part of the cross section near first support on the left bridge structure. The test was carried out by stress releasing method (Fig. 3) at December 1994 when weather conditions complied

časť prierezu pri prvej bratislavskej podpere na ľavom mostnom objekte. Napätie sa uvoľnilo (obr. 3) v decembri 1994, v čase predpokladanej ustálenej teploty. Priemery otvorov boli 86 mm. Získané valce z prvého a tretieho otvoru sa použili na zistenie modulu pružnosti.

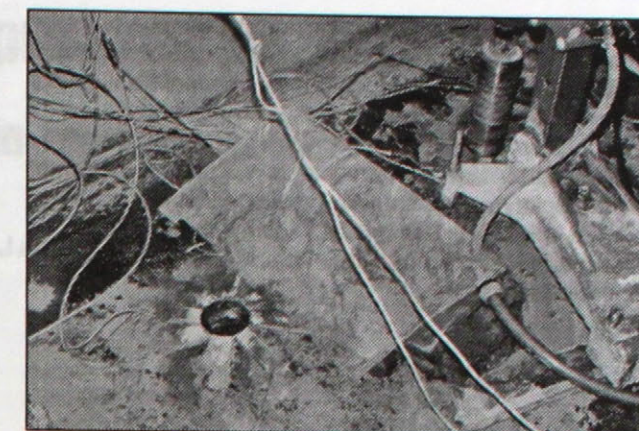
Na obr. 4 je znázornený priebeh merania zmeny deformácie okolo prvého vývrtu. Zo zmeny deformácie a z modulu pružnosti z vývrtu sa zistila stredná hodnota napätosti v mieste vývrtu $-6,4$ MPa. Ak predpokladáme presnosť metód $\pm 0,5$ MPa, potom možno uvažovať napätosť z intervalu $-5,9$ až $-6,9$ MPa. Zistená napätosť bola konfrontovaná u projektanta mosta. Podľa statického výpočtu by mala byť v danom mieste napätosť $-8,7$ MPa pri normálnej teplote a pri maximálnom ochladení asi -6 MPa. Samozrejme, že výpočet v projekte sa vykonal kvôli posúdeniu konštrukcie a na zistenie skutočnej napätosti. Preto aj týmto hodnotám možno prisúdiť určitý interval spoľahlivosti vzhľadom na presnosť vstupných parametrov výpočtu.

Na základe týchto úvah možno konštatovať, že zistená napätosť je v intervale reálnej napätosti a že i na mostnej konštrukcii sa potvrdila možnosť diagnostikovania napätosti metódou uvoľnenia napätia jadrovým vývrtom.

Druhým mostným objektom, na ktorom sa metóda aplikovala, bol diaľničný most Belá. Ide o viacpoľový segmentový most, kde uvedené zisťovania boli súčasťou diagnostikovej prehliadky. Úlohou meraní bolo overiť tlakovú rezervu v priereze. Rovnakým postupom ako pri moste Lafranconi sa zistilo normálové napätie na nezafatzenom moste v strede poľa $-5,5$ MPa.

Záver

Výsledok uvedeného výskumu má veľký význam pri diagnostike skutočného stavu napätosti nielen predpätých mostov, ale i ostatných betónových konštrukcií, čo

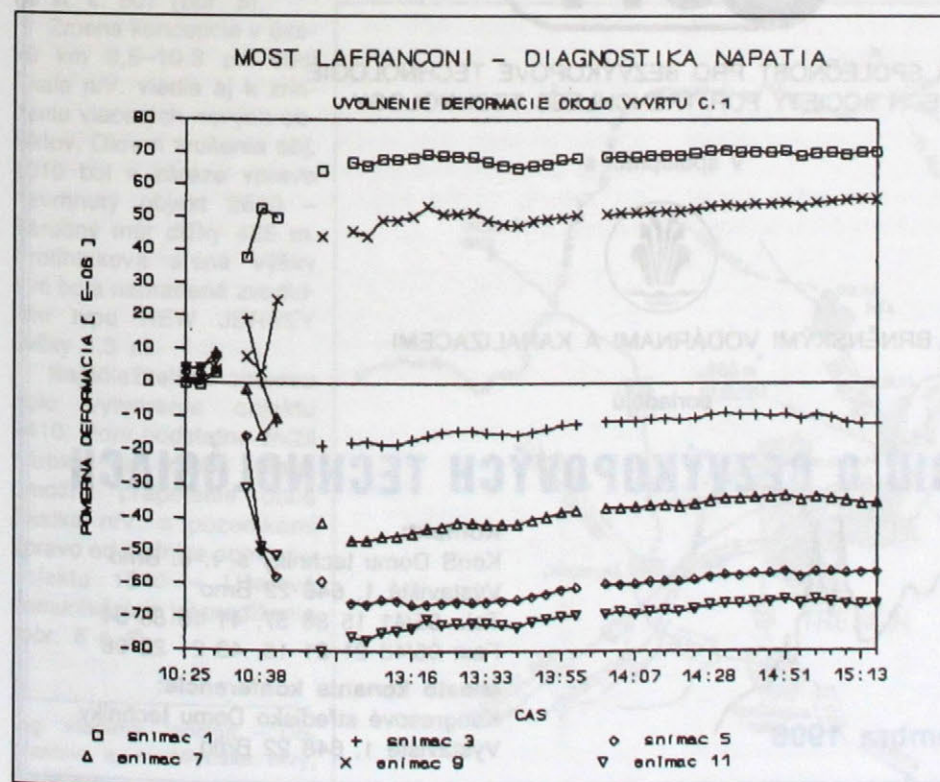


Obr. 3. Uvoľňovanie napätia jadrovou vŕtačkou HILTI na moste Lafranconi

Fig. 3. Stress releasing with core drilling machine HILTI on the Lafranconi bridge

with weather forecast that predicted a period with constant temperature. Diameters of holes were 86 mm. Cylinders obtained from the 1. and 3. hole were used to find out a modulus of elasticity. Course of measuring the change of deformation around No. 1 core drilling is shown on Fig. 4. The mean value of state of stress $-6,4$ MPa was found out from the deformation change. The modulus of elasticity measured on the core is estimated with above mentioned accuracy of used method $\pm 0,5$ MPa. On the basis of these assumption we consider the real state of stress in the interval from $-5,9$ to $-6,9$ MPa. Observed state of stress was compared with designed values. Bridge designer's predicted analysis in the measured spot reached value of state of stress $-8,7$ MPa by normal temperature and under the assumption of maximum drop of temperature is calculated value of stress $-6,0$ MPa. Design of the bridge structure was evidently computed to evaluate the whole structure and not to find out the real state of stress in local area. Therefore to the values computed by the designer we could add a particular interval of reliability with regard to the accuracy of input parameters used in the analysis.

On the base of these discussions we would say that the observed state of stress is in an interval of actual



Obr. 4. Priebeh meraní pomernej deformácie na vybraných tenzometroch okolo otvoru 1 pri uvoľňovaní napätia na moste Lafranconi

Fig. 4. Development of relative deformation on selected strain-gauges around the hole No. 1 by stress releasing on the Lafranconi Bridge

doterajšími postupmi nebolo možné. Významná je i skutočnosť, že ide o novú metódu aj v medzinárodnom meradle. Merania in situ potvrdili jej vhodnosť z hľadiska presnosti i priaznivých ekonomických nákladov.

Spolu so stanovením fyzikálno-mechanických parametrov materiálov konštrukcie a súčasným meraním vplyvu teploty na konštrukciu možno vykonať komplexnú analýzu existujúcej napätosti v konštrukcii, čo je rozhodujúca informácia pre optimálny statický zásah pri oprave konštrukcie.

LITERATÚRA

- [1] Klapetek, F.: Určování napjatosti v betonových konstrukcích metodou uvolňování napětí. II. celoštátna konferencia Diagnostika betonových konstrukcií, Považská Bystrica 1988.
- [2] Hruška, M.-Šuster, S.: Zvýšenie únosnosti mosta kombináciou dodatočného predpätia voľnými káblami a popúšťaním podpier. Kolokvium Rekonstrukce a zesilování betonových mostů, Praha 1993.
- [3] Šuster, S.-Červeňan, M.: Uvoľňovanie napätí pri rekonštrukcii mosta cez Moravu. [Výskumná správa.] Bratislava, VUIS-Mosty 1992.
- [4] Červeňan, M.-Šuster, S.: Zisťovanie stavu napätosti mostu na modeloch. [Výskumná správa.] Bratislava, VUIS-Mosty 1993.
- [5] Červeňan, M.-Šuster, S.: Zisťovanie stavu napätosti mostu in situ. [Výskumná správa.] Bratislava, VUIS-Mosty 1994.
- [6] Červeňan, M.-Šuster, S.: Smernica pre zisťovanie napätosti v mostných konštrukciách. [Výskumná správa.] Bratislava, VUIS-Mosty 1991.
- [7] Kucharík, J.: Hodnotenie stavu predpätia a ochrany predpínacej výstuže betonových mostov. In: Zborník Zisťovanie porúch, opravy a rekonštrukcie mostov, Bratislava 1989.

one. Therefore the possibility of diagnostic of bridge structure by means of Release Stress method, using core drilling, was confirmed.

The Bridge Belá was the second bridge structure where the method was applied. It is the segmental bridge on which our investigation was part of a diagnostic inspection. The task of the measuring was to find out a stress reserve in the cross section. The same procedure as during the investigation on the Lafranconi Bridge was used and the value -5.5 MPa of normal stress of the unloaded bridge in the middle of the span was observed.

Conclusion

The result of our research is of great importance by diagnostics of real state of stress not only of prestressed bridges but in other concrete structures, too. To carry out the diagnostic like this with present methods was impossible. Our method is the next one even from international point of view. Measurements carried out by this method on structures in situ confirmed its suitability from the point of view of accuracy as well as favourable costs.

Complex analysis of existing state of stress in the structure is important information for optimum statical intervention during rehabilitation of the structure. The complexity of analysis can be carried out when we are consider physico-mechanical parameters of materials of the structure with simultaneously measuring effect of temperature on the structure.

Most cez údolie pred obcou Skalka

Bridge over the valley in front of Skalka village

Vladimír JANČIGA

Obchvat Trenčína je koncipovaný ako súčasť severo-južného prepojenia diaľničného ťahu D61/D1 Poľsko-Slovensko-Maďarsko. Komplikované terénne i urbanistické podmienky a blízkosť vážkeho kanála si vyžiadali na trase dĺžky približne 10,3 km niekoľko mostných objektov náročných najmä na zakladanie.

By-pass highway of Trenčín town was designed as part of the north-south interconnection of the highway route D61/D1 Poland-Slovakia-Hungary. Complicated terrain and urbanistic conditions at the section cca 10.3 km long, as well as the proximity of the Váh channel, called for several bridge objects with difficult conditions especially regarding the foundation.

Stavba Chocholná-Skala (úsek 800 m), ktorej súčasťou je most 2410, bola časťou celoštátneho diaľničného ťahu D1 Praha-Trenčín-Košice-štátna hranica ČSFR/ZSSR (územné rozhodnutie z decembra 1989).

Zmenou situácie v štátoprávnom usporiadaní sa zmenila aj orientácia diaľnice. Stavba sa stala súčasťou diaľničného ťahu D61/D1 – severojužného prepojenia Poľska, Slovenska a Maďarska.

Zvlášť priaznivou zmenou bolo zlepšenie financovania výstavby diaľnice a zámer urýchliť odovzdanie úseku Chocholná-Nemšová motoristickej verejnosti. Diaľničný úsek odvedie tranzitnú dopravu mimo mesto Trenčín a bude na štátnu cestu I/61 (E75) napojený privádzačom pred Dubnicou nad Váhom (obr. 1). Odstránilo sa tak uvažované nezmyselné napojenie úseku diaľnice Chocholná-Skala (9,5 km) pomocou objektu 1610 (privádzač na diaľnicu Skala) na št. c. 507 (obr. 5).

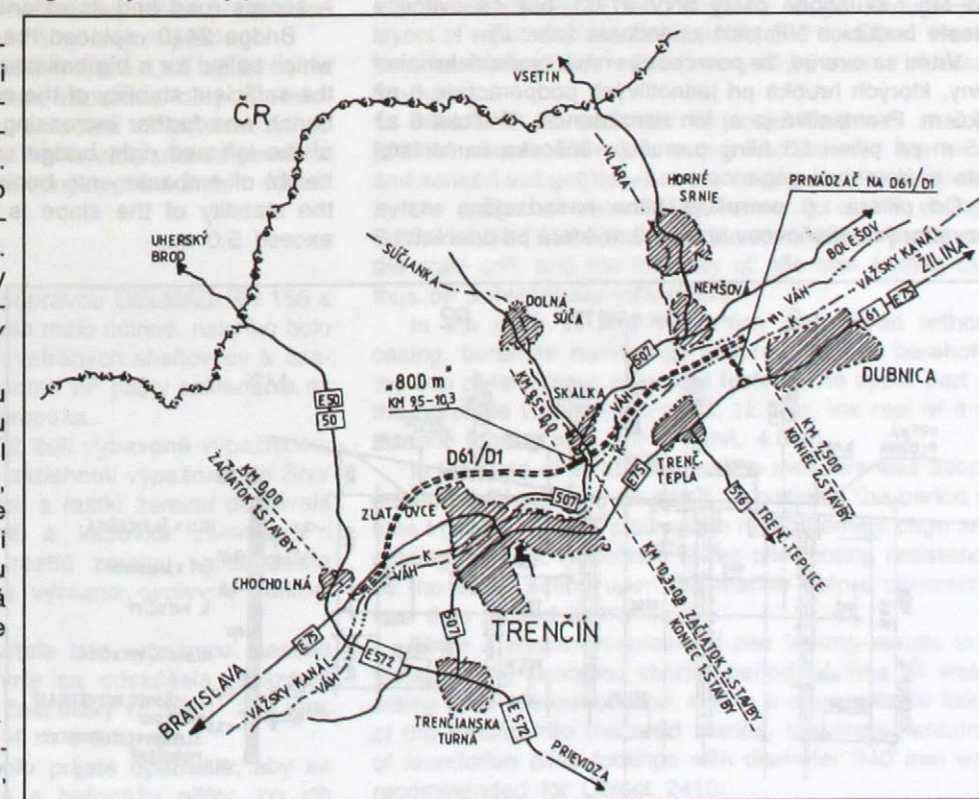
Zmena koncepcie v úseku km 9,5–10,3 pri obci Skala n/V. viedla aj k zriadeniu viacerých nových objektov. Okrem zrušenia obj. 1610 bol v záreze vpravo navrhnutý objekt 2640 – Zárubný múr dĺžky 425 m. Protihluková stena výšky 4 m bola nahradená zvodidlom typu NEW JERSEY výšky 1,3 m.

Najdôležitejšou zmenou bolo vytvorenie objektu 2410, ktorý podstatne znížil nároky na záber pôdy, umožnil prepojenie obce Skalka n/V. s pozemkami vpravo od diaľnice pomocou objektu 1540 – Účelová komunikácia a jej predĺženie (obr. 5 a 8).

Ing. Vladimír Jančíga – Do-prastav, a. s. Mlynské nivy, Bratislava.

Obr. 1. Situácia obchvatu Trenčín, Chocholná-Nemšová

Fig. 1. Layout of by-pass road at Trenčín, Chocholná-Nemšová



ČESKÁ SPOLEČNOST PRO BEZVÝKOPOVÉ TECHNOLOGIE
CZECH SOCIETY FOR TRENCHLESS TECHNOLOGY

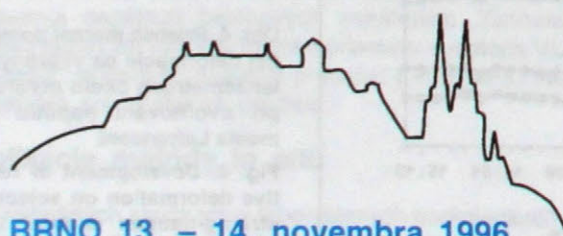
v spolupráci s



BRNĚNSKÝMI VODÁRNAMI A KANALIZACEMI

poriadajú

II. KONFERENCIU O BEZVÝKOPOVÝCH TECHNOLOGIÁCH



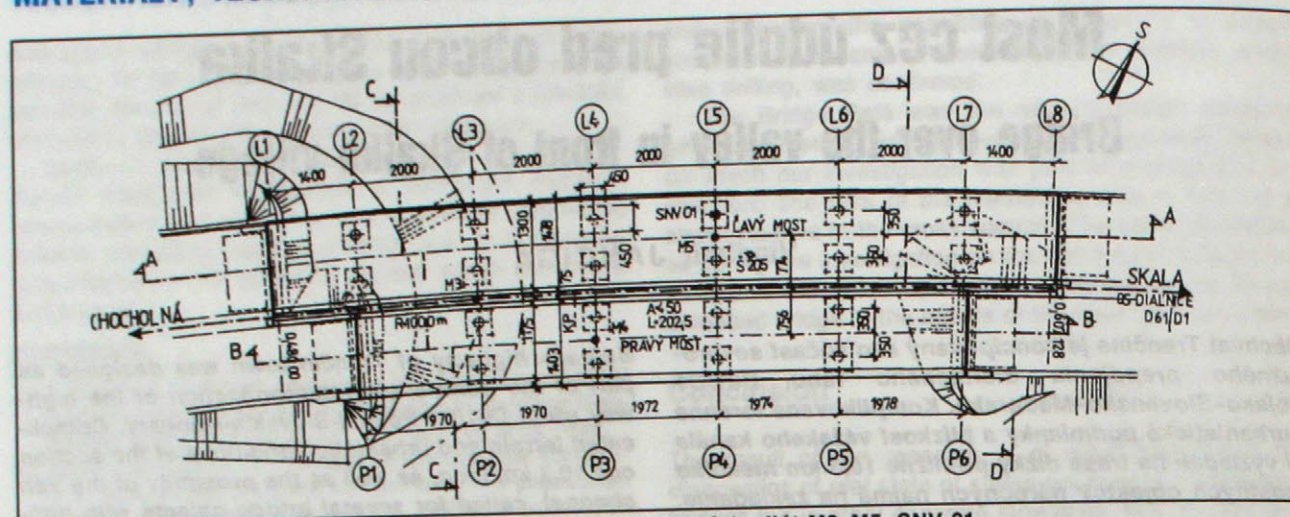
BRNO 13. – 14. novembra 1996

Kontakt:

KonS Domu techniky s. r. o. Brno
Výstaviště 1, 648 22 Brno
Tel.: 05/41 15 86 57, 41 15 86 34
Fax: 05/43 21 21 16, 43 21 22 98

Miesto konania konferencie:

Kongresové středisko Domu techniky
Výstaviště 1, 648 22 Brno



Obr. 2. Pôdorys pravého a ľavého mosta s umiestnením skúšobných pilót M3-M5, SNV 01

Fig. 2. Plan of the right and left bridge with location of the test piles M3-M5, SNV 01

Most 2410 nahradil násypové teleso výšky do 11 m, ktoré si kvôli zaisteniu dostatočnej stability násypu vyžadovalo aj veľkú príťažovacu lavicu. Lavica ešte zvyšovala nároky na záber pôdy. Dĺžka ľavého i pravého mosta bola stanovená tak, aby výška násypov za oporami, pri ktorej je stabilita svahu ešte vyhovujúca, nepresiahla 5 m.

Geologické pomery

Geológia v lokalite bola overená doplnčujúcim IG prieskumom (INGEO Žilina apríl 1992 a Geostatik Žilina marec 1994).

V auguste 1994 bola vypracovaná Správa o výsledkoch zafazovacích skúšok veľkopriemerových (VP) pilót pre založenie mosta 2410 (VÚIS). Prieskumné vrty M3-M5 i skúšobné pilóty SNV 01-03, boli situované v mieste budúcich VP pilót zakladania (obr. 2).

Vrtní sa overilo, že povrchovú vrstvu tvoria deluviálne hliny, ktorých hrúbka pri jednotlivých podperách je 6 až 16,5 m. Premenná je aj ich konzistencia. V hĺbke 6 až 9,5 m pri pilieri L3 hliny prerušuje šošovka kamenistej suty s úlomkami vápenca.

Od piliera L6 prerušuje hlinu nasadzujúca vrstva rozvetraných slieňovcov hrúbky 3 m, ktorá pri oporách L7

Dubnica nad Váhom (Fig. 1). Thus the planned and preposterous connection of the highway section Chocholná-Skala (section 9.5 km long) to the State Road 507 through Object 1610 (approach road over the highway Skala) was cancelled (Fig. 5).

Change of the concept at the section 9.5 to 10.3 km near the Skalka n/V. village also has led to the construction of several new objects. Apart from canceling the Object 1610, Object 2640 in cutting on the right side was designed – retaining wall 425 m long. Sonic barrier wall 4.0 m high was replaced by the New Jersey-type guard rail 1.3 m high.

The most important change was construction of the Object 2410 which substantially reduced demand for land and enabled the interconnection of Skalka n/V. with plots on the right side of the highway through the Object 1540 – access road and its extension (Fig. 5).

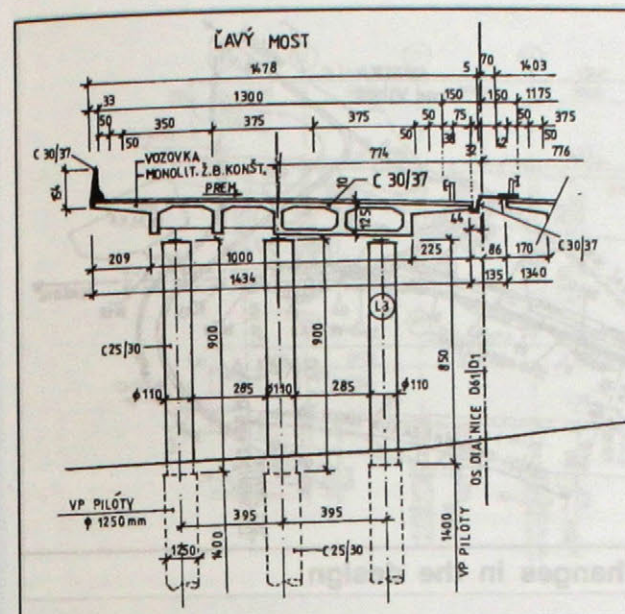
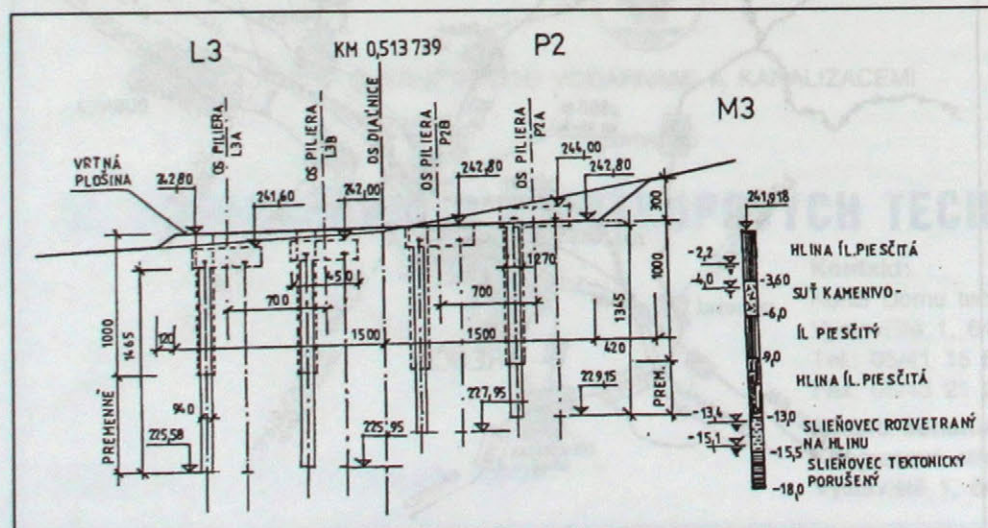
Bridge 2410 replaced the 11.0 m high embankment which called for a big ballasting bench in order to ensure the sufficient stability of the embankment. The ballasting bench was further increasing the need for land. Length of the left and right bridge was determined so that the height of embankments behind the abutments at which the stability of the slope is still satisfactory does not exceed 5.0 m.

Geological conditions

Geological conditions in the area were verified by a supplementary geological survey (INGEO Žilina, April 1992, and Geostatik Žilina, March 1994).

In August 1994 the Report on results of the loading tests of piles for foundation of the Bridge

Obr. 3. Sonda M3, vrtná plošina pre piliere L3 a P2
Fig. 3. Test borehole M3, boring platform for the piers L3 and P2



Obr. 4. Priechový rez podperou mosta C-C s 3 samostatnými stojkami (PD august 1993)

Fig. 4. Cross section of the bridge support C-C with 3 separate supports (Project documentation from August 1993)

a P6 dosahuje mocnosť 14 m. Vrstva priamo prechádza do slieňovcov, ktoré sú tektonicky porušené.

Podzemná voda bola v prieskumných vrtoch nariadená v niekoľkých úrovniach. V závislosti od hĺbky sa správa ako tlaková a ovplyvňuje konzistenciu zeminy do značnej hĺbky. Pôsobí najmä na hlinité zeminy mäkkej konzistencie, ktoré zasahujú do hĺbky 10,5 až 13,5 m. Na ich styku s podkladovými vrstvami tuhej až pevnej konzistencie, s výskytom úlomkov vápenca, tvorí základnú (aktívnu) šmykovú plochu. Viaceré úrovne podzemnej vody (obr. 3) vytvárajú však aj vo väčšej hĺbke predpoklad vzniku ďalších potenciálnych šmykových plôch.

Hlinité vrstvy sú naviazané v hĺbke 13,5 až 20 m na slieňovcový masív s polohami vápenca, ktorý je tektonicky porušený. O únosnosti a sadaní VP pilót rozhoduje v týchto podmienkach najmä hĺbka votknutia do pevného slieňovca, ktorá bola pri skúšobných pilótach min. 0,5 m.

Skúšobné pilóty

Pilóty boli vŕtané rotačnou súpravou DELMAG RH 155 s listovým vŕtákom. Vŕtanie bolo málo účinné, nakoľko bolo treba prechádzať vrstvami zvetraných slieňovcov a osamele sa vyskytujúci balvanmi. VP pilóty zakladania sa preto hlbili pomocou vibrodrapáka.

Pilóty SNV 01 a SNV 02 boli vybavené výpažnicou, SNV 03 bez výpažnice. Po zatahnutí výpažnice pri SNV 01 a 02 sa medzi výpažnicu a rastlú zeminu dostávala pôsobením vody uvoľnená a kašovitá zemina. Pri odpažení medzi betón a rastlú zeminu vniká ďalšia kašovitá zemina, čo môže výrazne ovplyvniť veľkosť plášťového trenia pilóty.

Pri SNV 03, ktorá sa vŕtala bez výpažnice, nastalo stlačenie vrtu. Pri tomto vrte sa odskúšala realizácia teleskopických pilót. Horná časť dĺžky 12 m ϕ 1 270 mm, zvyšok vrtu po päť pilóty 4 m ϕ 940 mm.

Pri všetkých pilótach bolo prijaté opatrenie, aby sa čas do uloženia armokoša a betonáže pilóty, po ich

2410 was elaborated (VÚIS). Test drills M3-M5, as well as the test piles SNV 01-03, were carried out at the place of the future foundation piles (Fig. 2).

The drills confirmed that the surface layer consists of deluvial clays with thickness of 6 to 16.5 m at the individual supports. Also their consistence is varying. At the pier L3 in the depth of 6.0 to 9.5 m the clays are disrupted by a lens-like layer of rocky debris containing the pieces of limestone.

From the pier L6, the clay is disrupted by a layer of weathered marlites 3.0 m thick which is at the supports L7 and P6 up to 14.0 m thick. This layer directly changes into the marlites which are tectonically damaged.

Underground water was found by surveying drills at several levels. Depending on depth, it behaves as a pressure water and influences the consistence of soil up to a significant depth. It has an effect mainly on clayey soils of a soft consistence which reach as deep as 10.5 to 13.5 m. At the joint of these soils with base layers of stiff to solid consistence, with presence of limestone fractions, it creates a basic (active) sliding surface. Several levels of underground water (Fig. 3), however, also create conditions for the possible formation of further sliding surfaces.

Clayey layers are in the depth of 13.5 to 20.0 m bonded to the tectonically displaced marlaceous massif with occurrence of limestone. Loading capacity and settlement of piles under these conditions is determined mainly by the depth of embedment into the solid marlite. In the case of the test piles this depth was required to be at least 0.5 m.

Test piles

The piles were bored by the rotary boring machine DELMAG RH 155 with bladed drill. The boring was little effective because of the necessity to go through the layers of weathered marlites and isolated boulders. Therefore, foundation piles were excavated by means of vibratory grab.

Piles SNV 01 and SNV 02 were fitted with casing, SNV 03 was not. After the casing was inserted, the freed and soaked soil got between the casing and the solid soil by the action of water. After removing of the casing, further soaked soil penetrates between the concrete and the solid soil, and the intensity of pile skin friction can thus be substantially influenced.

In the case of SNV 03 which was bored without casing, borehole narrowings occurred. At this borehole, the use of telescopic piles was tested. The upper part of the borehole was ϕ 1270 mm/L 12.0 m, the rest of it to the pile footing was ϕ 940 mm/L 4.0 m.

In the case of all of the piles the measure was adopted aimed at reducing as much as possible the period of time from boring until placing the reinforcement cage and casting the pile. Reduction of the pile footing resistance by the water acting upon the marlite before concreting was thus limited to minimum.

Since a smaller diameter of pile footing results in a faster boring process, shorter period of time of water acting upon the bottom soil, and in a more reliable fixing of the footing into the solid marlite, the implementation of foundation piles footings with diameter 940 mm was recommended for Object 2410.

Obr. 5. Situácia stavby D61/D1, km 9,5–10,3 (800 m) s prívádzačom 1610

Fig. 5. Layout of project D61/D1, km 9.5–10.3 (800 m) with approach road 1610

vyvrtaní, čo najviac skrátil. Zníženie odporu päty pilóty, pôsobením vody na slieňovec pred betonážou, sa tým obmedzilo na minimum.

Keďže pri menšom priemere päty pilóty sa dosahuje rýchlejší postup vŕtania, kratšie pôsobenie vody na základovú pôdu a spoľahlivejšie votknutie päty do pevného slieňovca, odporúčalo sa realizovať päty pilóty zakladania obj. 2410 s priemerom 940 mm.

Zmeny v projektovej dokumentácii

Veľkopriemerové pilóty podľa pôvodného projektu (DPP-Dopravoprojekt, a. s. august 1993) dĺžky 14 m – ϕ 1250 mm (obr. 4), kde sa šmyková plocha predpokladala v hĺbke 8 až 9 m, nebolo možné na základe výsledkov vrtov M2–M5 a skúšobných pilót realizovať.

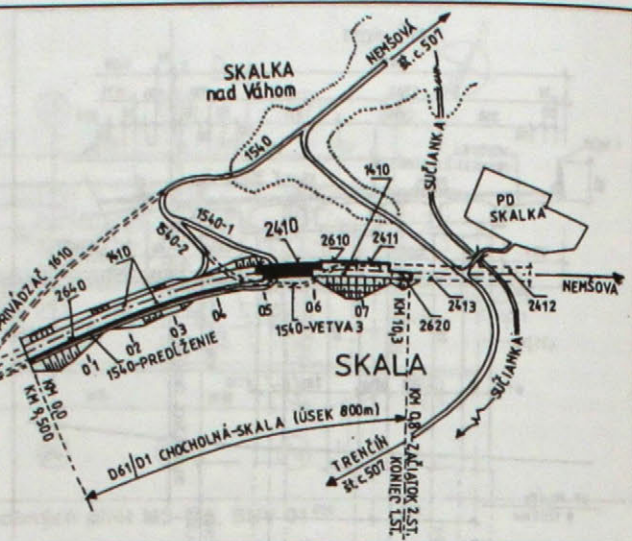
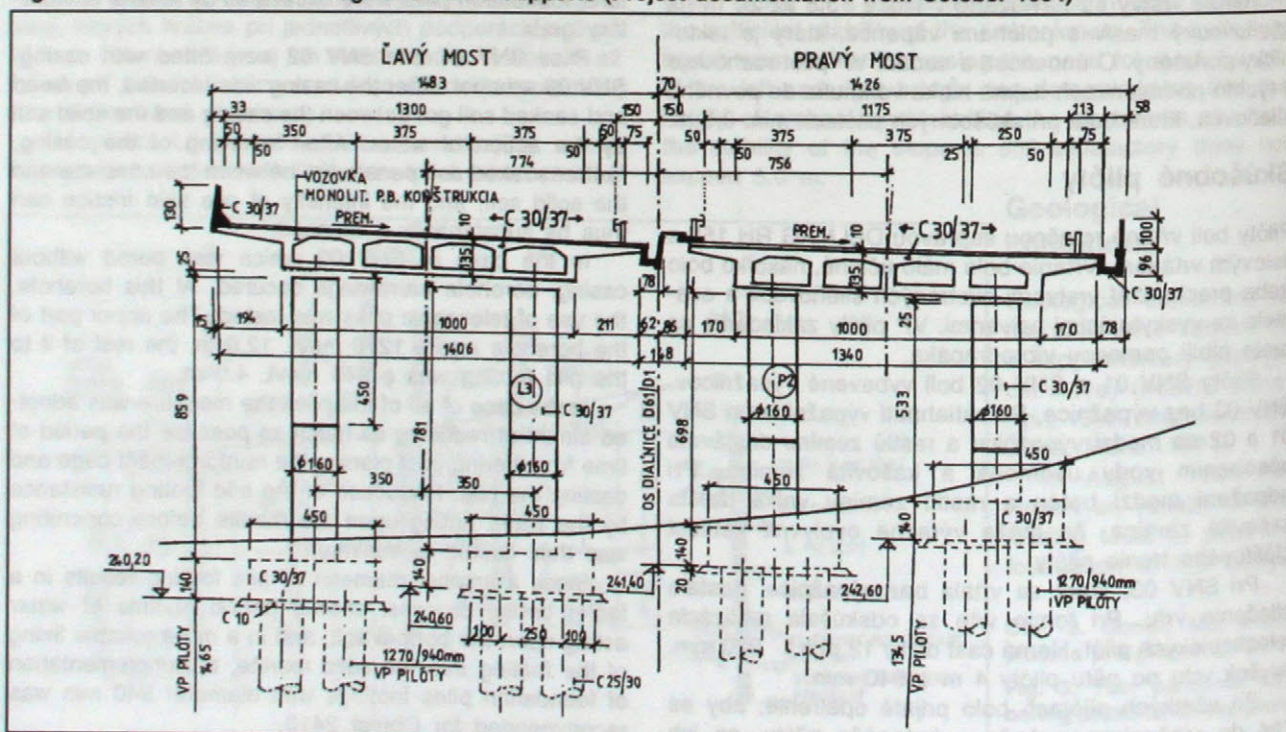
Ukázalo sa, že ani uloženie nosnej konštrukcie na podporu, ktorú tvoria 3 samostatné piliere v existujúcich zložitých geologických podmienkach, nie je vhodné.

Z uvedených dôvodov bola projektová dokumentácia objektu 2410 v októbri 1994 prepracovaná (DPP a Geoconsult).

V závislosti od hĺbky šmykovej plochy a hĺbky pevných slieňovcov bola upravená dĺžka pilót. Pilóty boli navrhnuté ako teleskopické ϕ 1 270 mm/970 mm. Medziľahlé podpory tvorili dvojice vzájomne neprepojených pilierov. Vodorovná nosná konštrukcia bola zo železobetónovej zmenená na predpätú konštrukciu (obr. 6 a 7), betón C 30/37.

Obr. 6. Pričný rez mostom C–C s 2 stojkami (PD október 1994)

Fig. 6. Cross section of the bridge C–C with 2 supports (Project documentation from October 1994)



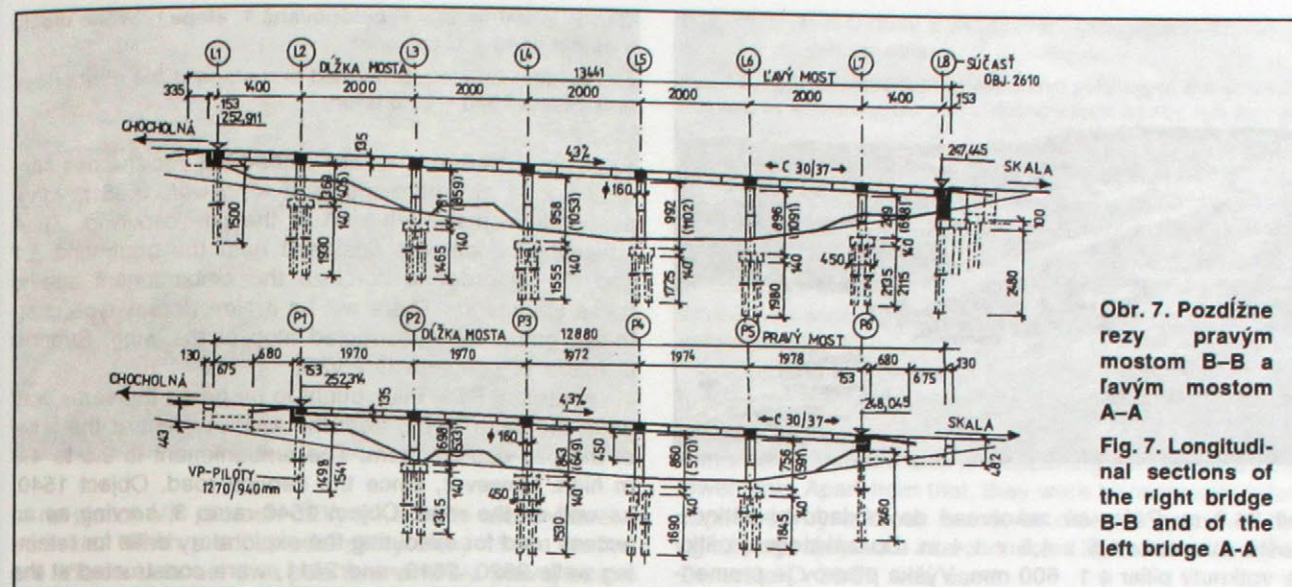
Changes in the design

On the basis of the boreholes M2–M5 and test piles results, the large diameter piles, ϕ 1250 mm/L 14.0 m (Fig. 4), which had been proposed under the original design (DPP-Dopravoprojekt AS August 1993) could not be implemented where the sliding surface was expected to be 8 to 9 m deep.

It also turned out that neither placing of superstructure on the pier consisting of 3 individual pile-columns was suitable in existing difficult geological conditions.

Therefore, the project documentation concerning the Object 2410 was redesigned by Geoconsult and DPP in October 1994.

Length of the piles was adjusted according to the depth of sliding surface and of solid marlite. Piles were designed as telescopic, ϕ 1270 mm/L 970 mm. Interme-



Obr. 7. Pozdĺžne rezy pravým mostom B–B a ľavým mostom A–A

Fig. 7. Longitudinal sections of the right bridge B–B and of the left bridge A–A

Zakladanie a spodná stavba

Veľkopriemerové pilóty sa v zmysle Správy o výsledkoch zaťažovacích skúšok (august 1994) realizovali v hornej časti v dĺžke 10 m ϕ 1 270 mm, zvyšok po päť ϕ 940 mm s výpažnicou pomocou vibrodrapáka až do tektonicky neporušených slieňovcov (obr. 6).

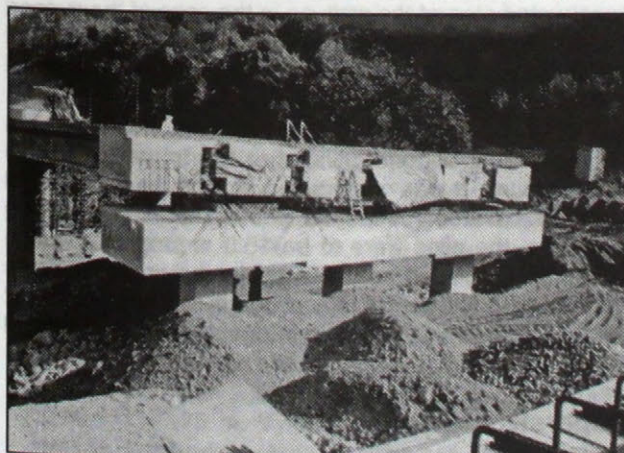
Pilóty sa vŕtali z vrtných plošín z úrovne základovej škáry železobetónových pätičiek mosta (obr. 3).

Vrtné plošiny sa museli zriaďovať vo vopred dohodnutom slede, aby sa mohlo súčasne vŕtať, odkladať vrtné nadstavce, umožniť dopravu na stavenisku a betonáž základových pätičiek podpier (obr. 2). Jedinou prístupovou cestou bol obj. 1540 (obslužná komunikácia).

Ukončenie vŕtania každej pilóty a dĺžku jej votknutia do slieňovcov posudzoval zodpovedný geológ priamo na stavbe.

Medziľahlé podpory

Tvoria ich dvojice samostatne stojacich kruhových pilierov ϕ 1 600 mm založených na štvorici teleskopických VP pilót ϕ 1 270 mm/940 mm. Dĺžka pilót je 13,5



Obr. 8. Úložný prah opory P1 s vybetónovanou 1. etapou NK pravého mosta

Fig. 8. Pier cap of the abutment P1 with concreted first stage of the right bridge

mediate piers were made of couples of separate columns. The superstructure was changed from reinforced-concrete to prestressed structure (Fig. 6 and 7). Concrete C 30/37 was used.

Foundation and substructure

In accordance with Report on loading tests results from August 1994, the large diameter piles, ϕ 1270 mm/L 10.0 m in the upper part and ϕ 940 mm down to their footings, were constructed with casings, and excavated by means of vibratory grab till tectonically intact marlites were reached (Fig. 6).

Piles were bored from the boring platforms levelled at the bottom of the bridge piers' reinforced-concrete footings (Fig. 3).

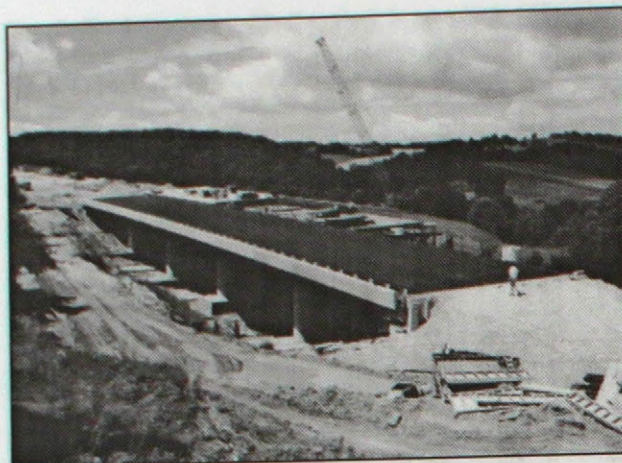
Process of installation of the boring platforms had to be agreed on beforehand, so that the boring, removing of the boring segments, construction traffic, and concreting of the piers' foundation footings could be done simultaneously (Fig. 2). The only access to the construction site was through the Object 1540 – access road.

Completion of the boring of each pile, as well as the length of its fixing into the marlites was judged by the geologist directly at the construction site.

Intermediate piers

The intermediate piers consist of the couples of separate circular columns, ϕ 1600 mm, constructed atop of the four telescopic piles, ϕ 940 mm/L 1270 mm. The piles are 13.5 to 24.8 m long and are embedded into the foundation footing, 4.5 x 4.5 x 1.4 m. The pier, ϕ 1600 mm, is embedded into the foundation footing. Height of the piers is varying, ranging from 2.5 to 11.0 m. Shuttering for the piers was made of circular aluminium shuttering IS-NOE. Concrete C 30/37 was used for the piers and foundation footings. Piles were made of C 25/30 (Fig. 6 and 12).

Abutment L1 – before boring it was necessary to fill up and consolidate the embankment, 3.0 to 3.5 m high, up to the level of the pile cap's bottom. Telescopic piles



Obr. 9. Pravý most – vybetónovaná 1. etapa pravého mosta a objekt 1540 – predĺženie

Fig. 9. Right bridge – concreted first stage of the right bridge and Object 1540 – extension

(3 pieces), 15.0 m long, are embedded into the pile cap, 12.0 x 2.35 m. There will be a wing wall, 3.35 m long, suspended on the left side of the pile cap (Fig. 7). A ballasting bench was designed near the abutments L1 and P1, in order to stabilize the embankment behind these abutments. There will be a New Jersey-type cast-in-situ guard rail constructed atop of the wing. Support is made of concrete C 25/30.

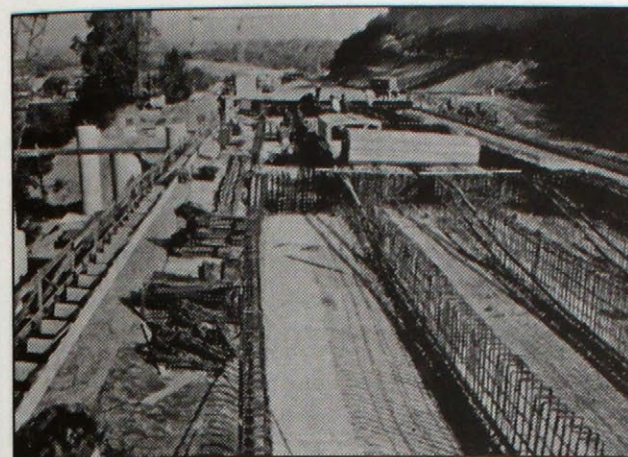
Abutment P1 – Piles ought to be bored the same way as in the case of L1, from the embankment at the level of the pile cap's bottom. The embankment is 3.5 to 4.0 m high. However, since the service road, Object 1540, as well as the road, Object 1540-ramp 3, serving as an access road for executing the exploratory drills for retaining walls 2620, 2610, and 2411, were constructed at the same time, the piles were bored from the level of ground (Fig. 5). The piles were up to the pile cap extended (Fig. 8). The pile cap was concreted in a shuttering as a girder. There was a gravitational retaining wall 13.35 m long (Fig. 2 and 7) and 4.4 m high with graded footing bottom inserted on the left side behind the abutment P1 up to the abutment L1. The wall is ended with a shaft for cables TZD – Object 5510. The shaft is not part of the Object 2410. There is a cornice with guard rail mounted atop of the gravitational wall. Two cables TZD are being led through the cornice openings. On its right side, the abutment P1 is adjoined by the gravitational retaining wall 3.55 m long and 4.5 m high. These gravitational retaining walls are made of concrete C 25/30. They replaced the wings which were originally designed at the abutments P1 and P6.

Abutment P6 – Piles (3 pieces) were bored from the platform levelled at the pile cap's footing bottom. They are telescopic, 24.6 m long. The embankment is 3.0 to 3.5 m high. There was a gravitational retaining wall, 13.55 m long, 4.6 m high, with graded footing bottom, inserted on the left side behind the abutment P6 up to the abutment L8 (Object 2610). The wall is ended with a cable shaft TZD. There is a cornice with guard rail constructed atop of the wall, as in the case of the support P1. On the right side behind the P6 is a draining shaft situated into which the right bridge's drainage channel leads (Fig. 7).

Abutment L8 – This is a gravitational abutment with graded footing bottom adjusted to the transversal slope of the ground. It was constructed atop of the 5 piles 24.8 m long excavated into the marlaceous subsoil. According to design, the piles were to be 15.0 m long. The boring platform was placed cca. 3 m below the ground. On the right side behind the abutment there is a draining shaft situated into which the left bridge's drainage channel leads. The shaft is a part of the support L8 (Fig. 7).

Superstructure

The superstructure of the bridge consists of two separate cast-in-situ prestressed structures, the left and the right bridge. The superstructure was designed with longitudinal slope of 4.3 %. The transversal slope is varying, on



je na piatich VP pilótach dĺžky 24,8 m do slieňovcového podlažia. Návrh predpokladal pilóty dĺžky 15 m. Plošina pre vŕtanie bola asi 3 m pod terénom. Na pravej strane za oporou je odvodňovacia šachta, do ktorej ústi odvodňovací žlab ľavého mosta. Šachta je súčasťou L8 (obr. 7).

Vodorovná nosná konštrukcia

Nosnú sústavu mosta tvoria dve samostatné monolitické predpäté konštrukcie – ľavý a pravý most. Nosná konštrukcia je navrhnutá v pozdĺžnom sklone 4,3 %. Priechy sklon sa mení na ľavom moste od 4,5 do 2 % na pravom moste od 4,5 do 2,47 %. Os nosnej konštrukcie je v pravosmernom oblúku $R = 1\,000$ m a v prechodnici $R = 450$ m. Šírkové usporiadanie na moste zodpovedá $D\,26,5$. Na ľavom moste je prídavný pruh šírky 3,5 m pre pomalé vozidlá (obr. 6).

Podľa projektovej dokumentácie (august 1993) konštrukciu mosta tvoril železobetónový 5-trámový prierez výšky 1,25 m (obr. 4). Trámy boli do vzdialenosti 4 m od osi uloženia spojené spodnou doskou. Okrem toho boli v strede rozpätia priečne prepojené trámovým stužovadlom. V krajných poliach pravého mosta dvoma stužovadlami; betón C 30/37.

Konštrukciu mosta podľa realizačnej projektovej dokumentácie (október 1994) tvorí predpätý monolitický 4-komôrkový nosník výšky 1,35 m (obr. 6 a 7). Prierez v priečnom smere nie je predpätý. Hrúbka trámov v poli je 0,3 m, v úseku 4 m od priečnika je premenlivá od 0,3 do 0,5 m. Hrúbka spodnej dosky je konštantná 0,15 m, mení sa len v nábehoch pri nadpodporových priečnikoch z 0,15 m na 0,3 m. Horná doska má konštantnú hrúbku 0,2 m, hrúbka konzoly vo votknutí je 0,4 m. Objekt 2410 tvoria dva samostatné mosty.

Pravý most je 5-poľový spojitý nosník s rozpätím poli 2 x 19,7 + 19,72 + 19,74 + 19,78 m. Dĺžka premostenia 97 m, dĺžka mosta 128,8 m (obr. 2 a 7). Šírka nosnej konštrukcie 13,4 m, šírka vozovky medzi zvodidlami 11,75 m. Na pravej strane prierezu bude železobetónový odvodňovací žlab (obr. 6). Kvôli zjednoteniu tvaru sa i jeho tvar výrazne zmenil (obr. 6). Vedľa žlabu je služobný chodník šírky 0,75 m. Vyrobenie konzol 1,7 m.

Nosná konštrukcia bola realizovaná na podpernej skruži PIŽMO s nosníkmi I č. 50 a COMBI-NOE 20 v dvoch etapách, prvá etapa dĺžky 43,5 m a druhá dĺžky 56,74 m (obr. 9). V každej etape sa najskôr vybetónovala spodná doska a potom trámy s hornou doskou a konzolami.

Obr. 10. Výstuž trávov a osadzovanie strateného debnenia 2. etapy pravého mosta

Fig. 10. Reinforcement of girders and placing of the shuttering left in structure for the second stage of the left bridge

the left bridge ranging from 4.5 to 2.0 %, on the right one from 4.5 to 2.47 %. The superstructure has a right-hand curve radius of $R = 1000$ m and a transition curve radius of $R = 450$ m. The arrangement of widths on the bridge is corresponding with $D\,26,5$. There is an additional lane 3.5 m wide on the left-side bridge for slowly moving vehicles (Fig. 6).

According to the design from August 1993, the structure of the bridge consisted of five girders 1.25 m high, made of reinforced concrete (Fig. 4). Girders were up to 4 m distant from the axis of supporting connected by the lower slab. Apart from that, they were transversally interconnected by a cross beam. In external spans of the right bridge they were interconnected by two cross beams. Concrete C 30/37 was used.

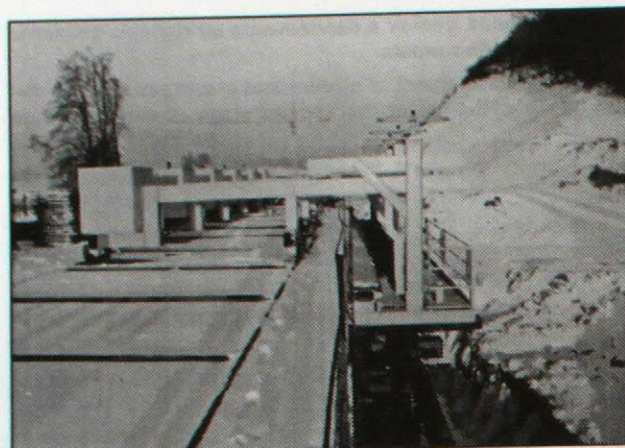
According to the detailed design from October 1994, the structure of the bridge consists of the prestressed cast-in-situ 4-box girder 1.35 m long (Fig. 6 and 7). The girder in cross direction is not prestressed. The thickness of webs in the span is 0.3 m, in the section of 4.0 m distant from the cross beam it is varying from 0.3 to 0.5 m. The thickness of the lower slab is constant at 0.15 m, it is varying only in adjacent part of the supporting cross beams from 0.15 to 0.30 m. The upper slab has a constant thickness of 0.2 m, thickness of the cantilever in the embedment is 0.4 m. Object 2410 consists of two separate bridges.

The right bridge is a five-span continuous beam with spans 2x19, 7+19, 72+19, 74+19, 78 m. Length of the bridging is 97 m, length of the bridge is 128.8 m (Fig. 2 and 7). Width of the superstructure is 13.40 m, width of the road between the guard rails is 11.75 m. There will be a reinforced-concrete drainage channel constructed on the right side of the cross section (Fig. 6). In order to achieve a uniform shape, its shape was also changed significantly (Fig. 4 and 6). There is a service footpath 0.75 m wide along the drainage channel. The cantilever overhang is 1.7 m.

The superstructure was constructed on the falsework PIŽMO with beams I 50 and COMBI-NOE 20 in two stages. The first stage was a section 43.5 m long, the second one was 56.74 m long (Fig. 9). In each stage the lower slab was concreted at first, followed by the girders with upper slab and cantilevers. Steel wound pipes $\phi\,80$ mm WITZENMANN for prestressing cables were placed simultaneously with the girder reinforcement (Fig. 10). The shuttering for concreting the girders was prepared in advance (Fig. 10) which was to be left in structure, since the chamber height is ranging from 0.85 to 1.0 m.

Each girder has been prestressed by five cables 9 ϕ Lp 15.5/1620 MPa. After the first stage was concreted, prestressing cables No. 1 and 2 were symmetrically prestressed from both ends. In the second stage, the cables No. 1 and 2 were connected to the first stage cables and then prestressed from one end.

Cables No. 3, 4 and 5 are designed as direct cables (15 pieces). They were threaded in after the second stage had been concreted. They are as long as the bridge (105.0 m) and were prestressed at 1280 MPa



Obr. 11. Opora P6 a betónovací vozík pre betonáž odvodňovacích žlabov

Fig. 11. Abutment P6 and the travelling formwork for drainage channel concreting

lami. Spolu s výstužou trémov sa ukladali i oceľové vinuté rúrky ϕ 80 mm WITZENMANN na vedenie káblov (obr. 10). Debnenie trémov bolo vopred vyrobené ako stratené debnenie, nakoľko výška komôrky je od 0,85 do 1 m (obr. 10).

Každý trém je predpnutý piatimi káblami 9 ϕ Lp 15,5/1 620 MPa. Káble č. 1 a 2 sú momentové. Po zabetónovaní 1. etapy boli obojstranne symetricky predpínané od stredného trému. V 2. etape boli káble č. 1 a 2 naspojované na káble 1. etapy a jednostranne predpnuté.

Káble č. 3, 4 a 5 sú navrhnuté ako priame (15 ks) a navliekali sa až po zabetónovaní 2. etapy. Majú dĺžku NK mosta 105 m a sú obojstranne predpnuté na 1 280 MPa; kotevný systém káblov MONOS 1800.

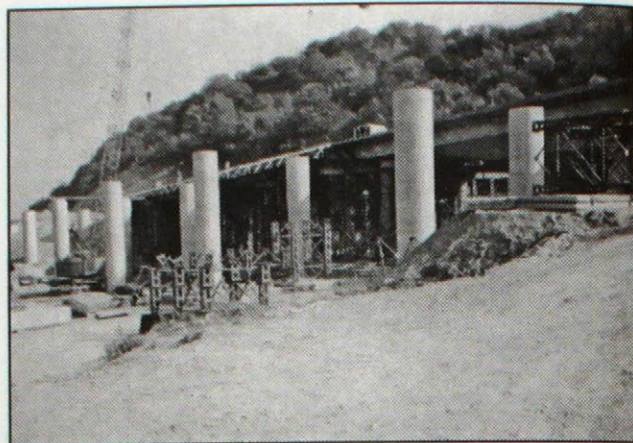
Po predpnutí 2. etapy bol namontovaný betónovací vozík pre odvodňovací žlab (obr. 11), ktorým sa v jednom cykle vyhotoví žlab dĺžky 25 m. Na žlabe bude oceľové zábradlie mestského typu. Betónová rímsa na pravej strane mosta je monolitická C 30/37 a bude vybetónovaná až po izolačnej a ochrannej vrstve mostovky.

Ľavý most je 7-poľový spojitý nosník s rozpätím polí 14 + 5 x 20 + 14 m. Celková dĺžka premostenia je 126,36 m a dĺžka mosta 134,41 m. Šírka vozovky medzi zvodidlami je 13 m. Na pravej strane prierezu bude vybetónovaný monolitický odvodňovací žlab. Vedľa žlabu je navrhnutý služobný chodník šírky 0,75 m. Vyloženie konzol prierezu je 1,94 a 2,11 m (obr. 6).

V súčasnosti sa realizuje 1. etapa nosnej konštrukcie ľavého mosta (obr. 12). Podpernú skruž tvorí PIŽMO s nosníkmi I č. 50 a COMBI 20 ako pri pravom moste. Ľavý most sa bude realizovať v troch etapách.

Prvá etapa bude mať dĺžku 38,1 m, druhá 40 m a tretia etapa 51,5 m. Počas budovania 1. etapy, rovnako ako pri pravom moste, budú zablokované ložiská na opore L3 (P3). Postup betonáže je rovnaký ako pri pravom moste.

Každý trém je predpnutý piatimi káblami. Momentové káble č. 1 a 2 sú 9-lanové 9 ϕ Lp 15,5/1 620 MPa (10 ks). Kotevný systém MONOS 1800 s roznášacími doskami 285 x 285 mm. Káble č. 3, 4 a 5 sú priame (15 ks) a majú dĺžku troch etáp (celý most), t. j. 130 m. Počet lán – 12 ϕ LP 15,5/1620 MPa. Kotevný systém MONOS 2400 s roznášacími doskami 320 x 320 mm, kotevné predpätie všetkých káblov je 1 280 MPa.



Obr. 12. Pohľad na pravý most a pillere L3–L8 ľavého mosta
Fig. 12. View of the right bridge and of the piers L3–L8 of the left bridge

from both ends. Anchorage system MONOS 1800 was used.

After the first stage had been prestressed, the travelling formwork for drainage channel was mounted (Fig. 11) which will in a single cycle produce the channel 25 m long. There will be a city-type steel railing mounted on the channel. Concrete cornice on the right side of the bridge is cast-in-situ, made of C 30/37. It will be concreted after the insulation and protection layer of the bridge is laid down.

Left bridge – is a seven-span continuous beam with spans 14 + 5x20 + 14 m. The overall bridging length is 126.36 m. Length of the bridge is 134.41 m. Width of the road between the guard rails is 13.0 m. There will be a cast-in-situ drainage channel concreted on the right side of the cross section. A service pathway 0.75 m wide was designed along the channel. The cantilever overhang is 1.94 and 2.11 m (Fig. 6).

At present, the first stage of the left superstructure is being constructed (Fig. 12). Falsework consists of PIŽMO with beams I 50 and COMBI-NOE 20, as in the case of the right bridge. The left bridge will be constructed in three stages.

The first stage will be a section 38.1 m long, the second one 40.0 m, and the third one 51.5 m long. During the construction of the first stage, the L3 (P3) bearings will be blocked, as was the case of the right bridge. Process of concreting is the same as in the case of the right bridge.

Each girder has been prestressed by five cables. Moment cables No. 1 and 2 are nine-stranded, 9 ϕ Lp 15.5/1620 MPa (10 pieces). Anchorage system MONOS 1800 with anchor plates 285x285 mm. Cables No. 3, 4 and 5 are straight cables (15 pieces), have a length of all of the three stages (of the whole bridge), i.e. 130 m, and are 12 ϕ Lp 15.5/1620 MPa. Anchorage system MONOS 2400 with anchor plates 320x320 mm. Anchorage stress of all of the cables is 1280 MPa.

In the first stage, only cables No. 1 and 2 are prestressed from both ends (10 pieces). In the second and third stage, cables No. 1 and 2 are connected and prestressed from both ends (10 pieces). After the third stage is completed, cables No. 3, 4 and 5 (15 pieces) will be threaded in and prestressed from both ends (length of

V prvej etape sa predpínajú len káble č. 1 a 2 obojstranne (10 ks). V 2. a 3. etape sa káble č. 1 a 2 naspojujú a jednostranne predpnú (10 ks). Káble č. 3, 4 a 5 (15 ks) sa po ukončení 3. etapy navlečú a obojstranne predpnú (dĺžky 130 m). Káble sú vedené v oceľových rúrkach WITZENMANN ϕ 80 mm.

Po predpnutí bude na pravej strane (v zrkadle) vybetónovaný železobetónový odvodňovací žlab (obr. 6) a na ľavej strane železobetónové zvodidlo výšky 1,2 m nad vozovkou.

Bezpečnostné zariadenia

Betónové zvodidlo tvaru NEW JERSEY je navrhnuté na ľavej strane ľavého mosta. Aby neovplyvnilo statický systém, je členené na dilatačné celky dĺžky 3,03 m a výšky 1,3 m. Je priamo nadbetónované na konzolu; betón zvodidla C 30/37 prevzdušnený s povrchovou impregnáciou. Plní aj funkciu protihlukovej steny (obr. 6).

Oceľové zvodidlá na pravej strane ľavého i pravého mosta sú zakotvené priamo do nosnej konštrukcie. Stĺpiky sú osadené do oceľovej rúry ϕ 250 mm a zabetónované betónom C 20/25 a uzatvorené plastmaltou. Zvodidlo na rímse pravého mosta je kotvené pomocou oceľového plechu do rímasy. Stĺpiky sú navarené na oceľový plech.

Zábradlie je umiestnené len na žlabe pravého mosta. Stĺpiky zábradlia sú navarené na stavbe, na oceľové dosky kotvené do odvodňovacieho žlabu. Zvary sú metalizované a v ochrannej vaničke zaliate nezmraštivou zálievkou.

Zrkadlo medzi odvodňovacím žlabom a rímou (obr. 6) je prekryté podlahovým oceľovým roštom typu 22 šírky 694 mm. Priechy posun zamedzujú uholníky zakotvené na hornej ploche žlabu a rímasy.

Príslušenstvo mosta

Konštrukcia vozovky hrúbky 100 mm má nasledujúcu skladbu: ABS I – 35 mm, ABS III – 30 mm, zaklinenie AOK 8/16 mm – 5 kg.m⁻², LAS – 30 mm, izolačná vrstva – 5 mm.

V súčasnosti SSC Bratislava uvažuje o možnosti nahradit' obrusnú vrstvu ABS I asfaltovým kobercom modifikovaným mastixom. Izolačná vrstva pravého mosta objektu 2410 bude zhotovená nástrekom z polyuretánu. Pri ostatných mostoch II. stavby ako aj pri ľavom moste 2410 bude izolácia z lepených izolačných pásov.

Ložiská krajných opôr sú NGa a NGe 2,5 MN, ostatné ložiská sú NGe, NGa, N 5 MN. Pevné ložiská sú na opore L5 ľavého a P4 pravého mosta.

Dilatačné zariadenia na oboch mostoch tvoria mostné závery 3W – 80J.

130 m). The cables are being led in the steel pipes WITZENMANN ϕ 80 mm.

After prestressing is finished, the reinforced-concrete drainage channel will be concreted on the right side of the bridge (Fig. 6) and the reinforced-concrete guard rail 1.2 m high above the pavement will be constructed on the left side of the bridge.

Security facilities

There was a concrete New Jersey-type guard rail designed on the left side of the left bridge. In order not to influence the statical system, it was divided into the dilatation parts 3.03 m long and 1.3 m high. It is directly overconcreted atop of the cantilever of the bridge. Concrete C 30/37 is used, aerated by the surface impregnation. The guard rail also serves as a sonic barrier (Fig. 3).

Steel guard rails on the right side of the left and right bridge are anchored directly into the superstructure. The posts are mounted into the steel pipe ϕ 250 mm, concreted by C 20/25 and sealed by a plastic mortar. The guard rail on the cornice of the right bridge is anchored by means of a steel sheet. The posts are welded onto the steel sheet.

Railing is mounted on the drainage channel of the left bridge only. Railing posts are welded onto the steel plates anchored into the drainage channel. The welds are metallized and sealed in a protective tank by an unshrinkable material.

The mirror between the drainage channel and the cornice (Fig. 6) is covered by a steel floor grate, type 22 and width 694 mm. Transversal shift is prevented by the angles anchored onto the upper surface of the channel and the cornice.

Accessories of the bridge

The pavement is 100 mm thick and has the following composition: ABS I – 35 mm, ABS III – 30 mm, wedging AOK 8/16 mm – 5 kg.m⁻², LAS – 30 mm, insulation layer – 5 mm.

At present, SSC Bratislava is considering the possibility of replacing the abrasion layer ABS I by a bituminous layer modified by a mastix. An insulation layer of the right Bridge 2410 will be produced by spraying the polyurethane-based substance.

Bearings NGa and NGe 2.5 MN are used for abutment supports, otherwise bearings NGe, NGa, N 5 MN. Fixed bearings are on the support L5 of the left bridge and on the support P4 of the right bridge.

Expansion joints on both of the bridges are of type 3W – 80J.

Premostenie rieky Súčanka pri obci Skalka

Bridge over the River Súčanka near Skalka village

Pavel VISKUP

Budovaný úsek Chocholná-Skala je časťou diaľničného ťahu D1 severojužnej magistrály diaľnice E75. Prepája diaľničnú sieť Maďarska a Poľska. Postupným dobudovaním jednotlivých úsekov diaľnice sa realizuje transeurópska magistrála aj na území Slovenska.

Charakteristika územia a premostenia

Budovaná časť diaľnice D1 v úseku Chocholná-Nemšová je rozdelená na dva celky, predstavujúce úplný obchvat Trenčína. Dobudovaním obchvatu vznikne možnosť odklonu tranzitnej dopravy z centra mesta.

V členitom teréne, ktorým trasa prechádza, sú viaceré mostné diaľničné objekty. Najväčší z nich je dvojica samostatných rovnobežných mostov s nezávislou spodnou stavbou. Z uvažovaných alternatívnych riešení nakoniec dodávateľ Doprastav, a. s. Bratislava, po konzultáciách a rokovaniach s terajším projektantom mosta a. s. Dopravoprojekt Bratislava, odporučil investorovi SSC Bratislava v súčasnosti realizovanú koncepciu. Ide o dvojicu mostov budovaných technológiou letnej betonáže, ktorá minimalizuje zásah do existujúceho terénu. Citlivý zásah je potrebný vzhľadom na geologicky komplikované základové pomery. Letná betonáž umožňuje bez zásahu preklenúť exponované miesto stabilizovaného zosuvu, strmú časť skalného brala (sklon po spádnicí asi 45°), štátnu cestu II/507 a súčasne riečku Súčanku.

Teleso diaľnice spolu s ochrannou hrádzou riečky Súčanky bude vytvárať časť ochrannej hrádze Váhu v inundačnom území.

Geologické podmienky

Pokryvnú časť svahu, zvažujúcu sa v smere trasy pod sklonom približne 25°, tvorí zväčša stabilizovaný zosuv so stupňom stability 1,03 až 1,2. Ide o povrchový deluviálny komplex s hliníťmi a hlinito-kamenitými sufami. Jeho mocnosť je premenlivá 0,2 až 0,4 m, lokálne 7 až 8 m i viac. Eolický pokryvný komplex tvoria sprašové hliny mocnosti až nad 10 m s drobným výskytom skalných sutí. Deluviálny a eolický komplex sa skladá z hliny tuhej až pevnej konzistencie.

V údolí Súčanky sú miestne navážky mocnosti až 7 m, prekrývajúce spočiatku hlinito-kamenitú suť s prevahou hlinitej zložky. Spodnejšie vrstvy v hĺbkach 5 až 10 m predstavujú rozpukaný kalový vápenec.

Skladba podlažia pod krajnými oporami č. 10 a 20 i prvým párom podpier pri obidvoch mostoch bola upresnená vrtmi pre skúšobné pilóty.

Ing. Pavel Viskup – Doprastav, a. s. Bratislava.

Highway section Chocholná-Skala which is currently under construction is part of the North-South Expressway E75. It will be connecting the highway networks of Poland and Hungary. Through a gradual finishing of the construction of individual highway sections in Slovakia, the transeuropean expressway is also under construction on the territory of this country.

Description of the territory and of the bridge

Part of the highway currently under construction in section Chocholná-Nemšová has been divided into two parts representing complete by-pass highway of Trenčín. After finishing the by-pass highway, diversion of the transit traffic from the city center will be enabled.

There are several bridge structures in the hilly ground which the highway passes through. The biggest of them is a couple of separate parallel bridges with independent substructure. From several alternative solutions considered, the currently implemented concept was finally recommended to the client SSC Bratislava by the contractor Doprastav AS Bratislava, after consultations and discussions with current designer of the bridge, Dopravoprojekt AS Bratislava. This concept represents a couple of bridges constructed by the cantilever balanced method which minimizes the interference with existing terrain. The interference with ground is necessary to be sensitive with regard to the geologically complicated foundation conditions. The cantilever balanced method allows without interference to bridge the exposed area of stabilized landslide, steep part of the rocky cliff (c. 45-degree slope), State Road II/507, as well as the small River Súčanka at one stroke.

Highway body and protective embankment of the River Súčanka will be a part of the protective dam of the river Váh in an inundation area.

Geological conditions

The covering part of the inclination sloped down in direction of the highway in c. 25 degrees is largely represented by a stabilized landslide with degree of stability 1.03 to 1.2. It is a surface deluvial complex consisting of clayey and clay-rocky detrituses. Its thickness is varying from 0.2 to 0.4 m, locally from 7.0 to 8.0 m or more. Eolithic covering complex consists of loessed clays with thickness over 10.0 m, with small occurrence of rocky detrituses. Deluvial and eolithic complex consists of clays of stiff to solid consistence.

In the valley of Súčanka, there are local made-up grounds up to 7.0 m thick, covering the initially clay-rocky



DRÔTOVNĀ, a. s. výrobca oceľových drôtov a výrobkov z drôtu

920 28 Hlohovec, Slovakia

tel.: 0042/804/237 59

fax: 0042/804/232 47, 227 42

ZVÁRANÉ SIETE

ELECTROWELDED MATS

7-DRÔTOVÉ PRAMENCE

DO PREDPÄTÉHO BETÓNU

7-WIRES STRANDS

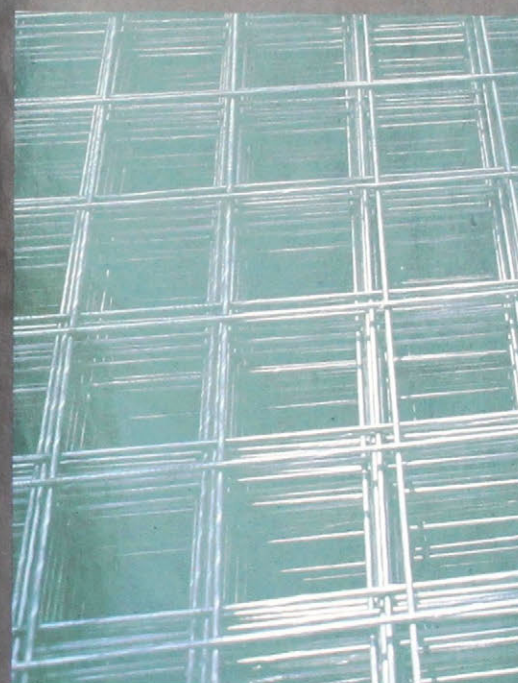
FOR PRESTRESSED CONCRETE

PRIESTOROVÁ VÝSTUŽ DO ŽELEZOBETÓNOVÝCH KONŠTRUKCIÍ

LATTICE GIRDERS FOR REINFORCEMENT OF CONCRETE CEILINGS

KLINCE

WIRE NAILS





"HIROCEM"

HIROCEM, a.s. so sídlom v Rohožníku je najväčší a najmodernejší výrobca stavebných látok v Slovenskej republike. Výrobky sú testované zahraničnými skúšobnými ústavmi a majú značku vysokej kvality. Projektovaná kapacita je približne 2 milióny ton stavebných látok.



V SÚČASNOSTI VYRÁBAME A DODÁVAME: PORTLANDSKÝ TROSKOVÝ CEMENT

triedy 22,5; 25; 32,5R
(STN P ENV 197-1, DIN 1164)
triedy PZ 275 (H)
(Ö NORM B 3310)

PORTLANDSKÝ CEMENT

triedy 42,5; 42,5R, PZ 375 (STN P ENV 197-1, DIN 1164, Ö NORM B 3310)

PORTLANDSKÝ CEMENT

triedy 47,5
(PTN - R 72 2121)

CEMENTY ŠPECIÁLNE

bitúmenový tr. 32,5 (PTN - R 72 2102)
cestný cement triedy 7,0 (PTN - R 72 2124)

BIELÝ CEMENT

tr. 52,5 (PTN - R 72 2123, podľa DIN 1164
zodpovedá CEM I 52,5)

VÁPNO VZDUŠNÉ BIELE KUSOVÉ (STN 72 2230)

VÁPENNÝ HYDRÁT (STN 72 2246)

MLETÉ VÁPENCE

pre poľnohospodárstvo, stavebníctvo
a na odsiľovanie spalín
(STN 72 1217 a STN 72 1220)

MLETÉ VÁPENCE VEĽMI JEMNÉ

pre chemický a gumársky priemysel
(STN 72 1217, STN 72 1220)

SUPERJEMNÝ VÁPENEC

(PN ZRP 72 1203)

ŽIAROBETÓN

s nízkym obsahom hlinitanového
cementu LCC na výrazne
namáhané výmurovky tepelných
zariadení (PTN - R 72 6180)

KAMEŇ LOMOVÝ

triedený

NAŠA PODNIKOVÁ PREDAJŇA

ROHOŽNÍK 0802/848218

ZNAČKOVÉ PREDAJNE HIROCEM, a.s. Rohožník

STAVMIX Bratislava 07/258825

STAVENA Bratislava 07/836002

MAXIS, spol. s r.o., Bratislava 07/3788012

TYREX, spol. s r.o., Bratislava 07/248167

PRESPOR, spol. s r.o., Bratislava 07/293744

STAVMAT PLUS, spol. s r.o., Malacky 0703/723292

STAR, spol. s r.o., Myjava 080290/2204,4661

STAVAN - stavebniny, spol. s r.o., Skalica 0801/945057

STAVMAT PLUS, spol. s r.o., Senica 0703/723292

STAVMET, spol. s r.o., Trnava 0805/2830

Stavebné materiály - Miloš Kočár Piešťany 0838/21780

PK stavebniny, spol. s r.o., Brezová 0802/942800, 942412

KOSMEA Senica 0802/3682

Kohúšová Mária, obchod s palivami a stavebným materiálom

Šamorín 078/622464

MANECO, spol. s r.o., Dunajská Streda 0709/922263

Stavebniny QUATRO, spol. s r.o., Sereď 0707/922818

HRON stavebniny, Šimo Adrián Želiezovce 0811/711014

SPG, spol. s r.o., Galanta 0707/2478

STAVEBNINY, spol. s r.o., Topoľčany 0815/21008, 321008

BAK, spol. s r.o., Nitra 087/34141, 35230

Milan Švajlen - RUKAGALA Solčany 0815/63828

SPÔSOB PREPRAVY

voľne ložený - RAJ vozňami a autocisternami
balený - vagónmi, autami, fóliovanými paletami
malé balenia

"HIROCEM" - CEMENTOVÁ PEVNOSŤ

ZÁKLAD VAŠICH ZÁKLADOV - "HIROCEM"

HIROCEM, a.s.
906 38 Rohožník
tel.: 0703/765111
Fax: 0703/765239

HIROCEM, a.s. obchodné centrum
Hviezdoslavovo nám. 9, 811 02 Bratislava
Tel.: 07/5334913, 5334920
Fax: 07/5334913, 5333884

Škoda Volkswagen Mladá Boleslav - Lackiererei

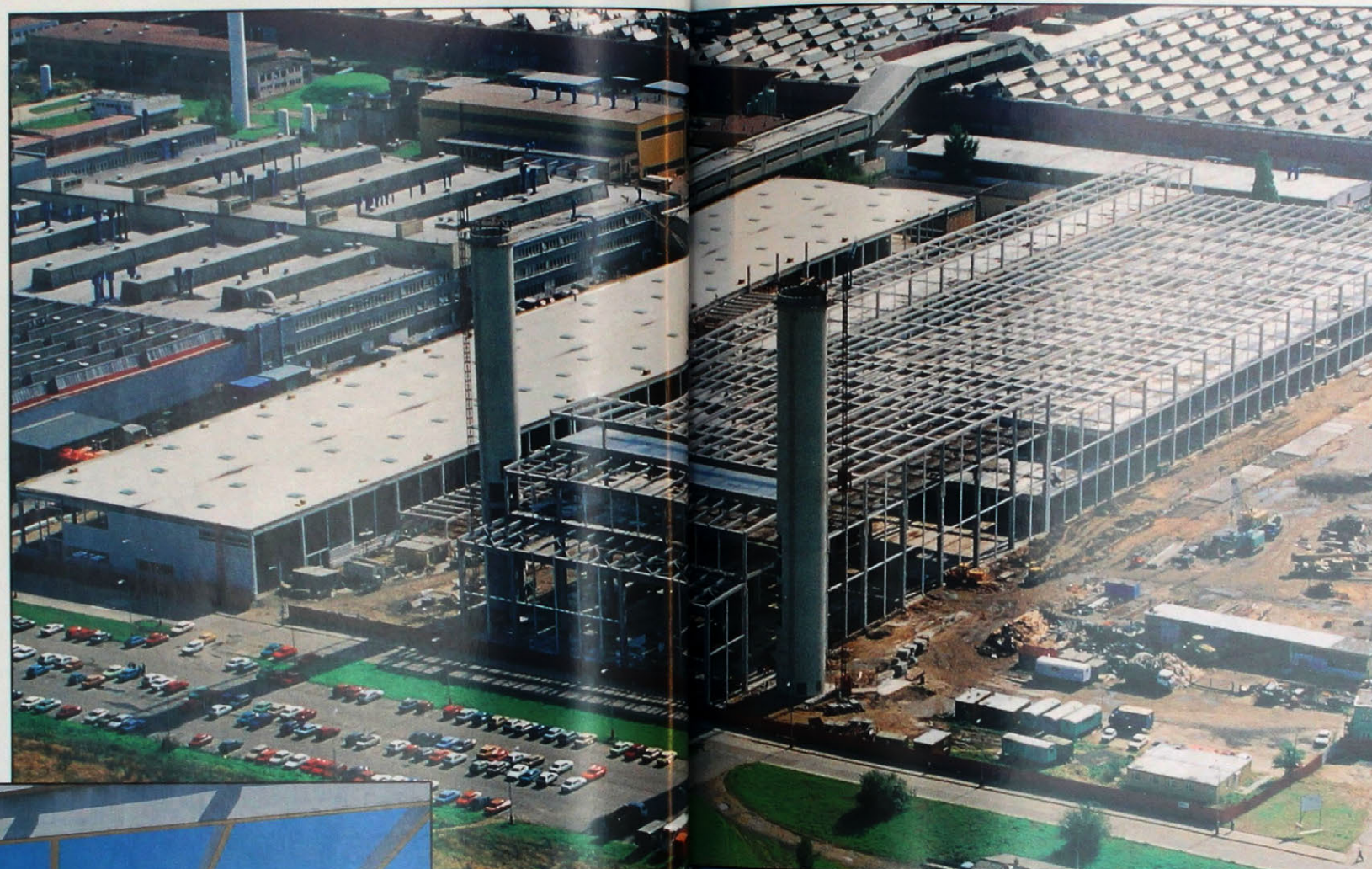
Die zwei riesigen Industriehallen in den Grundrißmaßen 288 m x 50 m und 288 m x 80 m wurden in den Jahren 1993 - 94 binnen 8 Monaten geliefert und montiert. Die Stahlbetonkonstruktion entspricht den anspruchsvollen Anforderungen der Technologie. Besonders beim Objekt M 11 B - Lackiererei für oberen Lack - wurde das Lackierverfahren durch zwei bis drei Stockwerke geführt. Für die Deckenkonstruktion wurden deshalb vorgespannte Träger mit Elementplatten angewandt. Gesamt wurde für diesen Bau 10.070 m³ Fertigteile in DIN - Qualität geliefert.

Škoda Volkswagen Mladá Boleslav - paint shop

Two huge industry halls with ground plan 288 x 50 m and 288 x 80 m were in the years 1993-1994 within 8 months delivered and erected. Reinforced concrete construction is in accordance with pretentious specifications of the technology. Especially in the case of object M11B - paint shop for top varnish, the technology is situated in two till three floors. For the floor construction were therefore used pre-stressed girders with element slabs. As a whole we were for this construction delivered 10 070 m³ precast elements in Quality according DIN.



M 11 A



M 11 B

Škoda VW Mladá Boleslav - objekty lakovní

M 11 A Spodný lak:
Jednopodlažná dvojloďová prefabrikovaná konštrukcia haly M11A pôdorysných rozmerov 50 x 288 m bola dodaná a zmontovaná v priebehu troch mesiacov v r. 1993.

M 11 B Vrchný lak:
Dodávka a montáž trojpodlažnej z časti aj dvoj a štvorpodlažnej haly M11B pôdorysných rozmerov 288 x 80 m. Rozpon troch lodí je 20 m, dvoch lodí 10 m. Stĺpy do výšky 25 m sú priebežné, stĺpy do výšky 30 m boli vyrábané z dvoch 19 a 11 m častí. Stropy sú dimenzované na zaťaženie 10 kN/m². Zdvojené nosníky o rozpätí 20 m sú predpäté, nesú poloprefabrikované železobetónové nosníky a dosky, dimenzované na zmonolitnenie bez podopretia. Strešné väzníky a väznice sú z predpätého betónu. Strešný plášť je ľahký z trapezových plechov.

Na stavbu M 11 B bolo dodaných a zmontovaných v období cca 7 mesiacov: 206 ks stĺpov, 1274 ks trámov a nosníkov, 127 ks väzníkov, 632 ks väzníc, 28830 m² dosiek pre poloprefabrikované stropy, spolu 10070 m³ prefabrikátov a 985 m² sendvičových parapetných dosiek.



DIN Qualität

DIN Kvalita

ZIPPA Bratislava s.r.o.

Stará Vajnorská 16,
832 44 Bratislava
Slovensko

Tel.: 0042-7-5251 362, 5251 004
Fax: 0042-7-5251 105, 5251 356



MILETIČOVA 7a, 827 99 BRATISLAVA,
P. O. BOX 38, TEL. 07/526 60 43,
FAX 07/526 13 73



Nemocnica Petržalka

Dodatočne predpäté dosky viacúrovňového
parkoviska počas výstavby



Hospital Petržalka

Post-tensioned slabs of multi-storey car park
during construction



Nad Dunajom 50
841 04 Bratislava
Tel./Fax: 07/722 432



Doprastav, a. s.

odštepny závod Bratislava
Mlynské Nivy



DIAĽNICA D1 - OBCHVAT TREŇČINA

PATRÍME K SEBE

POROTHERM®

PERO + DRAŽKA

INŽINIER STA/2

KUPÓN

Áno, chcem vedieť viac o systéme **POROTHERM®**.
Detailnejšie podklady mi zašlite na adresu:

Tel.: _____

Fax: _____

Kupón nalepte na korešpondenčný lístok a zašlite na našu adresu.

Kompletný tehlový systém vhodný pre každú stavbu.

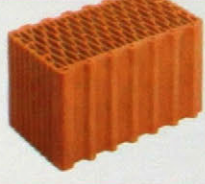
Firma WIENERBERGER Vám predstavuje vynikajúci revolučný systém pozostávajúci zo spoľahlivých komponentov tehál **POROTHERM® PERO+DRAŽKA**. Tie patria k sebe. Svojou neza-meniteľnou konštrukciou pomáhajú šetriť Váš čas a náklady. Ponúkajú ideálne riešenie pre pokrokové plánovanie a výstavbu. Rovnako ako aj naša sieť obchodných zástupcov, ktorí pokrokový systém **POROTHERM®** ponúkajú po celom Slovensku. A tí patria k nám, ale k Vám tiež. Takže, **PATRÍME K SEBE**.

KOMPLETNÝ TEHLOVÝ SYSTÉM

STROPY



TEHLY



PREKLADY



Nová perspektíva stavania

+ doplnky systému pre hospodárnejšiu výstavbu.

Obchodníka, ponúkajúceho systém POROTHERM, najdete vo Vašej blízkosti:

BÁNOVCE N/BEBR: STAVMAT. MONT SPOL. S R.O.; BANSKÁ BYSTRICA: JÚLIUS RONČÁK, MR STAV S R.O., OBČIANSKE STAVBY, A.S., PRIMAX SPOL. S R.O., STAVIVO IBV, STAVOCOMP S R.O., STREDOSTAVIVA, A.S.; BARDEJOV: FK STAVEBNINÝ; BRATISLAVA: ALFA DEVÍN SPOL. S R.O., ING. OTO STRATENÝ, ING. MIROSLAV PISKLA, JOPÁ SPOL. S R.O., JOZEF VÁLEK-JOVÁK, JUKA SPOL. S R.O., KOSMEA SPOL. S R.O., LIPTÁK KAROL DR., MATEP SPOL. S R.O., MAXIS, PRODOM-STAV SPOL. S R.O., SPECTRUM TRADE S R.O., STAVEBNINÝ, STAVIVA BRATISLAVA A.S., STAVMIX SPOL. S R.O., TYREX SPOL. S R.O.; BREZNO: GRUNSTAV SPOL. S R.O.; ČADCA: INGOLD SPOL. S R.O.; DOBNÝ KUBÍN: STRING S R.O.; DUNAJSKÁ STREDA: MAM BAUMAT SPOL. S R.O., MIKLOS & CO SPOL. S R.O., MUZSLAY SPOL. S R.O., SERMAN S R.O.; GALANTA: SPG SPOL. S R.O.; HLINÍK NAD HRONOM: STAVMAT. SPOL. S R.O.; KEŽMAROK: ING. JAROSLAV KONTOŠ; KOLárovo: MARKSTAV; KOMÁRNO: ING. JURAJ PINTÉR, POLYCONST SPOL. S R.O.; KOMÁRNO-NOVÁ STRAŽ: CONTENT, KOMJATICE: PIPO SPOL. S R.O.; KOŠICE: AL PAN, ATYPSTAV Š.P., ENTE SPOL. S R.O.; FERONA A.S., ING. ARCH.BRZÁČ BORIS, MB GROUP S R.O., STAVIVA Š.P., STAVOTERM-SERVIS S R.O., STREK, JÁN ONDÍČ; LADCE: LAHOZ SPOL. S R.O.; LEOPOLDOV: SKÁKALOVÁ JULIA; LEVICE: RATUFA, STAVEROX S R.O., S P L A.S.; LUČENEC: STAVOÚNIA A.S.; MALACKY: STAVMAG-MAGLEN CTIMÍR, STAVMAT PLUS S R.O.; MALÁ IDA: FERROSTBAU A.S.; MARTIN: JEDNOTA SD MARTIN, ŠTEFAN PAVLIK, MICHALOVCE: STAVOSERVIS-ERBE, MOČENOK: TOVAR-TOTH; MODRA: STAVEBNO-OBCH. ZDRUŽ; NÁMESTOVO: MG-MARIÁN GRIGEL; NITRA: ADIO, BAK SPOL. S R.O., DYNAMIK, RUDOLF LIGAS; NITRA-DRAŽOVCE: JANA VARGOVÁ; NITRIANSKE PRAVNO: KREMEL; NOVÉ MESTO N/VÁHOM: RUDOLF BUBLAVÝ-ROPSPOL; NOVÉ ZÁMKY: FRIDRICH DEUTSCH, STAVEKO S R.O., STAVIM-PEX SPOL. S R.O., HEGEDUS S R.O.; OPATOVCE NAD NITROU: ING. EDUARD

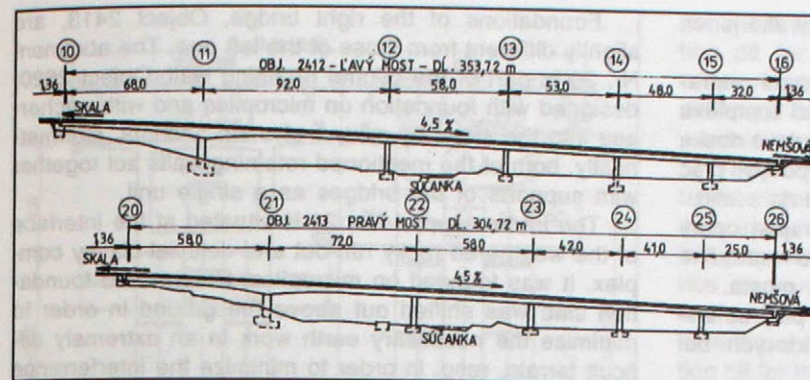
GOMBARČIE, PIEŠŤANY: IB STAMIX SPOL. S R.O.; POPRAD: B.S.V. STAV. S R.O., IDOS SPOL. S R.O., STAVBÁR A.S.; POVAŽSKÁ BYSTRICA: RAVEN A.S.; POVINA: STAVEBNINÝ; PREŠOV: DUKER SPOL. S R.O., LESOSTAV PREŠOV Š.P., VARGAS SPOL. S R.O.; PRIEVIDZA: INCON SPOL. S R.O.; PÚCHOV-STARÉ NOSICE: ČIBENKA VLADIMÍR; RADOŠINA: LUDOVIT FRŤALA; RIMAVSKÁ SOBOTA: STAVRIS A.S.; ROŽŇAVA: KOVSTAV-RV SPOL. S R.O.; RUŽOMBEROK: JÁNOS SPOL. S R.O.; SENEC: STAV - MAX; SERED: STAVEBNINÝ QUATRO S R.O., ING. ČAČANÝ EMANUEL; SKALICA: STAVAN SPOL. S R.O.; SLÁDKOVIČOVO: SAVING S.A.; SINIA: TICHOMIR GALANDA; SPIŠSKÁ NOVÁ VES: CYRIL BOBÁK, STAVCENTRUM-FEKETE; SPIŠSKÁ STARÁ VES: FRANTIŠEK FURČOŇ; SPIŠSKÉ VLACHY: JÁN KÁNTOR; STARÁ LUBOVŇA: JURAJ ŠULIK-SOLIDSTAV, JOZEF REPKA, TATRACOR SPOL. S R.O.; STAVMONT S R.O.; STUPAVA: CEVASERVIS A.S., STAVMIX PLUS S R.O.; ŠAMORÍN: KOHUŠOVÁ Mária; ŠALA: ADASTAV; ŠTUROVO: STAVEBNINÝ-SZABO; ŠURANY: JÁN NAGY-MURENA; TEŠEDÍKOV: BRIMAK V.O.S.; TOPOLCÁNY: STAV-CEM SPOL. S R.O.; STAVEBNINÝ SPOL. S R.O.; TOPOLCNÍKY: GABOR FRUHVÁLD; TREBIŠOV: MONIKA HROPKOVÁ; TRENCIANSKE TEPLICE: KRUKER S R.O.; TRENCÍN: ING. PAVOL ELLINGER, STAVEBNINÝ S A T; TRNAVA: FEVA - CAR; TRSTENÁ: STAVPO SPOL. S R.O.; TRSTÍN: B.E.A. BARÁNEK JOZ; TURČIANSKE TEPLICE: JEDNOTA SD MARTIN; VEĽKÝ MEDER: MANECO SPOL. S R.O.; VEĽKÝ KRŤIS: J-STAV SPOL. S R.O.; VRÁBLE: MAPEX S R.O.; STAVBA REAL SPOL. S R.O.; VRÚTKY: ING. BOHUMIL KURHAJEC; ZLATÉ MORAVCE: FORNAX SPOL. S R.O., ING. VLADIMÍR RAČEK, KANVOD, STAVEX-PÁNIK; ZVOLEN: ING. MILAN MRAZ, SLOVSTAV 04 SPOL. S R.O., STAVING SPOL. S R.O.; ZVOLEN-RÁKOS: ANDREJ FEJKA; ŽELIEZOVCE: ADRIÁN ŠIMO; ŽIAR NAD HRONOM: JEDNOTA SD, STAVMAT; ŽILINA: BCI SPOL. S R.O., BRICK SYSTEM V.O.S., EKOSTAV S R.O.

WIENERBERGER SLOVENSKÉ TEHELNE
spol. s r.o.

953 01 Zlaté Moravce, Tehelná 5
Tel.: 0814/ 232 44, Fax: 0814/ 235 45

S

MATERIÁLY, TECHNOLOGIA, REALIZÁCIA



Obr. 1. Pozdĺžny profil mostov, objekty 2412 a 2413

Fig. 1 – Longitudinal section of the bridges, Objects 2412 and 2413

detritus, with clayey component prevailing. The lower layers in depth of 5.0 to 10.0 m consist of fissured limestone.

Composition of the subsoil under the abutments No. 10 and 20, as well as under the first couple of the piers of both of the bridges was exactly determined through test piles' boreholes.

Pozdĺžny profil mostov

Z hľadiska staničenia ľavý 6-poľový mostný objekt č. 2412 má celkovú dĺžku 364 m. Rozpätia polí sú zrejmé z pozdĺžneho rezu na obr. 1. Krajná opora č. 10 tohto mosta sa nachádza na svahu nad obcou. Rámová stojka č. 11 je na úpätí svahu bezprostredne vedľa štátnej cesty. Opora č. 12 je z hľadiska staničenia medzi štátnou cestou a korytom Súčanky. Ostatné medzifahlé piliere a krajná opora č. 16 sa nachádzajú v inundačnom území Váhu za Súčankou. V smere staničenia má pravý 6-poľový mostný objekt č. 2413 celkovú dĺžku 323 m s rozpätiami polí podľa obr. 1. Umiestnenia rámovej stojky č. 21 a medzifahlých pilierov ako aj krajnej opory č. 26 sú podobné ako pri moste 2412.

Svetlá výška premostenia nad štátnou cestou je asi 13,5 m. Na konci, kde je krajná opora umiestnená na násype zemného telesa diaľnice, je premostenie 8,5 m nad terénom.

Zakladanie

Na stanovenie počtu pilót ϕ 940 mm, či mikropilót ϕ 135 mm bolo treba vykonať zafazovacie skúšky, ktorých vrty zároveň slúžili ako doplnujúci geologický prieskum.

Krajná opora ľavého mosta (objekt 2412) je súčasťou oporného múra objekt 2411, ktorým po doplnujúcom geologickom prieskume bola nahradená pôvodne uvažovaná estakáda. Estakáda mala v mieste stabilizovaného zosuvu priamu väzbu na mostný objekt. Založenie jej pilierov bolo značne komplikované a kvôli veľkému rozsahu zemných prác bola aj estakáda nahradená oporným múrom, založeným na mikropilótach. Kotvené oporné múry (č. 2610 a 2620), nachádzajúce sa pred mostami spolu s ich krajnými oporami, tvoria stabilizujúci prvok pre potenciálne nestabilný svah.

Rámová stojka č. 11, ako aj nasledujúci pilier budú založené na mikropilótach. Pilier č. 13 je založený na veľkopiomerových pilótach, ktorých dĺžka sa upravila podľa skutočnej navrhanej úrovne skalného podlažia. Na zabezpečenie stability votknutia vŕtaných pilót do skalného podlažia sa v úrovni ich päty vykonala injektáž.

Ostatné piliere sú plošne založené. Krajná opora č. 16 je založená opäť na veľkopiomerových pilótach, realizovaných z úrovne násypu zemného telesa diaľnice.

Problém zakladania pravého mosta – objekt 2413 má nepatrné odlišnosti od ľavého mosta. Krajná opora č. 20 je súčasťou stredového oporného múra – objekt 2620, navrhnutého so založením na mikropilótach a prikotvením ku svahu zemnými kotvami. Obidva oporné múry s

Longitudinal profile of the bridges

The left six-span Bridge 2412 has a total length of 364.0 m. Length of the individual spans can be seen in the longitudinal section. Abutment No. 10 of the bridge is situated on the slope above the village. Frame column No. 11 is situated at the foot of the slope, just beside the state road. Support No. 12 is from the viewpoint of stationing situated between the state road and the River Súčanka. Rest of the intermediate piers, as well as the abutment No. 16 are situated in an inundation area of the Váh, behind Súčanka. The right six-span Bridge 2413 has a total length of 323.0 m. Its spans can be seen in the Fig. 1. Location of the pier No. 21 and of the intermediate piers, as well as of the abutment No. 26 is similar as in the case of the Bridge 2412.

Clear height of the bridging over the state road is about 13.5 m. At the end, where the abutment is situated on the highway's earth body embankment, the bridge is 8.5 m above the ground.

Foundation

In order to determine the number of piles ϕ 940 mm or micropiles ϕ 135 mm, it was necessary to execute the piles' loading tests the boreholes of which served as wells for an additional geological survey.

The abutment of the left bridge (Object 2412) is part of the retaining wall, Object 2411, which after executing the additional geological investigation replaced an initially planned viaduct. The viaduct had at the place of the stabilized landslide direct connection onto the bridge. Foundation of its piers was considerably complicated and it was replaced by the retaining wall constructed on micropiles also because of the large extent of the necessary earth-moving work. Anchored retaining walls (Objects 2610 and 2620) situated in front of the bridges, together with their abutments, represent a stabilizing element of the potentially unstable slope.

The frame support No. 11, as well as the next pier, will be founded on micropiles. The pier No. 13 is erected on large diameter piles, with their length adjusted to the actual level of the rocky subsurface. In view of uncertainty about the quality of the bored piles' embedment into the rocky subsurface, there was a grouting executed at the level of their footing.

The rest of piers was founded with spread footings. The abutment No. 16 was again founded on large diameter piles which were executed from the level of the highway's embankment.

krajnými oporami mostov pôsobia geometricky ako jeden celok.

Rámová stojka č. 21 sa nachádza na rozhraní zvetraľého skalného výbežku a deluviálneho hlinitého komplexu a je založená na mikropilótach. Predpätá základová doska je vysunutá nad terén kvôli minimalizácii výkopových prác v extrémnom teréne, resp. minimalizácii zásahu do svahu.

Spôsob založenia ostatných pilierov a krajnej opory pravého mosta korešponduje s rovnako situačne umiestnenými podperami susedného ľavého mosta.

Únosnosť mikropilót a veľkopriemerových pilót sa zistila zafazovacími skúškami, z výsledkov ktorých bol stanovený ich celkový počet.

Spodná stavba a zemné práce

Pri objekte 2413 začína krajná opora v záreze svahu. Výkop bude z väčšej časti spoločný s výkopom stredového oporného múra. Zo strany svahu bude nevyhnutná stabilizácia zárezu proti erózii. RENO matrace v kombinácii s tenkou vrstvou humusu stabilizovanou hydroosevom zabráni erózii a povrchová voda bude zvedená príhlým žlabom do dažďovej kanalizácie diaľnice.

Rámová stojka sa nachádza pod pätou svahu bezprostredne vedľa komunikácie štátnej cesty. Tento stiesnený priestor si z hľadiska zakladania vyžiadala čiastočný zásah do strmého svahu nad komunikáciou. Obnažená časť svahu je proti erózii zabezpečená torkrétom, vystuženým sieťovinou s priklincovaním na svah. Táto úprava končí bezprostredne nad úrovňou časti základovej pätky.

Susedný pilier je založený v základovej jame chránenej zabaranenými štetovnicami, ktoré sa po betonáži základu vytiahnu. Výkop pre základ ďalšieho piliera je bezprostredne vedľa ľavostrannej hrádze Súčanky, kde je na styku s hrádzou chránený krátkou štetovnicovou stenou. Štetovnice sa po založení piliera takisto vytiahnu.

Výkopové jamy pre zvyšné pilieri sú svahové. Krajná opora bude betónovaná na zriadenom násype zemného telesa diaľnice.

Pri plošnom zakladaní pilierov v inundácii Váhu boli problémy s extrémnym prítokom spodnej vody do základovej jamy. Na obnaženom skalnom podloží sa z betónu vytvorili „ohrádky“ odrážajúce prenikajúcu vodu do záchytných studní, odkiaľ sa voda prečerpávala do Súčanky.

Krajná opora je založená z úrovne upraveného násypu zemného telesa diaľnice, výškovo zhodnej so spodnou hranou úložného prahu.

Pri zakladaní krajnej opory č. 10 objektu 2412 sa neočakávajú komplikácie. Výkop na jej založenie je však podmienený stabilizovaním budúceho výkopu pre stojku č. 11. V otvorenom výkope opory bude po zrealizovaní mikropilót založený spolusúvisiaci objekt – oporný múr.

Rámová stojka sa nachádza v stiesnených pomeroch ako stojka susedného mosta. Svah výkopu pre tento pilier však bude stabilizovaný prefabrikovanými panelmi so zvislými rebrami, kotvenými na sklaný masív zeminovými kotvami. Toto riešenie sa skladá z troch stupňov realizovaných zhora nadol, pričom výkop pre oporu č. 10 a stojku č. 11 možno začať až po zakotvení zeminových kotiev. V zapaženom výkope pre stojku sa na stanovenie počtu mikropilót najskôr vykoná zafazovacia skúška dvojice mikropilót.

Foundations of the right bridge, Object 2413, are slightly different from those of the left one. The abutment Nr. 20 is part of the central retaining wall, Object 2620, designed with foundation on micropiles and with anchorage into the slope by means of earth anchors. Geometrically, both of the mentioned retaining walls act together with supports of the bridges as a single unit.

The frame support No. 21 is situated at the interface of the weathered rocky run-out and deluvial clayey complex. It was founded on micropiles. Prestressed foundation slab was shifted out above the ground in order to minimize the necessary earth work in an extremely difficult terrain, resp. in order to minimize the interference with slope.

The way of foundation of the other piers of the right bridge, as well as of its abutment, is corresponding with the equally situated piers of the adjacent left bridge.

Loading capacity of the micropiles and of the large diameter piles was determined by loading tests the results of which were used for determination of the total number of them.

Substructure and earth work

As for the Object 2413, the abutment is located in the slope cutting. Its excavation will be largely done together with an excavation for the centre supporting wall. From the side of slope, the cutting will have to be stabilized against erosion. Erosion will be prevented by RENO mattresses in combination with a thin layer of humus stabilized by hydroseed. The surface water will be drained by an adjacent channel into the rainfall water sewage of the highway.

The frame support is situated at the bottom of the slope, just beside the state road. From the viewpoint of foundation, the very straitened conditions called for a partial interference with the steep slope beside the road. Uncovered part of the slope has been secured against erosion by gunite, reinforced mesh nailed to the slope. This adjustment ends up just above the level of part of the foundation footing.

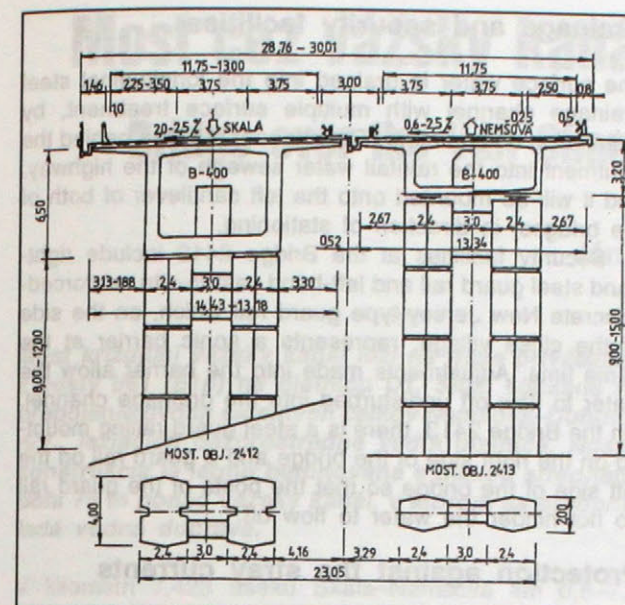
The adjacent pier is founded in a foundation pit protected by hammered sheet piles which will be removed after the foundation is concreted. Trench for the next pier is situated just beside the left-hand embankment of Súčanka and at the joint with this embankment it is protected by a short sheet-pile wall. After the pier is constructed, the sheet piles will be removed.

Trench for the rest of the piers are sloped. The abutment will be concreted on the highway's embankment.

In the process of spread foundation of piers in an inundation area of Váh, difficulties with extreme inflow of underground water into the trench occurred. There were „walls“ concreted on an uncovered rocky subsurface in order to divert the infiltrating water into the retaining wells from where it was pumped over into the river Súčanka.

The abutment is constructed from the level of adjusted highway's earth body embankment. This level is corresponding with the lower edge of the abutment cap.

As for the Object 2412, there are no extraordinary expected during the foundation of the abutment support No. 10. However, the excavation of the trench for this



Obr. 2. Pričný rez mostov nad podperou a v poli

Fig. 2. Cross section of the bridge above the support and in the span

Založenie ostatných pilierov je podobné, ako pri pilieroch mosta 2 413. Rozdielnym riešením bude iba ponechanie krátkej štetovnicovej steny, pažiacej výkopovú jamu v časti odkopu ľavostrannej hrádze Súčanky.

Nosná konštrukcia

Nosnú konštrukciu obidvoch mostov tvorí staticky šesťpoľový spojitý nosník s jednou rámovou stojkou. Na ostatných podperách je nosná konštrukcia uložená na klzných ložiskách. Pričný rez je navrhnutý ako jednokomorový nosník s premenlivou výškou v 1. a 2. poli (obr. 2). V ostatných poliach je výška prierezu konštantná.

V monolitickú predpätú konštrukciu sa použije betonárska výstuž 10 425 (V) a na predpätie predpínacie kotvy 13 ϕ Lp 15,5/1800. Konštrukcia z betónu B 400 je v pozdĺžnom smere navrhnutá ako plne predpätá, v priečnom smere čiastočne – nad priečnikmi. Priečne predpätie sa bude realizovať tyčovými predpínacími jednotkami CPS 32 (mat. 13 180 mod.). Použije sa kotevný systém trinásťanových kotiev CH-13/ZRP v kombinácii so spojkami MONOs 2400. Káblkové dráhy tvoria rúrky WITZENMANN. V nosnej konštrukcii sú úpravy pre možnosť dodatočného osadenia voľne vedených káblov typu max. 18 ϕ Lp 15,5/1800. Deviatory pre tieto káble sa pripnú na spodnú dosku a trámom predpínacími tyčmi prostredníctvom zabetónovaných kotevných dosiek v predpísanej polohe.

Na realizáciu nosnej konštrukcie sa použijú tri technológie. V časti premenlivého prierezu je to betónovací vozík BRIDGEBUILDER pre letnú betonáž. Konštantný prierez sa realizuje ako dvoj etapová letná betonáž betónovacím vozíkom alebo na podpernej skruži PIŽMO. Letmo vybetónované vahadlá nad jednotlivými piliermi budú až do zmonolitnenia podopreté a stabilizované stojkami PIŽMO. Betonážou na skruži sa vybuduje 6. pole obidvoch mostov.

Na mostoch bude vozovka s modifikovanou ložnou i

abutment is conditioned by stabilizing the future excavation pit for the pier No. 11. After the micropiles are constructed, foundations will be made in an open excavation pit for abutment as well as for an adjacent object – retaining wall.

The frame column is situated under the similarly straitened circumstances as in the case of the one of the adjacent bridge. However, the slope of excavation pit for this pier will be stabilized by precast panels with vertical ribs anchored into the rocky massif by means of soil anchors. This solution consists of three stages being carried out from above downwards. Thereby, the foundation pit for the abutment No. 10 and for the frame support No. 11 can only begin, after the soil anchors are anchored. In order to determine the number of micropiles, the loading test of a couple of micropiles will be at first carried out in the braced cofferdam for the frame support.

Foundation of the rest of piles is similar as in the case of the corresponding piers of the Bridge 2413. Different solution will only be applied for a short sheet-pile wall bracing the trench which will not be removed in a section of the excavation of the left-hand bank of Súčanka.

Superstructure

The superstructure of both of the bridges is statically a six-span continuous beam with one frame support. On the rest of supports, the superstructure is supported by sliding bearings. The structure is designed as a box-girder with varying depth in the first and second span (Fig. 2). In other spans the depth is constant.

For the cast-in-situ prestressed structure, concrete reinforcement 10 425 (V) and prestressing cables 13 ϕ Lp 15.5/1800 will be used. The structure will be made of concrete C 40, in longitudinal direction it was designed as fully prestressed, in transversal direction as partially prestressed structure – above the cross girders. The transversal prestressing will be carried out by means of prestressing units CPS 32 (mat. 13 180 mod.). Anchorage system consisting of 13-cable anchors CH-13/ZRP is used in combination with connections MONOs 2400. The cable ducts are of type WITZENMANN. There were adjustments made in the superstructure for additional mounting of unbonded tendons max. 18 ϕ Lp 15.5/1800. Deviators for these cables will be attached to the lower slab and to the beams through prestressing bars, by means of anchoring plates in a specified position.

Three technologies will be implemented in the process of construction of the superstructure. In the case of the part of superstructure with varying depth, travelling formwork BRIDGEBUILDER for cantilever balanced method of concreting will be used. The constant cross section will be constructed by a two-stage cantilever balanced method, using the travelling formwork or the falsework PIŽMO. The balanced girders above the individual piers concreted by the cantilever method will be supported and stabilized by the falsework PIŽMO. The sixth span of both of the bridges will be concreted on the false work.

The pavement on the bridges will be made of modified ground and abrasion layer of bituminous concrete. Polyurethane insulation will be protected by mastic asphalt.

obrusnou vrstvou asfaltového betónu. Ochrana polyuretánovej izolácie tvorí liaty asfalt.

Odvodnenie a bezpečnostné zariadenia

Odvedenie povrchových vôd zabezpečuje pozdĺžny oceľový odvodňovací žlab s viacnásobnou úpravou povrchu metalizáciou a náterom. Žlab vyúsťuje za krajinou oporou do dažďovej kanalizácie diaľnice a bude umiestnený na ľavej konzole oboch mostov v smere staničenia.

Bezpečnostnými zariadeniami na moste 2412 sú pravostranné oceľové zvodidlo a ľavostranné monolitické železobetónové zvodidlo typu „New Jersey“, tvoriace zároveň protihlukovú bariéru zo strany blízkej obce. Úpravy v bariére umožňujú nerušený odtok vody do žlabu. Na moste 2413 je na pravej strane umiestnené oceľové zvodidlové zábradlie a na ľavej strane zvodidlo, kde stĺpiky zvodidla nie sú prekážkou pre odtok vody.

Ochrana proti bludným prúdom

Na mostných objektoch boli navrhnuté priamo v projekte konštrukčné úpravy na zabránenie vodivému prepojeniu prvkov, tvoriacich vlastnú ochranu proti vplyvu bludných prúdov.

Ložiská sú od podpier oddelené 20 mm hrubou vrstvou plastbetónu. Mostné závery 3W majú konštrukčnú úpravu na obmedzenie prechodu bludných prúdov. Zvodidlá sú nad krajnými oporami odizolované vložkami MAMR. Pri rámových stojkách č. 11 a 21 bude spätný zásyp základovej jamy zriadený pórovitým materiálom a základová škára oddrenávaná do dažďovej kanalizácie.

Drainage and security facilities

The surface water is drained into the longitudinal steel drainage channel with multiple surface treatment, by metallizing and painting. The channel will lead behind the abutment into the rainfall water sewage of the highway, and it will be mounted onto the left cantilever of both of the bridges, in direction of stationing.

Security facilities at the Bridge 2412 include right-hand steel guard rail and left-hand cast-in-situ reinforced-concrete New Jersey-type guard rail which, on the side of the close village, represents a sonic barrier at the same time. Adjustments made into the barrier allow the water to flow off undisturbed into the drainage channel. On the Bridge 2413, there is a steel guard railing mounted on the right side of the bridge and a guard rail on the left side of the bridge so that the posts of the guard rail do not hinder the water to flow off.

Protection against the stray currents

The structural adjustments on the bridges were designed directly in a plan, aimed at hindering the conductive connection of elements which represent the actual protection against the stray currents.

For example, the bearings are separated from supports by a 20 mm thick layer of plastic concrete. Expansion joints 3W have a structural adjustment limiting the passage of the stray currents. Guard rails above the abutment supports are insulated by MAMR inserts. As for the frame supports No. 11 and 21, the back fill of their foundation pits will be made by porous material and the footing bottom will be drained into the rainfall water sewage.

Most cez vážsky kanál pri Dubnici nad Váhom

Bridge over the Váh Channel near Dubnica nad Váhom

Ján KODAJ

Most križujúci vážsky kanál leží na trase privádzača z cesty I/61 (E16) na diaľnicu D1. Slúži súčasne na prepojenie dvoch sídelných celkov Nemšová-Dubnica n/V., ležiacich bezprostredne vedľa diaľnice. Nosná konštrukcia je letmo betónovaná s dĺžkou stredného poľa 78 m ponad vážsky kanál, v ktorom sa predpokladá vodná doprava.

V kilometri 7,423 úseku Skala-Nemšová km 0,8–7,5 diaľnice D1 je navrhnutý privádzač na cestu I/61, známu dopravnú spojnicu miest Bratislava a Žilina E75 a ako súčasť medzinárodnej cestnej tepny E16 do Poľska. Privádzač Nemšová, ako projektová dokumentácia označuje trasu dĺžky 1 742 m, prechádza záujmovým územím sídelných útvarov Nemšová a Dubnica nad Váhom. Dôsledkom toho je skutočnosť, že trasa privádzača križuje viaceré energetické i dopravné vedenia. Na relatívne krátkom úseku trasy sú vyprojektované a v tomto čase už rozostavané aj tri mostné objekty. Most v staničení privádzača km 0,518, prevádza komunikáciu ponad vážsky kanál 400 m od vodnej elektrárne Dubnica (v smere toku) a je z trojice mostov najväčší.

Projektované parametre

Most cez vážsky kanál (označený ako objekt číslo 2450) je navrhnutý ako trojpoľový spojité nosník z predpätého betónu budovaný technológiou letmej betonáže. Projekt z roku 1990 vo vtedajšom stupni ÚP (autor SUDOP Praha) riešil premostenie vážskeho kanála s rozpätiami polí 63 m + 106 m + 53 m v súvislosti s výhľadovým rozširovaním kanála. Dĺžka stredného poľa súvisela s umiestnením podpier mimo rozšíreného koryta kanála. Výsledkom optimalizácie mostných objektov stavby (autor Dopravoprojekt, Bratislava 1993), ktorú investor stavby začlenil do požiadaviek na vypracovanie dokumentácie pre stavebné povolenie a zhotovovacie práce stavby, je konečné usporiadanie rozpätí polí 47 m + 78 m + 44 m s tým, že podpera č. 2 svojím technickým riešením umožňuje v budúcnosti zrealizovať rekonštrukciu kanála (rozšírenie kanála s umožnením plavby). Bude výhľadovo v toku, ale dĺžka premostenia je skrátená z pôvodných 232 m na 169 m. Ďalšie základné parametre konštrukcie mosta možno vidieť z pozdĺžneho rezu mosta (obr. 1) a priečného rezu nosnej konštrukcie (obr. 2). Most je navrhnutý v zmysle STN 73 6203 pre zaťažovaciu triedu „A“.

Realizácia konštrukcie mosta

K dominantám každého mostného diela určite patrí i stupeň náročnosti jeho zrealizovania. Pri určovaní kritérií

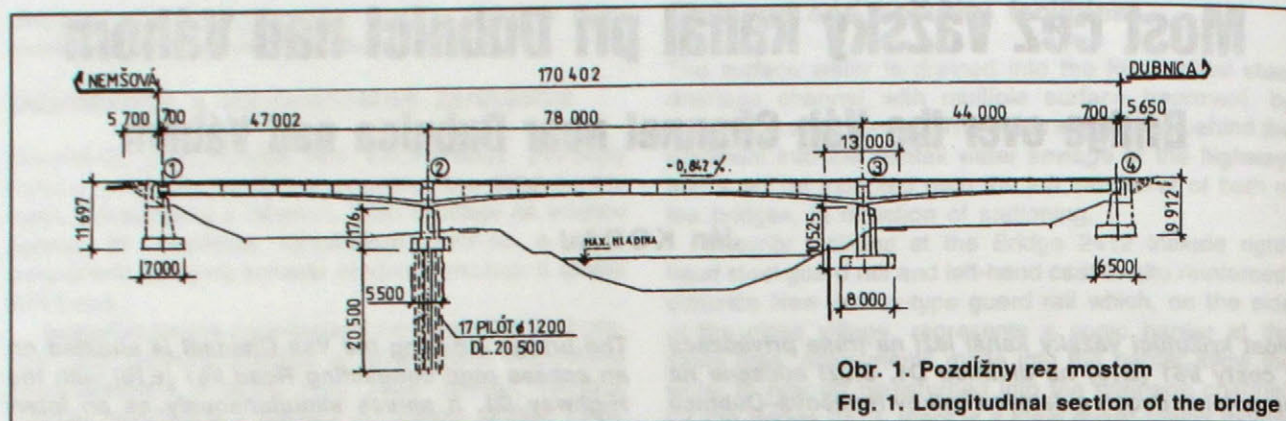
Ing. Ján Kodaj – Doprastav, a. s. Bratislava.

The bridge crossing the Váh Channel is situated on an access road connecting Road I/61 (E16) with the Highway D1. It serves simultaneously as an interconnection of the two communities Nemšová-Dubnica n/V. which are located just beside the highway. The superstructure of the bridge is constructed by a cantilever balanced method. It's midspan over the Váh Channel where the shipping is expected is 78 m long.

In kilometer 7.423 of the Highway D1 section Skala-Nemšová, there is an access road designed to the Road I/61, well-known traffic connection E75 between the cities Bratislava and Žilina, as well as part of the international route E16 leading into Poland. Access road Nemšová, as is the 1742 m long road called in the design, is passing through territories around the communities Nemšová and Dubnica nad Váhom. As a result of that, it crosses several power and traffic lines. Thus, there were three bridges designed, and are currently under construction on a relatively short section of this route. Bridge at the stationing of this approach road, in kilometer 0.518, takes the road across the Váh Channel, 400 m away from the hydro-electric power plant Dubnica (in direction of the river flow), and is the biggest of all of the three bridges.

Characteristics of the bridge

The bridge over the Váh Channel, designated as Object 2450, was designed as a three-span continuous beam built from prestressed concrete and constructed by a cantilever balanced method. Under the original design from 1990 (author SUDOP Praha), the bridging of the Váh Channel with spans 63.0 + 106.0 + 63.0 m was planned, taking into account the potential future widening of the canal. The length of midspan was a result of supports' location outside the widened canal. Optimization of the bridges (author DOPRAVOPROJEKT, Bratislava 1993), which was included by the client into the requirements for elaboration of documents necessary for acquiring the building permission and for executing the construction work, resulted in final arrangement of spans 47.0 + 78.0 + 44.0 m, so that the pier No. 2 will technically enable in the future to carry out the reconstruction of the canal (widening of the canal and enabling the shipping). Length of the bridging was thus shortened from 232 to 169 m. Further basic characteristics of the bridge structure can be found in the longitudinal section of the bridge (Fig. 1) and in its cross section of the superstructure (Fig. 2). The bridge was designed in accordance with STN 73 6203 for loading class „A“.



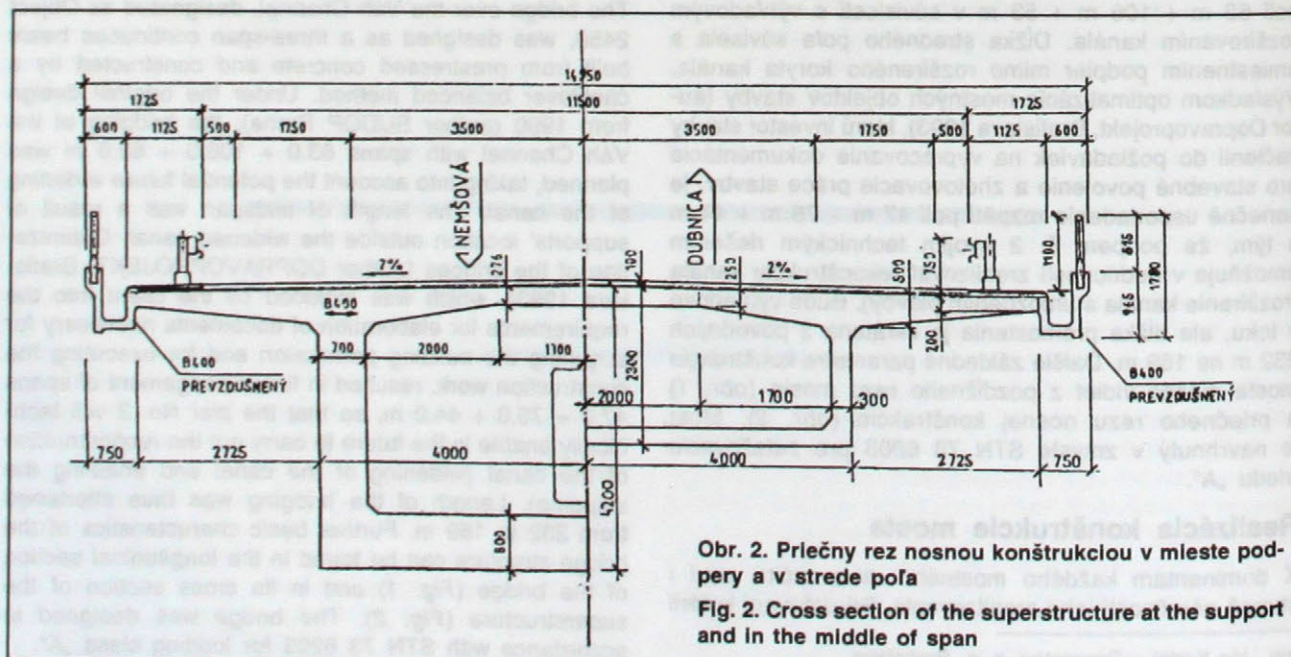
Obr. 1. Pozdĺžny rez mostom
Fig. 1. Longitudinal section of the bridge

Construction of the bridge

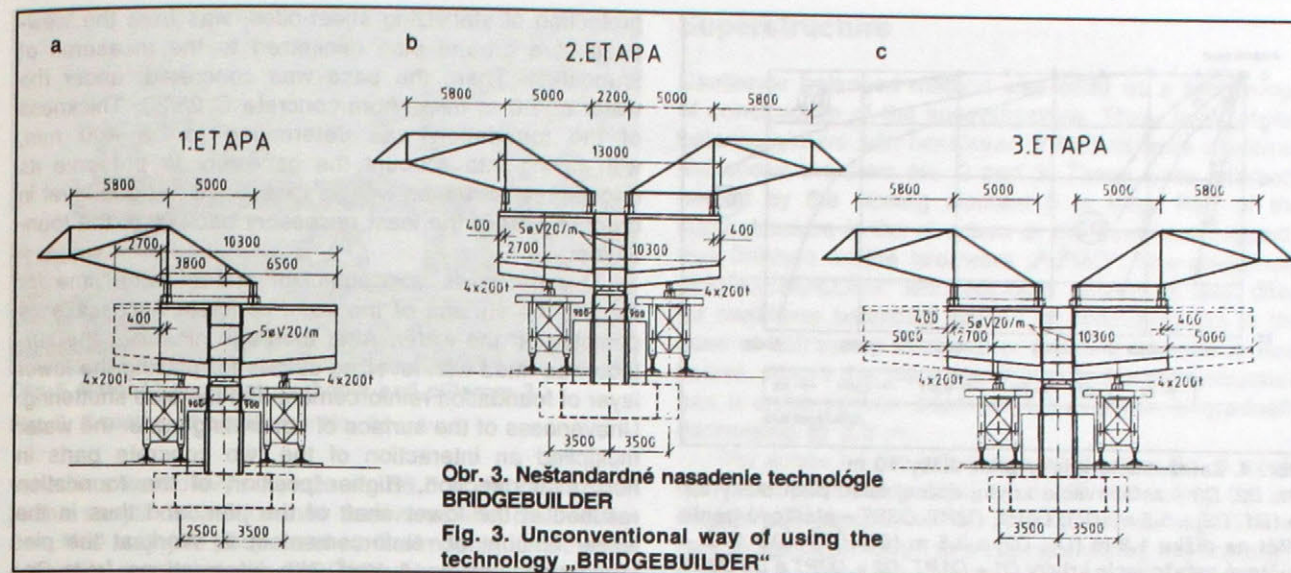
Dominants of each bridge certainly include a degree of difficulty of its construction. In determining the criteria of difficulty of construction of the bridge over the Váh Channel, it is necessary to highlight the fast preparation of its construction. The evidence of that is a fact that from the date of winning the contract until starting the work passed - only one month. This short period of time resulted from the need to start the work at the second part of the Highway D1 as soon as possible since putting it into operation is of a great importance for the first part of the highway in section Chocholná-Skala, from the viewpoint of its functioning as a by-pass of Trenčín. The planned strategy of construction desired a fast and accurate co-operation between the construction work preparation (Doprastav AS, establishment No. 5, Bratislava) and the elaboration of detailed design (Geoconsult SRO Bratislava). In an extraordinary short period of time, it was necessary in the detailed design to take into account the specifics regarding the technological equipment of the contractor which were not possible to be included in the previous stage of the project. Also it was necessary to determine the procedure of initial work at the bridge structure with regard to the colliding infrastructures.

Príprava staveniska

Práce na moste sa začali koncom októbra 1994. Prvoradovou úlohou bolo zabezpečiť preložky inžinierskych sietí: tri vzdušné vedenia VN, vzdušné vedenie VVN a káblové



Obr. 2. Pričný rez nosnou konštrukciou v mieste podpory a v strede poľa
Fig. 2. Cross section of the superstructure at the support and in the middle of span



Obr. 3. Neštandardné nasadenie technológie
BRIDGEBUILDER
Fig. 3. Unconventional way of using the
technology „BRIDGEBUILDER“

signalizačné vedenia. Súčasne prebiehala príprava územia a zriadenie žeriavových dráh. Prípojku elektrickej energie, včítane inštalácie trafostanice sa podarilo zabezpečiť od vypracovania projektu, stavebného povolenia cez zriadenie až po kolaudáciu za dva mesiace.

Založenie stavby

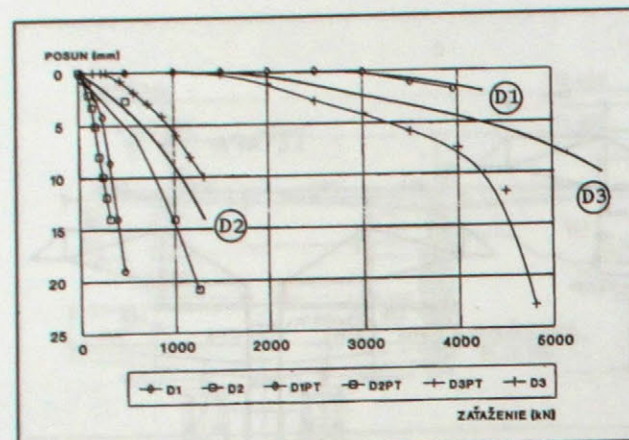
Súčasne s prípravnými prácami sa zakladali podpory v miestach, kde nedochádzalo ku kolízii s existujúcimi inžinierskymi sietmi. Geologické podmienky územia boli vyhodnotené ako veľmi dobré pre zakladanie na vrstvách štrku, ktoré podľa STN 73 1001 možno zaradiť do triedy G-1, G-2. Založenie opôr 1 a 4 bolo plošné v otvorenej stavebnej jame hĺbky asi 2 m so „suchou“ základovou škárou štandardným spôsobom. Kompletne vybudovanie železobetónového základu rozmerov 9,2 m x 7 m x 1,75 m trvalo 5 pracovných dní. Značne náročnejšie sa ukázalo plošné založenie podpory 3, ktorá je situovaná v ľavostrannom svahu kanála (obr. 1). Tu sa nepotvrdili predpoklady „konkurzného“ projektu o dosiahnutí „suchej“ základovej škáry znížením hladiny vody v kanáli. Štetovnicová dĺžka 22 m plnila len funkciu zabezpečenia stability svahu počas výstavby podpory. Prevádzka vodnej elektrárne Dubnica nielenže nedovoľovala požadované zníženie hladiny vody v súvislosti s potrebami prevádzky elektrárne v Trenčíne, ale v zimnom období, kedy sa zakladala podpera 3, v súvislosti s možnosťou tvorby ľadochodov, hladina značne kolísala. Realizovaný postup založenia podpory 3 umožnil minimalizovať zvýšenie prác navyše s dopadom na cenu. Výkop na pôvodnú úroveň základovej škáry pod ochranou stabilizujúcej štetovnicovej steny sa pôdorysne minimalizoval na rozmery základu. Potom sa vybetónoval pod vodou podklad z betónu C 24/30 hrúbky asi 1 m. Hrúbka základu vznikla z potreby dodržať jeho pôvodné rozmery a od úrovne, aby sa zabezpečilo minimálne krytie základu nadloží, a to 400 mm. Zároveň táto hrúbka postačovala, aby sa čerpaním vody sprístupnil povrch podkladného betónu. Na tento povrch sa po dôslednom očistení umiestnili vyrovnávacie pásy na uloženie spodného radu výstuže základu a bočného debnenia. Nerovnosti povrchu betónáže pod vodou zvýšili spolupôsobenie dvoch betónových celkov v horizontálnom smere. Vyššia poloha základu spôsobila

Preparation of the construction site

The work at the bridge started at the end of October 1994. The first priority task was to relay the infrastructure networks - three aerial high voltage lines, one aerial extra high voltage line, and cable signalling lines. At the same time, the ground was being prepared and the crane rails were being laid. Installation of the electrical connection including transformer - from elaboration of the design and getting the constructional permission until the actual installation and acquiring an approval from authorities to put it into operation - was all ensured within two months.

Foundation of the bridge

Simultaneously with preparation of the construction site, foundation of the piers begun at which no collision with existing infrastructure networks occurred. Geological conditions of the area were evaluated as very positive for foundation on the layers of gravel which according to STN 73 1001 can be classified as G-1 or G-2. Foundation of the abutments No. 1 and 4 was spread, in an open constructional pit c. 2 meters deep with „dry“ footing bottom, carried out by a standard method. Complete construction of the reinforced-concrete foundation with dimensions 9.2 x 7.0 x 1.75 m took five work days. Spread foundation of the abutment No. 3 situated on the left-hand slope of the canal has shown to be substantially more difficult. Here, the assumptions in the „tender“ design that the „dry“ footing bottom would be achieved by lowering the level of water in the canal were not confirmed. The only function of the sheet-pile wall 22 m long was to stabilize the slope during construction of the pier. Operation of the hydro-electric power plant Dubnica not only did not allow to lower the water level with regard to the necessity of operation of the power plant in Trenčín, but the level of water in the winter, when foundation of the abutment No. 3 was being carried out, also fluctuated significantly. Procedure applied for foundation of the support No. 3 allowed under the current constructional conditions to minimize the necessity of additional work which would have an influence on price. The excavation to the depth of the original level of footing bottom, under



Obr. 4. Zafazovacie krivky pilót dĺžky 10 m D1, D2, D3 - zafazovacie krivky dolnej časti pilót dĺžky 8,7 m (D1, D2) a 6,5 m (D3); D1PT, D2PT, D3PT - plášťové trenie pilót na dĺžku 1,3 m (D1, D2) a 3,5 m (D3); D1, D2, D3 - súčtové zafazovacie krivky D1 + D1PT, D2 + D2PT a D3 + D3PT
Fig. 4. Loading curves of the piles

zniženie drieku podpory a tým zmenšenie množstva výstuže v ňom. Práce na založení opory trvali s prestávkami od decembra 1994 do februára 1995.

Spôsob založenia podpory 2 sa v projekte volil v súvislosti s jej budúcim situovaním v rozšírenom kanáli Váhu. Na hlbinné založenie podpory 2 sa použilo 17 veľkopriemerových železobetónových pilót ϕ 1 200 mm, dĺžky 20,5 m, ktoré sa vyhotovili pilótovacou súpravou s vibračným drapákom a výpažnicou (3 pilóty za 5 pracovných dní). Hlavy pilót sa previazali obdĺžnikovým železobetónovým blokom rozmerov 11,8 x 5,5 x 2 m. Počet navrhnutých pilót a ich únosnosť sa overili zafazovacou skúškou (v predstihu) na troch pilótach, ktoré sú súčasťou základu podpory 2.

Počet skúšok si vynútila skutočnosť, že hodnoty zafazovacej krivky druhej v poradí skúšanej pilóty boli v porovnaní s prvou nepriaznivé. Z výsledkov skúšok sa stanovila zvislá únosnosť pilót dĺžky 10 m, ktorá reprezentuje skutočnú účinnú dĺžku nosných pilót základu podpory 2 po rekonštrukcii kanála. Statické skúšky pilót vykonal VUIS-Zakladanie, s. r. o. Bratislava metódou vzopretia hornej časti delených pilót proti ich dolnej časti. Na obr. 4 je znázornený priebeh zafazovacích kriviek pilót plnej dĺžky a súčtové zafazovacie krivky reprezentujúce únosnosť pilót dĺžky 10 m.

Opory a podpory

Krajné opory mosta boli navrhnuté ako presypané stenové prvky lichobežníkového tvaru a hrúbky 1,2 m. Steny sa odebili systémovým debnením IS-NOE. Priestor medzi stenami svojou šírkou (3,8 m) umožnil dokonalé strojové hutnenie násypu nájazdovej rampy.

Drieky pilierov obdĺžnikového prierezu 8 x 2,2 m boli pozdĺžnou osou orientované v smere toku kanála. Naproti tomu úložné prahy zabezpečili kolmé uloženie nosnej konštrukcie. Týmto vzájomným pootočením osí drieku a úložného prahu získali piliere zaujímavý vzhľad.

Nosná konštrukcia

Nosná konštrukcia sa budovala technológiou letmej betonáže. Takto sa nad piliermi 2 a 3 zriadili symetrické

protection of stabilizing sheet-piles, was from the viewpoint of a ground plan minimized to the measures of foundation. Then, the base was concreted, under the water c. 1.0 m thick, from concrete C 25/30. Thickness of the foundation was determined to be 400 mm, with taking into account the necessity to preserve its original measures, as well as to achieve the due level in order to ensure the least necessary back fill of the foundation.

This thickness was sufficient at the same time for making the surface of the base concrete accessible by pumping off the water. After thorough cleaning, the surface was fitted with levelling stripes for placing the lower layer of foundation reinforcement and the side shuttering. Unevenness of the surface of concreting under the water multiplied an interaction of the two concrete parts in horizontal direction. Higher position of the foundation resulted in the lower shaft of the pier, and thus in the lesser amount of reinforcement in it. Work at the pier foundation was conducted with interruptions from December 1994 to February 1995.

Method of foundation of the abutment No. 2 was chosen in the design with taking into account its future location in the widened canal of Váh. Deep foundation of the abutment No. 2 was made through 17 large diameter reinforced-concrete piles, ϕ 1200 mm/L 20.5 m, which were built by means of piling equipment including the vibratory grab and casing. Rate of construction of the piles three pieces per five work days was achieved. Heads of piles were interconnected by a rectangular reinforced concrete block with measures 11.8 x 5.5 x 2.0 m. Number of piles designed and their loading capacity was verified (in advance) by loading tests of three piles of the support No. 2.

Number of tests resulted from the fact that values of loading curve regarding the second pile tested were in comparison with the first one unfavourable. Results of the tests were used for determining the vertical loading capacity of piles 10 m long. This capacity represents the actual effective length of the load-bearing piles of the abutment No. 2 after reconstruction of the canal. Static tests of the piles were carried out by VUIS-Zakladanie SRO Bratislava by the method of strutting the upper part of divided piles against their lower part. The loading curves of the full length piles, as well as the cumulative loading curves representing the loading capacity of the 10 m long piles can be seen on Fig. 4.

Abutments and piers

The abutments of the bridge were designed as wall trapezoid-shaped elements 1.2 m thick. The systemic IS-NOE shuttering was used for constructing the walls. Space between the walls (3.8 m) allowed a thorough machine compaction of the embankment.

Shafts of the piers with rectangular cross section 8.0 x 2.2 m were oriented in direction of the canal flow. On the other hand, the abutment caps provided the perpendicular supporting of the superstructure. This relative angular displacement of the shaft and abutment cap axes has given to the piers an interesting appearance.

Superstructure

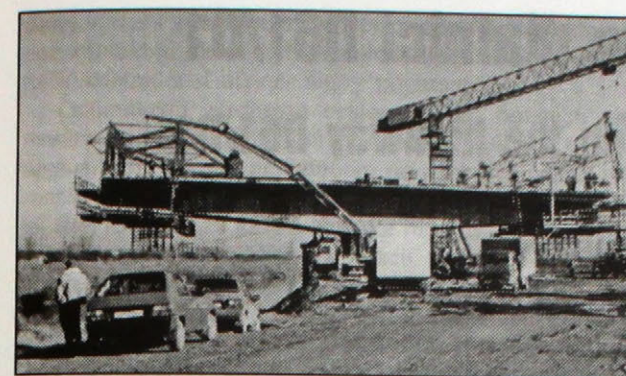
Cantilever balanced method was used as a technology of construction of the superstructure. Thus, symmetrical balance girders with cantilever of 36.5 m were constructed above the piers No. 2 and 3. These were interconnected by the closing element 5 m long. Part of the superstructure in the direction of the abutment supports was finished on the falsework „PIŽMO“. The equipment „BRIDGEBUILDER“ with adjusted shuttering was used for cantilever balanced method of concreting, as in the case of Lafranconi Bridge over the river Danube in Bratislava. Above the piers No. 2 and 3, the superstructure has a cross section depth of 4.2 m which is gradually decreasing to 2.3 m.

The space on the guide side of the pier No. 3 would only with difficulties allow to „start“ concreting by the cantilever balanced method in conventional way. Therefore, a special solution was adopted during the constructional preparation which was subsequently implemented successfully (Fig. 3 and 5).

The „starting part“ necessary for concreting by the cantilever balanced method with unequal length from the pier's axis was constructed on the falsework. Length of this „starting part“ on the guide side of the pier allowed an „economical“ solution to be implemented for the construction of stabilizing supports and for mounting of one of the travelling formworks for the cantilever balanced method of concreting. By means of this travelling formwork, a part of the superstructure was constructed which ensured its symmetry on one hand, and the necessary length for mounting of the second travelling formwork on the other hand. Symmetrical conditions were thus created for implementation of the cantilever balanced method in a conventional way. The balance girders with six couples of segments 5 m long above the piers No. 2 and 3 were constructed. The average rate of construction of the couple of segments 5 m long was 10 days, the record was 6 days. Closing element between the cantilevers was designed to be 5 m long. Thus, the equipment for the cantilever balanced method (travelling formwork) was convenient to be implemented for its construction. Carried by the structure of the travelling formwork, the shuttering was fully gripped at the ends of the opposite segments through constructional adjustments prepared in advance. Before concreting of the closing element started, the travelling formwork had to be reversed, because of static reasons, back to the pier. After concreting of the closing element and prestressing the cables in the lower slab, the travelling formwork mounted above the pier No. 3 passed on the structure from the guide side to the pier No. 2. At this place, its dismantling could be done in an easy way. Finally, the part of the superstructure above the supports No. 1 and 4 was constructed using the falsework.

Materials of the structural parts of the bridge:

- concrete C 25/30 - foundations and shafts of the piers, C 30/37 - pier and abutment caps, superstructure;
- concrete reinforcement 10 425 - all reinforced concrete of the substructure, transversal load-bearing and longitudinal structural reinforcement of the superstructure;
- prestressing steel - prestressing units in the superstructure 12 ϕ Ls 15.5/1800 with parallel arrangement in an anchor of type PROJSTAR CH-12/ZRP.



Obr. 5. Erekcion segmentu vahadla nad pilierom 3
Fig. 5. Erection of cantilever No. 3

vahadlá s konzolovým vyložením 36,5 m, ktoré sa vzájomne spojili dobetónovaním uzatváracieho dielu dĺžky 5 m. Nad krajnými podperami sa časť nosnej konštrukcie dokončila na pevnej skruži PIŽMO. Na letmú betonáž sa použilo zariadenie BRIDGEBUILDER s upravenou konštrukciou debnenia, ako pri výstavbe mosta cez Dunaj pri Lafranconi v Bratislave. Nosná konštrukcia má výšku prierezu nad piliermi 2 a 3 - 4,2 m, ktorá sa plynule znižuje až na 2,3 m.

Priestor návodnej strany piliera 3 by len s ťažkosťami dovoľoval „štart“ letmej betonáže obvyklým spôsobom. Preto v rámci výroby prípravy objektu bolo prijaté netypické riešenie, ktoré sa následne úspešne realizovalo (obr. 3 a 5).

Na podpernej skruži sa vybudoval zárodok pre letmú betonáž s nerovnakou dĺžkou od osi piliera. Dĺžka zárodku z návodnej strany umožnila „úsporne“ riešiť zriadenie stabilizačných podpier a osadenie jedného vozíka pre letmú betonáž. Pomocou vozíka sa zriadila časť nosnej konštrukcie, zabezpečujúca jednak jeho symetriu, jednak potrebnú dĺžku na osadenie aj druhého vozíka. Vznikol symetrický stav na realizáciu letmej betonáže obvyklým spôsobom. Takto sa vyhotovili vahadlá so šiestimi dvojicami segmentov dĺžok 5 m nad pilierom 2 a 3. Priemerná rýchlosť výstavby dvojice segmentov dĺžky 5 m bola 10 dní, pričom rekord predstavoval vyhotovenie dvojice za 6 dní. Zmonolitňovacia časť medzi vahadlami mala dĺžku 5 m, takže pri jej vyhotovení sa s výhodou uplatnilo zariadenie pre letmú betonáž (vozík). Debnenie nesené konštrukciou vozíka sa pripevnilo cez vopred zriadené stavebné úpravy na koncoch protifľahých segmentov. Pred betonážou uzatváracieho časti musel vozík (bez debniacich dielcov) zo statických dôvodov cúvnuť smerom k pilieru. Po zmonolitnení stredného poľa, predpnutí káblov v spodnej doske, prešiel vozík nasadený nad pilierom 3 z návodnej strany po konštrukcii k pilieru 2. Tam sa totiž mohol vozík zdemontovať jednoduchým spôsobom. Práce na nosnej konštrukcii pokračovali jej dobudovaním nad oporu 1 a 4 použitím pevnej podpernej skruže.

Materiály nosných častí mosta:

- betón kvality C 25/30 na základy a drieky podpier a C 30/37 na úložné prahy podpier, nosnú konštrukciu;
- betonárska výstuž kvality 10 425 - železobetón spodnej stavby komplet, priečna nosná a pozdĺžna konštrukčná, výstuž nosnej konštrukcie;
- predpnacia výstuž - predpnacie jednotky nosnej konštrukcie z 12 ϕ Ls 15.5/1800 s paralelným usporiadaním v kotve typu PROJSTAR CH-12/ZRP.

Segmentové mosty na diaľnici D61/D1

Precast segmental bridges on the highway D61/D1

Ján GREGUŠ

Technológia segmentových mostov sú na Slovensku udomácnené už od r. 1964. Doprastav vybuďoval pre segmentovú technológiu výrobu segmentov v bunkách a pre montáž zabezpečil jednoúčelové zariadenie pre segmenty hmotnosti 60 t, s rozpätím poľa max. 60 m. Príspevok opisuje dva mosty na obchvate Trenčína na diaľnici D61/D1 s použitím voľných káblov vo vnútri komorového nosníka.

Technológia výstavby nosných konštrukcií mostov z priečne delených prvkov je vo svete známa už vyše 40 rokov. Prvé mosty stavané touto technológiou na Slovensku pochádzajú zo 60-tych rokov a sú len o 10 rokov mladšie ako známy most Choisy le Roi v Paríži.

Najväčší rozmach dosiahla segmentová technológia letnej montáže nosných konštrukcií mostov na prelome 70-tych a 80-tych rokov, kedy boli použité domyselné montážne a záväzné jednoúčelové mechanizmy a využívanie externého predpätia. Zároveň sa však objavujú aj niektoré poruchy vyplývajúce z chybných statických a konštrukčných riešení, napr. vplyv rozdielnej teploty pri výrobe segmentov a ich montáži a jej vplyv na kontaktnosť stykovej škáry. Vývojom prešla segmentová technológia aj na Slovensku. V príspevku je opísaná technológia výroby segmentov a montáž nosných konštrukcií a jej aplikácia na dvoch diaľničných mostoch, ktoré sú v súčasnosti (r. 1996) vo výstavbe na diaľnici D61/D1 pri Trenčíne.

Výroba segmentov

Segmenty sa vyrábajú vo výrobni v Komárne vo dvoch univerzálnych bunkových formách. Univerzálnosť tkvie v možnosti vyrábať segmenty v troch výškových veľkostiach 230, 265 a 300 cm pri šírke hornej dosky 1 077 až 1 602 cm. Segmenty sú jednodomrkové s hrúbkou stien 38,2 a 50 cm, dolná doska môže mať hrúbku 20, 25, 30 a 35 cm. Dĺžka segmentov je konštantná 220 cm a je limitovaná zdvíhacím zariadením vo výrobni a na montáži max. hmotnosťou segmentu 60 t. Obmedzujúcim prvkom výroby je aj pôdorysné zakrivenie nosnej konštrukcie mosta, ktoré nesmie klesnúť pod $R = 350$ m. Atypickými segmentami sú nadpodperové a oporové segmenty, ktorých hmotnosť pri dĺžke 220 cm by presiahla limit 60 t. Riešením bolo rozdeliť nadpodperový segment na dve časti zvislou rovinou v osi uloženia.

Tieto segmenty sa potom vyrábajú v tých istých formách, ale v dĺžke 150 cm. Dôsledok rozdelenia nadpodperového priečnika bolo treba staticky analyzovať,

Technologies of construction of the segmental bridges have been domesticated in Slovakia since 1964. In order to implement the segmental technology, Doprastav started production of segments in cells and provided a launching girder for erecting the segments with weight up to 60 tons, for spans of up to 60 m. Two bridges with application of unbonded cables inside the box girder constructed on the bypass highway at Trenčín, on the Highway D61/D1, have been described here.

Technology of construction of the bridges' superstructures from transversally divided segments has been known in the world for more than 40 years. First bridges constructed in Slovakia using this technology date back to 1960s and are only 10 years younger than the well-known Choisy le Roi Bridge in Paris.

The segmental cantilever balanced method of erecting the bridges' superstructures had its biggest boom at the end of the 1970s and at the beginning of the 1980s. At that time, ingenious erecting and launching devices were being used and an external prestressing was being implemented. However, some defects resulting from the faulty statical and structural solutions have been occurring at the same time, caused for example by an influence of temperature differences during the production and erection of the segments and by the influence of these temperature differences on tightness of joints. The segmental technology was developing also in Slovakia. The technology of producing the segments and erecting of the superstructures, as well as the implementation of this technology at the two highway bridges currently (1996) under construction on the Highway D61/D1 near Trenčín, has been described here.

Production of segments

The segments have been produced at the production plant in Komárno, in two universal cell forms. The universality is based upon the possibility to produce the segments of three heights, 230, 265 and 300 cm, at the upper slab width of 1077-1602 cm. The segments are box segments with thickness of webs 38.2 and 50 cm and with thickness of the lower slab 20, 25, 30 and 35 cm. Length of the segments is constant at 220 cm and is limited by loading capacity of an elevating equipment in the production plant which can carry segments with maximum weight of 60 t. Limiting factor in the production is also a ground plan curvature of the bridge's superstructure which cannot fall below $R = 350$ m. Atypical segments are located over pier and supporting segments the weight of which would exceed the limit of 60 t at length of 220 cm. Therefore, the over pier segment was

ďalej vyriešiť prechod externých predpínacích jednotiek cez kontaktnú škáru (ich plynulosť a spojitosť) a zabezpečiť kontaktnosť stykov škáry pri montáži.

Optimálnym výrobným cyklom je päť bežných segmentov za pracovný týždeň vo dvoch formách, t. j. jeden segment denne. S prihliadnutím na reálne výrobné tolerancie bunkových foriem sa jedno mostné pole vyrába v tej istej forme, čiže každá konzola montovaného vahaďa v inej forme. Pri nižších teplotách sa môžu formy vyhrievať parou s tlakom 1 MPa a teplotou 120 °C.

Segmenty sa vyrábajú z betónu pevnosti 50 MPa, oceľová výstuž hornej dosky, stien a dolnej dosky z ocele 10 425, káblové kanáliky sú z krepovaných rúrok ϕ 80 mm, ktoré sú počas betonáže a tvrdnutia betónu vystužené nafukovacími hadicami. Geometria segmentu sa sleduje a kontroluje v dvoch fázach. V prvej fáze sa hotový segment, slúžiaci ako kontaktné čelo pre vyrábaný segment, nastaví smerovo a výškovo podľa pokynov geodeta na základe teoreticky vypočítaných hodnôt. Po vybetónovaní a odformovaní segmentu sa znova zamerajú pevne osadené značky v segmente, odchýlky sa zapíšu do protokolu a slúžia na úpravu a korekciu nastavenia ďalšieho segmenta a na korekciu hodnôt pri montáži.

Hotové segmenty sa z výrobnej haly vyvážajú na skládku, kde dozrievajú minimálne 28 dní. Na miesto montáže sa segmenty dopravujú kombinovanou dopravou po železnici a pozemných komunikáciách.

Montáž segmentov

Segmentová nosná konštrukcia mostov sa na stavenisku montuje jednoúčelovým záväzným zariadením oceľovej konštrukcie MS-1 DPS. Celková hmotnosť zariadenia je 145 t a zahŕňa hlavný priehradový nosník dĺžky 94 m, tri podpory (nohy) a montážny vozík (mačka). Stredná podpera s hlavným nosníkom tvorí pevný celok, ostatné podpory sú vzhľadom na hlavný nosník pohyblivé a umožňujú „kráčanie“ celého montážneho zariadenia. Montáž segmentov nezávisí od terénu; zariadenie sa pohybuje po pilieroch a už zmontovanej nosnej konštrukcii. Spôsob montáže je tzv. vahaďový, segmenty sa montujú ako symetrické konzoly od piliera na obidve strany. Nadpodperové segmenty a 1. pár bežných segmentov sa osadia montážnym zariadením na podpornú skruž a vzájomne sa predpnú. Potom sa táto časť nosnej konštrukcie, tzv. zárodok, nastaví smerovo aj výškovo do projektom pred-

vided by a vertical plane in an axis of supporting into two parts. These segments have been produced in the same forms, however, in length of 150 cm. The consequences of such a division of the over pier cross beam had to be statically analyzed. Furthermore, crossing of the external prestressing units through the joint had to be designed, and tightness of the joint had to be ensured during the erection.

Optimal production cycle is five current segments per working week in two forms, i.e. one segment a day. Taking into account the real production tolerance of the cell forms, the rule is that one span is produced in the same form, i.e. each cantilever of the erected balance beam in different form. At lower temperatures, the forms can be heated by the steam of 1 MPa pressure and 120 °C temperature.

The segments have been produced from concrete C 50. Steel reinforcement of the upper slab, of the webs, and of the lower slab is of the quality 10 425. Cable ducts have been made of pipes ϕ 80 mm which are during the concreting and hardening of the concrete reinforced by inflatable hoses. Geometry of the segments has been observed and checked in two stages. In the first stage, the height and direction of the finished segment serving as a contact face for the segment under production is adjusted according to instructions of surveyor, on the basis of theoretically calculated values. After the segment is concreted and the form removed, the fixed signs on the segment are measured again and deviations are recorded. They serve for the adjustment and correction of setting up the further segment as well as for correction of values during erection of the segments.

Finished segments have been transported from the production hall to the storage site where they mature at least 28 days. To the site of assembly, they have been transported by a combined transport, by railway and road.

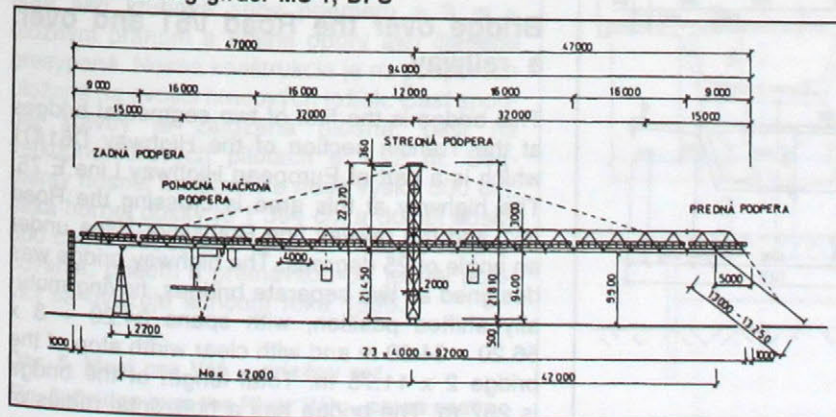
Erection of the segments

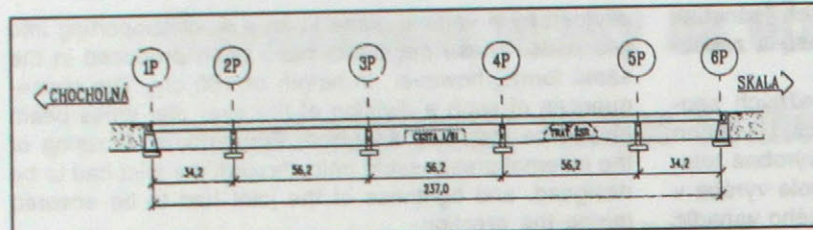
The segmental superstructure is erected by means of a single-purposed launching girder MS-1 DPS at construction site. Total weight of the facility is 145 t. It consists of the main truss beam 94 m long, three supports, and an erecting crab. The mid-support and the main girder represent a fixed unit, other supports are movable in relation to the main girder and they enable moving of the

whole erecting equipment. Erection of the segments is independent of ground, the equipment moves on piers and on an already erected superstructure. A so-called balanced way of erecting has been implemented at which the segments are erected as symmetrical cantilevers into the both directions of the pier. The over pier segments and the first pair of current segments are erected on the falsework by means of launching erection girder, and then they are mutually prestressed. Afterwards, this part of the superstructure, also referred to as a germ, is adjusted to the position required by design. Further segments

Obr. 1. Výsuvný záväzný most MS-1 DPS

Fig. 1. Launching girder MS-1, DPS





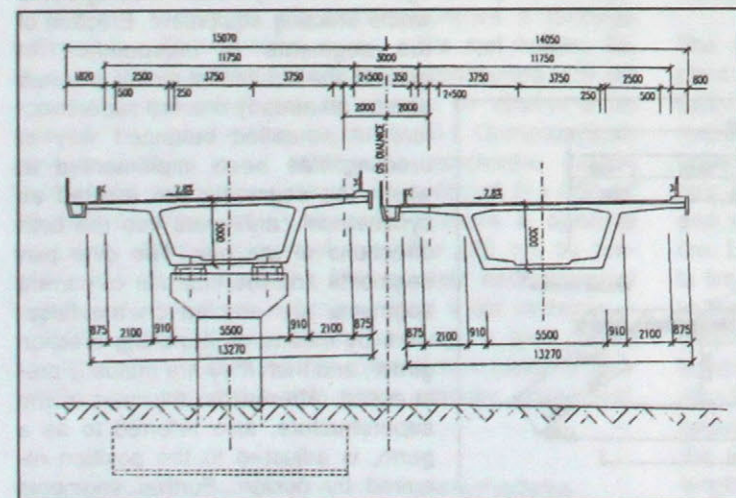
Obr. 2. Most cez cestu I/61 a železničnú trať – pozdĺžny rez

Fig. 2. Bridge over the Road I/61 and over the railway line – longitudinal section

pisanej polohy. Nasledujúce segmenty sa už montujú letmo. Privádzajú sa k montážnemu zariadeniu po hotovej nosnej konštrukcii; pri vhodných podmienkach ich možno dvíhať aj z terénu. Pred pripnutím segmentu sa na kontaktnú škáru naniesie epoxidový tmel a segment sa k hotovej časti dočasne pripne predpínacími tyčami CPS-32 kvôli vytvoreniu potrebného rovnomerného tlaku v celej škáre počas vytvrdzovania epoxidového tmelu. Nasleduje navlečenie predpínacej výstuže do káblových kanálikov a definitívne predpätie káblami 1. fázy. Súdržné predpínacie káble tejto fázy sa skladajú z 12 lán $L_p \phi 15,5 \text{ mm}/1800 \text{ MPa}$, kotevný systém je MONOs – 2 400 kN. Po zmontovaní celého vahadla sa vybetónuje uzatváracia vystužená škára a celé vahadlo sa pripne k predtým zmontovanej časti káblami 2. fázy, vedenými v dolnej doske segmentov. Systém predpätia a kotvenia je totožný s káblami 1. fázy. Obidve skupiny káblov sa potom injektujú cementovou maltou a preberajú účinky stáleho zafazenia. Na prenos pohyblivého zafazenia, účinkov dotvarovania, zmršťovania a teplotných zmien sú určené káble 3. fázy. Prechádzajú vo vnútri komorového prierezu cez deviatory a sú zakotvené v priečnikoch nadpodperových segmentov. Toto externé predpätie ako voľne vedené káble tvorí 18 holých lán $L_p \phi 15,5 \text{ mm}/1800 \text{ MPa}$ uložených v polyetylénovej rúrke $\phi 125 \text{ mm}$. Kotevný systém sa skladá z kotiev SOLO – 3 600 kN s dvojstupňovými roznášacími doskami. Laná sa napínajú jednotlivým napínacím zariadením PAUL. Na overenie vhodnosti tohto spôsobu napínania boli na niektorých kábloch v troch miestach nainštalované magnetoelastické snímače typu H 125 HC, na meranie zmeny napätosti v kábli so základnou presnosťou $\pm 5 \%$.

Obr. 3. Most cez cestu I/61 a železničnú trať – priečny rez

Fig. 3. Bridge over the Road I/61 and over the railway line – cross section



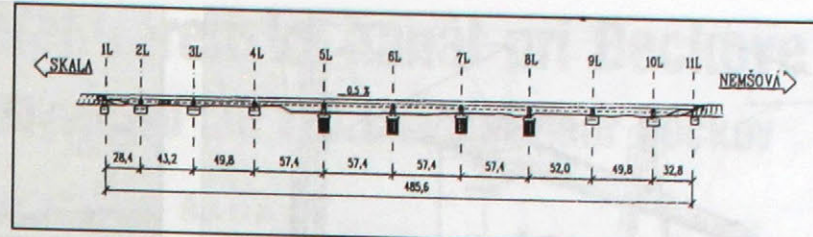
the joint during the hardening of the polymer bond. Setting up of the prestressing steel into the tubes and final prestressing of the first stage cables follows. Bonded prestressing cables of the first stage consist of 12 strands $L_p \phi 15,5 \text{ mm}/1800 \text{ MPa}$. Anchoring system MONOs-2400 kN is used. After assembly of the entire balance girder, closing reinforced joint is concreted and the entire balance girder is attached to the part of the superstructure erected before by cables of the second stage which are being led in the lower slab of the segments. Prestressing and anchoring system is identical with that of the first stage. Both groups of cables are then grouted by cement mortar and they take over the effects of permanent load. The third stage cables are designed to carry a live load and effects of creeping, shrinking and changing temperature. They are being led through the deviators inside the chamber cross section and are anchored into the over pier segments' cross beams. This external prestress (unbonded external prestressed cables) is provided by 18 strands $L_p \phi 15,5 \text{ mm}/1800 \text{ MPa}$, embedded in polyethylene pipe $\phi 125 \text{ mm}$. Anchoring system consists of anchors SOLO-3600 kN with two-stage anchor plates. The strands are prestressed individually by prestressing device PAUL. In order to verify sufficiency of this way of prestressing, magnetoelastic sensors H 125 HC were installed at three positions on some cables capable of measuring the changes of cable stress with basic uncertainty of $\pm 5 \%$. The strands were prestressed in three stages (10, 50, and 100 % of prestress). Results of the experiment confirmed the reliability of prestressing of the unbonded cables, by each strand prestressed individually. After tensioning of the cable, inner space of the polyethylene pipe was grouted with cement mortar. Optimal speed of erection of each balance beam including germ rectification, concreting the closing joint, and prestressing the first and second stage cables is one month by one shift a day.

Bridge over the Road I/61 and over a railway

This bridge is the first of two segmental bridges at the Trenčín section of the Highway D61/D1 which is a part of European Highway Line E 75. The highway at this area is crossing the Road I/61 and the railway line Bratislava-Žilina under an angle of 25 degrees. The highway bridge was designed as two separate bridges, having mutually shifted position, with spans $34,20 + 3 \times 56,20 + 34,20 \text{ m}$ and with clear width atop of the bridge $2 \times 11,75 \text{ m}$. Total length of the bridge is 257 m. The bridge has a horizontal radius of

Obr. 4. Most cez Váh – pozdĺžny rez

Fig. 4. Bridge over the River Váh – longitudinal section



Laná sa predpínajú v troch etapách (10, 50 a 100 % predpätia). Výsledky experimentu preukázali spoľahlivosť predpínania voľne vedených káblov po jednotlivých lanách. Po napnutí kábla sa vnútorný priestor polyetylénovej rúrky zainjektoval cementovou maltou. Optimálna rýchlosť montáže jedného vahadla včítane rektifikácie zárodku, vybetónovania uzatváraciej škáry a predpätia káblov 1. a 2. fázy je jeden mesiac v jednej pracovnej smene.

Most cez cestu I/61 a železničnú trať

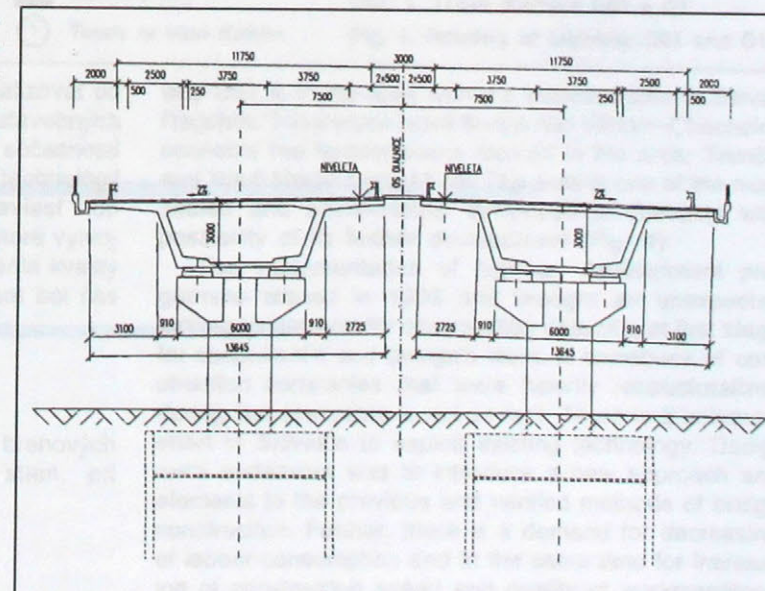
Je to prvý z dvoch mostov s nosnou konštrukciou montovanou zo segmentov v diaľničnom úseku D61/D1 pri Trenčíne, ktorý je súčasťou európskeho cestného ťahu E75. Trasa diaľnice v tomto mieste križuje cestu I/61 a železničnú trať Bratislava-Žilina pod uhlom 25° . Diaľničný most je riešený ako dva navzájom posunuté samostatné mosty s rozpätiami poľí $34,2 + 3 \times 56,2 + 34,2 \text{ m}$ a voľnou šírkou na moste $2 \times 11,75 \text{ m}$. Celková dĺžka mosta je 257 m. Most je smerovo situovaný v oblúku s polomerom $R = 15000 \text{ m}$, niveleta na moste je v zakružovacom oblúku $R = 15000 \text{ m}$. Spodnú stavbu tvoria gravitačné krajné opory a medziľahlé podpory kruhového prierezu $\phi 2 \text{ m}$ s úložným prahom. Založenie mosta je plošné v štrkopieskovom horizonte. Segmentová nosná konštrukcia konštantnej výšky je zo segmentov výšky 300 cm s šírkou hornej dosky 1327 cm a dolnej dosky 550 cm . Dosiahnutá vysoká presnosť zmontovanej nosnej konštrukcie umožnila vylúčiť pôvodne navrhovaný vyrovnávací betón a izolácia mostovky je položená priamo na nosnú konštrukciu. Most bol dokončený v r. 1995.

Most cez Váh

Diaľničné premostenie rieky Váh a príľahlej inundácie tvorí dvojica súbežných kolmých mostov, navzájom posunutých približne o $1/4$ poľa. Celková dĺžka mosta je $500,8 \text{ m}$, rozpätia poľí sú $28,4 + 43,2 + 49,8 + 4 \times 57,4 + 52 + 49,8 + 32,8 \text{ m}$. Trasa diaľnice v mieste križovania rieky Váh vedie vo dvoch protismerných oblúkoch s $R = 2000 \text{ m}$ a $R = 3500 \text{ m}$ s prechodnicami s inflexným bodom v 7. poli, niveleta v celej dĺžke mosta stúpa $+0,5 \%$. Medziľahlé podpory sú navrhnuté ako kruhové stĺpy priemeru $\phi 3 \text{ m}$ s úložným prahom a krajné opory ako členené presypané. Nosná konštrukcia je na podperách uložená na dvojici hrncových ložísk. Časť spodnej stavby je založená plošne, časť na veľkopriemerových pilótoch $\phi 1,22 \text{ m}$. Segmenty nosnej konštrukcie majú výšku 300 cm, šírka hornej dosky je 1364 cm a dolnej dosky 600 cm . V súčasnosti je most v štádiu rozpracovania, pričom s premávkou po jednej polo- vici sa uvažuje koncom roka 1996.

Obr. 5. Most cez Váh – priečny rez

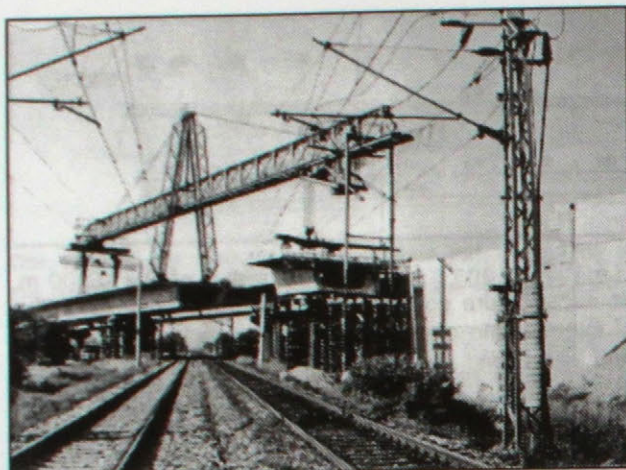
Fig. 5. Bridge over the River Váh – cross section



$R = 1600 \text{ m}$ and a vertical curve radius of $R = 15000 \text{ m}$. Its substructure consists of gravitational abutments and of intermediate piers with circular cross section $\phi 2,0 \text{ m}$ and with a pier cap. Foundation of the bridge was built by means of spread footing in a gravel-sand level. Segmental superstructure of constant depth was assembled from the segments 300 cm high with upper slab width of 1327 cm and lower slab width of 550 cm . High accuracy of the erected superstructure allowed to cancel the initially designed levelling concrete and the insulation of the bridge was laid directly onto the superstructure. The bridge was finished in 1995.

Bridge over the River Váh

Highway bridge over the River Váh and its inundation area was designed as a couple of parallel bridges with mutually shifted position by c. $1/4$ of a span. Total length of the bridge is $500,8 \text{ m}$, spans are $28,40 + 43,20 + 49,80 + 4 \times 57,40 + 52,00 + 49,80 + 32,80 \text{ m}$. At the place of crossing the river Váh, the highway line has been led in two conventional curves with $R = 2000 \text{ m}$ and $R = 3500 \text{ m}$, with inflection point at the 7-th span. Vertical alignment on the whole length of the bridge is 5% . Intermediate supports were designed as circular ones $\phi 3,0 \text{ m}$, with pier caps. Atop of the supports, the superstructure is supported by a couple of pot bearings. Part of the substructure has been constructed on the spread footings, another part on the large diameter piles $\phi 1,22 \text{ m}$. Superstructure segments are 300 cm high with upper slab width of 1365 cm and with lower slab width of 600 cm . At present, the bridge is in an advanced stage of construction, first half of it is expected to be put into operation at the end of 1996.



Obr. 6. Montáž mosta cez cestu I/61 a železničnú trať

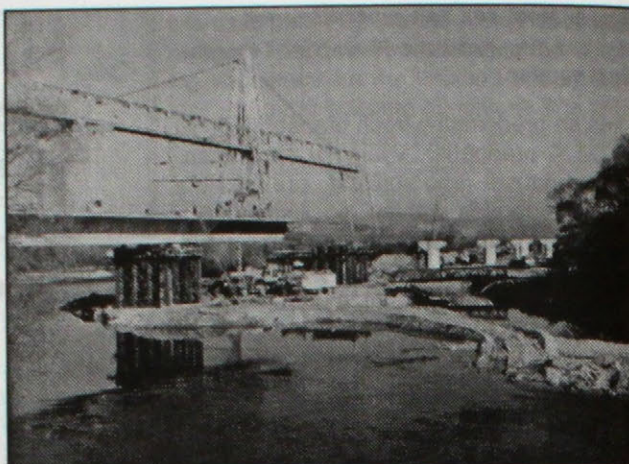
Fig. 6. Erection of the bridge over the Road I/61 and over the railway

Záver

Napriek výhradám určitých skupín odborníkov v niektorých štátoch má segmentová technológia svoje opodstatnenie a ekonomicky konkuruje pri dlhých mostoch aj iným technológiám najmä veľkou rýchlosťou výstavby. Prezentovaná technológia umožňuje výstavbu priamych i zakrivených mostov s polomerom väčším ako 350 m, pri sklone nivelety do 4 % a max. dĺžke poľa 60 m. Segmentová technológia je na Slovensku zvládnutá na dobrej teoretickej i realizačnej úrovni a pri predpokladanej intenzívnej výstavbe diaľničnej siete sa bude pri výstavbe mostov využívať.

Zúčastnené organizácie:

- investor: Slovenská správa ciest, Bratislava,
- projekt: Geoconsult, s. r. o. Bratislava,
- realizácia: Doprastav, a. s. Bratislava.



Obr. 7. Montáž mosta cez Váh

Fig. 7. Erection of the bridge over the River Váh

Conclusion

Despite objections of certain groups of experts in some countries, the segmental technology has been well-established and in the case of the long bridges it is from the economical viewpoint competitive with other technologies, particularly with regard to the speed of construction. The above presented technology allows construction of the straight and curved bridges with radius greater than $R = 350$ m, with vertical alignment of up to 4 % and with span length of up to 60 m. Segmental technology in Slovakia has been theoretically and practically well-mastered and in the case of expected intensive construction of the highway network it will certainly be used at construction of the bridges.

Partnership:

- Investor: Slovenská správa ciest, Bratislava,
- Design: Geoconsult SRO, Bratislava,
- Contractor: Doprastav AS, Bratislava.

Most cez Váh a elektrárenský kanál pri Beckove

Bridge over the Váh River and the Váh Channel near Beckov

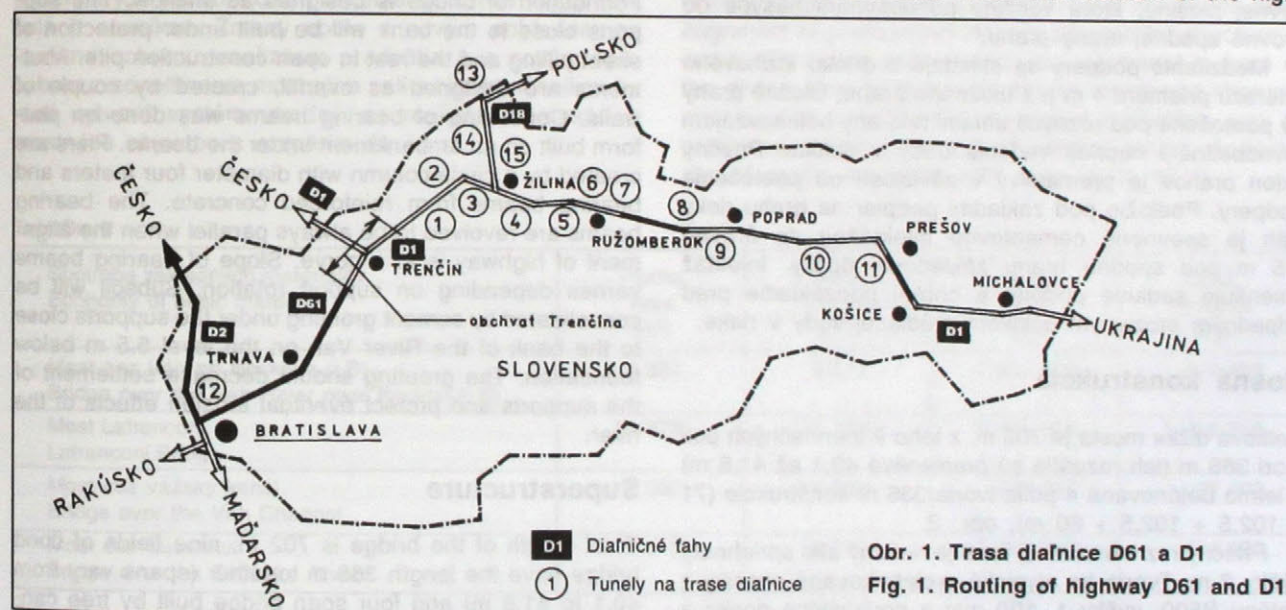
Miroslav ŠAGÁTH

Súčasťou diaľničného prepojenia sever-juh je v súčasnosti budovaný úsek diaľnice D61 Nové Mesto nad Váhom–Chocholná. Jeho najvýznamnejším objektom je most cez Váh a elektrárenský kanál pri Beckove, ktorým by sa malo začať obdobie výrazného rozvoja výstavby diaľničných mostov.

Diaľnica D61 Bratislava–Trenčín je súčasťou medzinárodného ťahu E75 a Transeurópskej magistrály sever-juh. Jej dobudovaním sa prepojí diaľnica na D1 na medzinárodnú diaľničnú sieť aj v smere západ-východ. Úsek Nové Mesto nad Váhom–Chocholná spája dve najväčšie sídla oblasti, a to Nové Mesto nad Váhom a Trenčín (obr. 1).

The section of the D61 highway Nové Mesto–Chocholná, already under construction, is the part of European highway connection North–South. The most important object of this highway section is the Bridge over the River Váh and the Váh Channel near Beckov. The bridge should be start of large development of bridge construction on Slovak highways.

Highway D61 Bratislava – Trenčín is the part of the international motorway E75 and TEM – Trans European Motorway North–South. The connection of both communications will be finished by its construction and consequently it will be connection of Slovakia to the international traffic network East–West. The location of the high-



Obr. 1. Trasa diaľnice D61 a D1

Fig. 1. Routing of highway D61 and D1

Program rozvoja diaľnic, ktorý sa začal realizovať od roku 1995, znamenal nečakaný nárast potrieb stavebných kapacít, v prvej etape hlavne projektových. V súčasnosti sa kladie dôraz na využívanie existujúcich technológií výstavby. Snahou projektantov bolo zaviesť do osvedčených postupov výstavby nové prvky, ktoré vytvoria predpoklady na zníženie prácností a zvýšenie kvality realizovaného diela. Ďalším dôležitým kritériom bol čas výstavby a spotreba materiálov pri realizácii.

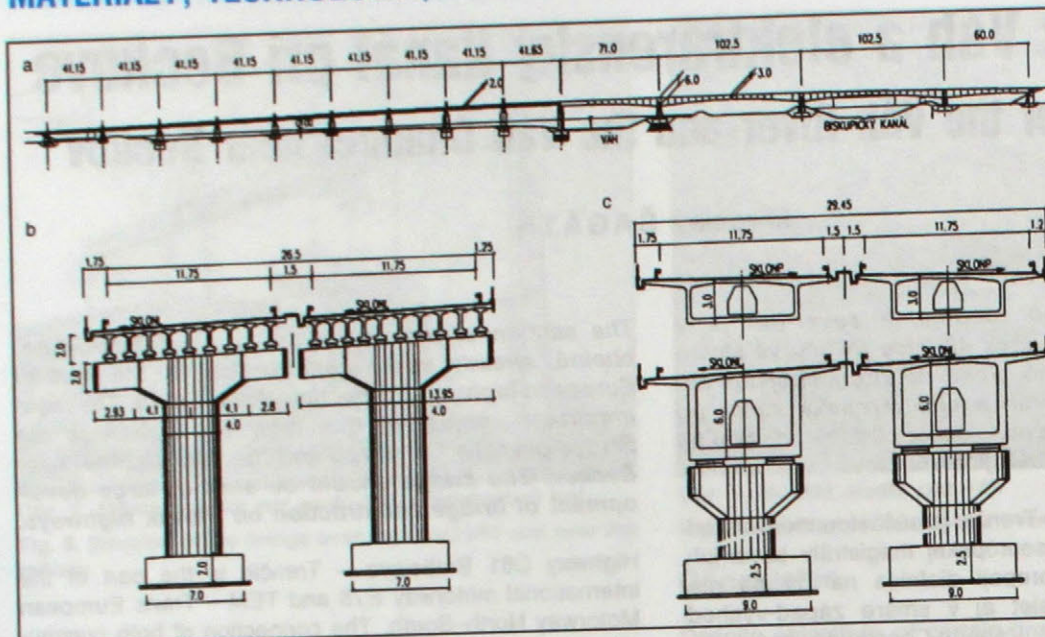
Spodná stavba

Zakladanie mosta je navrhnuté plošne, pri brehových podperách pod ochranou štetovnicových stien, pri ostatných v otvorených stavebných jamách.

Ing. Miroslav Šagáth – MOSTA, s. r. o. Bratislava.

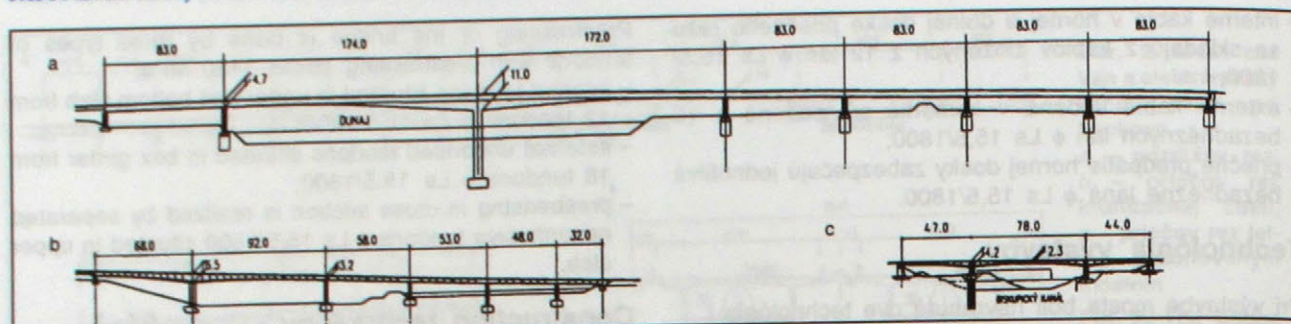
way D61 is in the area with the busiest traffic in Slovak Republic. The section Nové Mesto nad Váhom–Chocholná connects two largest towns located in the area; Trenčín and Nové Mesto nad Váhom. The area is one of the most settled and economically developed in Slovakia with possibility of its further development (Fig. 1).

The implementation of highway development programme started in 1995 and brought an unexpected increased demand for construction capacity, at first stage for consultant's and design's work. A comeback of construction companies that were heavily restructured during last few years is not so fast. There is a universal effort in Slovakia to exploit existing technology. Designer's endeavour was to introduce a new approach and elements to the previous and verified methods of bridge construction. Further, there is a demand for decreasing of labour consumption and in the same time for increasing of construction speed and quality of workmanship.



a – longitudinal section, *b* – cross section of inundation part, *c* – cross section of free cantilever bridge

is



Obr. 3. Pozdĺžne rezy
a – mosta Lafranconi, b – mosta na diaľnici D61 cez Súčanku, c – mosta cez Váh a elektrárenský kanál pri Beckove

Fig. 3. Longitudinal sections
a – Lafranconi Bridge, b – bridge over the River Súčanka – highway D61, c – bridge over the River Váh and the Váh Channel near Beckov

● Letmá betonáž je druhou technológiou použitou na tomto objekte. Dodnes sa touto úspešnou technológiou realizovalo u nás 7 veľkých objektov, najväčších s konzolou dlhou až 120 m (most Lafranconi v Bratislave). Rozbor spotreby materiálov na tieto objekty však ukázal veľké rozdiely. I keď spotreba materiálov na m^2 nie je najspôľahlivejší ukazovateľ pre porovnanie dvoch konštrukcií, predsa poskytuje lepší pohľad na objekty. V riešenom prípade umožnil základnú orientáciu pri navrhovaní konštrukcie.

Porovnanie spotreby základných materiálov s niektorými realizovanými objektami je v tab. 1 a 2.

Doterajšie skúsenosti potvrdili niekoľko základných princípov zavedených do letmej betonáže už pri moste Lafranconi:

- tvar nábehovej hrany výrazne ovplyvňuje priebeh napätí. Použitie nábehu v tvare paraboly 2° znižuje pomernú únosnosť prierezov v polovici konzoly. Pre každý riešený prípad je vhodné vytvoriť tvar nábehovej hrany v závislosti od priebehu hlavných napätí;
- vedenie káblov od horného okraja prierezu k dolnému mimo prierez a vylúčenie vedenia interných káblov zo stien trávov umožňuje pripustiť v trámoch šírku trhlín ako v nepredpätom betóne (železobetóne);
- zvýšené množstvo mäkkej výstuže v tlačných oblastiach trávov podstatne napomáha redukovat dlhodobé deformácie konštrukcie spôsobené reologickými zmenami betónu.

V snahe optimalizovať spotrebu materiálov a znížiť prácnosť na moste cez Váh a elektrárenský kanál Váhu pri Beckove sme porovnávali rôzne spôsoby zachytenia napätí v trámoch a hornej doske:

- zvislé predpätie, riešené v spolupráci s Katedrou betónových konštrukcií a mostov STU, síce umožnilo znížiť hrúbku trámu zo 60 na 50 cm, neprinieslo však očakávané zjednodušenie výstavby ani celkový úsporu nákladov;
- náhradou časti mäkkej výstuže mostovkovej dosky predpätými lanami sa zjednodušilo jej armovanie a prinieslo asi 10% úsporu mäkkej výstuže. Okrem toho sa znížila šírka trhlín mostovkovej dosky v oblasti minimálnych momentov, čím sa podstatne ovplyvnila kvalita konštrukcie.

Technológia letmej betonáže bude mať i v budúcnosti uplatnenie na mnohých objektoch slovenských diaľnic. Predovšetkým v horských oblastiach, kam smeruje súčasná výstavba, je nevyhnutné mať overený a spoľahlivý spôsob výstavby mostov rozpätí 90 až 220 m.

● Free cantilever method is second construction technology used for bridge construction. Seven large structures were built by this technology in Slovakia up till now. The Lafranconi Bridge is the biggest one with cantilever 120 m long. An analysis of material usage on these bridges showed big differences among them, see Table 1 and 2. Although the material usage per square meter is not the most reliable indication to compare structures built by different technology, it enables us to make the analysis from other point of view. In our case it served as a basic orientation to make decision about design of structure.

Our experiences have already confirmed some basic principles implemented during construction of the Lafranconi Bridge by free cantilever method:

- a shape of haunched edge has a big influence on stress distribution. An application of the haunch with parabolic shape of 2° decreases relative loading capacity of cross sections in the middle of cantilever. The shape of haunched edge should be formed according to the principal stress distribution for each structure;
- alignment of unbonded tendons from upper section to bottom one and elimination of tendon location in girder walls enabled designer to allow the width of cracks like in reinforced concrete;
- increased amount of reinforcement in compression areas of beam helps to reduce long-term deformations caused by rheological changes of concrete.

Different ways of interception of stresses in beams as well as in upper slab were analyzed to optimize material usage and decrease of labour consumption:

- alignment of vertical prestressing which was analyzed in cooperation with the Department of Concrete Structures of STU in Bratislava allowed to decrease the depth of beam from 600 to 500 mm. However it did not bring expected construction simplification as well as any significant cost saving;
- replacing part of reinforcement of upper slab by prestressed tendons allowed us to save 10 % of reinforcement and to simplify reinforcing of slab. This arrangement decreased the crack width of the slab in the area of minimal moments and it had a great influence on the quality of structure.

The technology of free cantilever method will be applied on many Slovakian highway bridge structures in future. It is very important to have verified and reliable construction method of bridges with spans among 90 to 220 m for mainly mountain areas where future highway construction will be performed.

Most Pustý hrad vo Zvolene

The Bridge „Pustý hrad“ in Zvolen

Miroslav MAŤAŠČÍK – Ján ŠOLTÝS – Anna PETRÍKOVÁ

Komunikácia I/50 patrí k vybraným cestným ťahom na Slovensku a je zaradená do medzinárodnej cestnej siete (E-571). Jej prieťah mestom Zvolen vytvára jednu z najväčších dopravných prekážok. Opisovaný most je súčasťou novobudovaného prieťahu mestom Zvolen, ktorý bude tvoriť štvorpruhová rýchlostná komunikácia. V 1. etape výstavby, ktorá sa realizuje v súčasnosti, sa dá do prevádzky polovičný profil tejto komunikácie (pravý most).

Koncepcia mosta

Názory na koncepciu mosta prešli zaujímavým vývojom. Most preklenie rieku Hron, systém kofaj pri železničnej stanici Zvolen, miestnu komunikáciu, rieku Slatina, lávku ponad rieku Slatinu. Umožní zároveň viesť trasu v úzkom koridore medzi riekou Slatinou a strmým svahom vrchu Pustý hrad. Náročné bolo najmä kríženie s veľmi frekventovanou železničnou traťou, ktorá musí byť počas celej výstavby mosta v prevádzke. Hlavne táto prekážka spôsobila, že v 1. etape projektových prác projektant navrhol nosnú konštrukciu z prefabrikovaných priečne delených prvkov (segmentov), ktoré sa mali montovať pomocou montážneho mosta „zhora“.

Toto, na prvý pohľad logické riešenie, bolo v ďalšom štádiu projektových prác podrobené nasledujúcej opONENTÚRE.

Komunikácia zhodou okolností vedie tak, že most mimo už uvedených prekážok premostuje aj stavebný dvor firmy Doprastav. Na tejto ploche bola už v tom čase vybudovaná betonárka a hala na ohýbanie betonárskej výstuže. Aj keď v čase projektových prác nebola ešte známa firma, ktorá bude stavbu realizovať, existujúce stavebné kapacity priamo pod mostom projektanta inšpirovali k zmene koncepcie výstavby nosnej konštrukcie mosta. Preto bola nosná konštrukcia definitívne navrhnutá z monolitického dodatočne predpätého betónu. Stiesnené priestorové pomery nad železničnou traťou neumožnili použiť niektorú progresívnejšiu technológiu výstavby monolitických mostov, napr. výsuvnú skruž. Most bol vybudovaný na podpernej skruži PEINER. Napriek použitiu tejto, dnes už nie najmodernejšej technológie, výsledné ekonomické parametre monolitického variantu zásluhou už spomínaných skutočností sú priaznivejšie, ako boli ekonomické parametre pôvodného prefabrikovaného variantu.

Vývojom názorov prešiel aj úsek trasy pod kopcom Pustý hrad. V 1. etape projektových prác viedla komu-

The road I/50 is one of the major routes, part of the selected road network in Slovakia, included into the International road network (E-571). The road section passing through the Zvolen city causes serious traffic problems due to the adverse combination of both urban and transit traffic. The bridge that will be described briefly further is part of the future four-lane road section to be built by-passing the city Zvolen. In the first construction stage, which is being carried out at present, it is proposed to open to traffic only a half of the road profile – the right bridge.

Conception of design

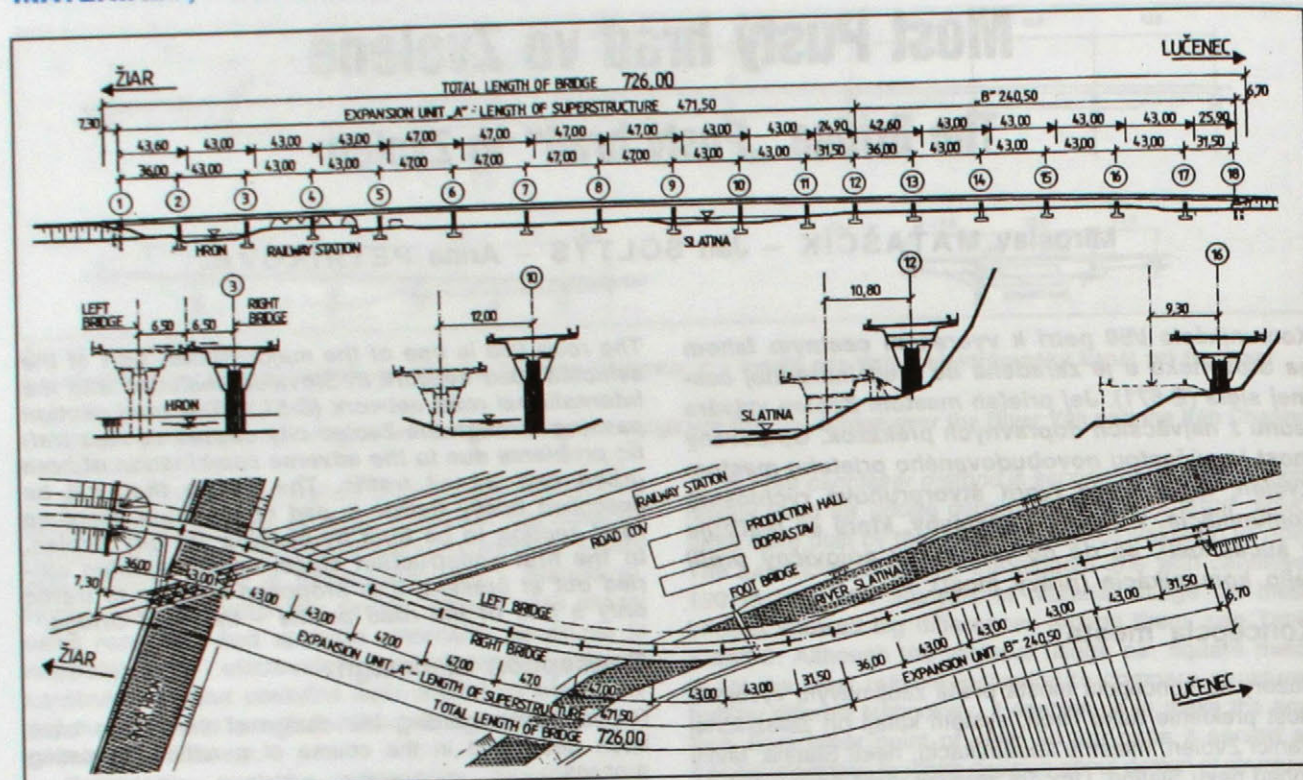
Conceptions regarding the design of the bridge have been developed in the course of a rather interesting process.

The bridge crosses the River Hron, the system of railway lines near Zvolen railway station, the Slatina river and a foot bridge over it. The bridge enables running the route within a narrow corridor between the River Slatina and the steep slope of the hill „Pustý hrad“. Crossing a busy railway line which should be in operation throughout the construction period, proved to be the major very difficult precondition in stage of bridge design. Due to this obstacle the bridge designer at the beginning of design works decided to construct the bridge deck as a system of precast, transversally separated elements – segments, which that will be erected by means of launching girder from „above“. Such, at the first sight reasonable solution, was in the next design stage subject to the following discussion.

The Zvolen bypass alignment has been, by a coincidence, designed in a such way that the bridge crosses, apart from the above mentioned obstacles, also the building yard of Doprastav, one of the biggest civil engineering company in Slovakia. A new concrete mixing plant as well as a production hall for shaping/bending of reinforcing steel bars had been built up in the yard before the design works started. Although in the course of design works the contractor of the bridge was not known, the existing equipment and facilities, situated directly under the future structure, inspired the designer to modify conception of the bridge superstructure design. Taking into account all together, the superstructure was designed as cast-in-place, post tensioned, prestressed, concrete structure. Limited space above the railway track did not allow to use more progressive technologies such as a mobile false work or incremental launching. The bridge has been built on the false work of PEINER type. Despite of using it, from the contemporary point of view not very modern and sophisticated technology, the resulting economic parameters, owing to already mentioned facts, are more favourable than economic parameters of the original proposal i. e. precast segmental structure.

Various conceptions concerning the section under the „Pustý hrad“ hill were considered in the design stage. At

Ing. Miroslav Maťaščík – Dopravoprojekt, a. s. Bratislava, Ing. Ján Šoltýs, Ing. Anna Petriková – Doprastav, a. s. závod Zvolen.



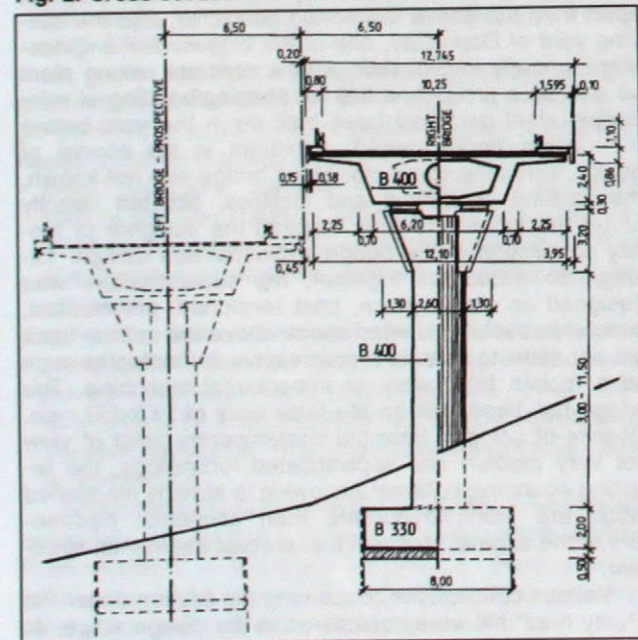
Obr. 1. Pozdĺžny profil mostov

Fig. 1. Longitudinal section of the bridges

nikácia v tomto úseku na systéme oporných a zárubných múrov. Toto riešenie si však vyžadovalo značné množstvo zemných prác a veľmi nešetrný zásah do svahu kopca Pustý hrad. Preto bola koncepcia návrhu trasy aj konštrukčného riešenia prehodnotená a výsledné riešenie je takéto: Niveleta v tomto úseku vedie v dvoch úrovniach – samostatne pre pravý a ľavý most. V úseku, kde je koridor medzi riekou Slatinou a svahom kopca Pustý hrad najužší, je ľavý most podsunutý pod mostovkovú konzolu pravého mosta. Týmto riešením sa vedenie trasy

Obr. 2. Pričný rez

Fig. 2. Cross section



first, the road in this section was assumed to be supported by the system of retaining walls. Such proposal, however, required extensive earthworks and an considerable impact into the slope of the „Pustý hrad“ hill. Therefore the proposal had to be revised, and the following technical measures to be adopted: Different alignment of the left and right bridge. In the section of the narrowest corridor between the River Slatina and the slope of the hill the grade line as well as the centre line of the left bridge would be lowered and situated under the right bridge deck slab cantilever. By this technical solution the bridge meets much better the requirements resulting from an actual terrain configuration and protection of beautiful natural environment surrounding the site. Moreover, the two-level design of the bridge optimizes the quantities of structural materials as well as those of earthworks. Besides that, such solution has not required higher costs in comparison to the original design – the system of retaining walls.

The result of this conceptual design is the bridge, which basic parameters/data will be described further.

Principal parameters of the bridge:

- length of the bridge 726 m,
- number of spans 17,
- length of spans 31.5–47 m,
- width of the bridge 12.745 m,
- height of the bridge above ground level 4–13 m.

Foundation of the bridge

Spread footings have been proposed for all piers. Foundation of the bridge, however, was in all cases rather demanding.

The footing bases of the piers near the River Hron rest on layers of weathered rock. The foundation works were quite complicated due to the presence of pressure, aggressive groundwater. (The region is well known for many mineral water springs.)

The bases of the piers between the rivers Hron and Slatina are placed on the layers of quicksand under the the groundwater table. Dry conditions during foundation

oveľa lepšie prispôsobuje konfigurácii terénu a vedenie trasy na mostoch nenarúša natoľko okolitú krásnu krajinu. Dvojúrovňové riešenie mostov navyše optimalizuje spotrebu materiálov aj objem zemných prác, takže si nevyžiadať zvýšenie finančných nákladov oproti pôvodnému riešeniu (oporné múry).

Základné údaje o moste:

- dĺžka mosta: 726 m,
- počet polí: 17,
- dĺžka polí: 31,5 až 47 m,
- šírka mosta: 12,745 m,
- výška nad terénom: 4 až 13 m.

Zakladanie

Všetky medzifahlé podpery boli založené plošne. Zakladanie však bolo vo všetkých prípadoch veľmi náročné.

Podpery pri rieke Hron boli založené na vrstve zvetranej horniny. Práce veľmi komplikovala tlaková agresívna spodná voda (územie je známe bohatým výskytom minerálnych prameňov).

Podpery medzi riekou Hron a riekou Slatinou boli založené na vrstve tekutých pieskov. Základová škára bola pod hladinou spodnej vody. Suchá základová škára sa zabezpečila zhotovením vodotesnej „krabice“. „Krabicu“ tvorila po obvode štetovnicová stena larssen a zo spodu doska z monolitického prostého betónu. Počas betonáže dosky sa krátkodobo znížila hladina spodnej vody.

Podpery pod svahom vrchu Pustý hrad boli založené na vrstve sutí. Stabilita suty sa zvýšila priradením päty potenciálnej šmykovej plochy. Priradenie tvorí opevnenie brehu Slatiny a novovytvorená poľná cesta.

Spodná stavba

Podpery mosta sú v spodnej časti stĺpy a v hornej časti sú to stenové prvky votknuté do stĺpa. Tento tvar podpíer umožňuje kolmé podopretie nosnej konštrukcie napriek tomu, že križenie mosta so všetkými prekážkami je šikmé s rôznym uhlom križenia.

Nosná konštrukcia

Nosnú konštrukciu tvorí spojité nosník jednokomorového priečného rezu. Je rozdelená na dva dilatované celky dĺžky 471,5 m a 240,5 m. Budovaná je po poliach, od opory 1 k podpore 12 a súčasne od podpory 12 k opore 18.

80 percent predpínacej výstuže je stykovej v pracovných škárach medzi etapami a 20 % predpínacej výstuže vedie od priečnika po priečnik.

Ložiská sú hrncové a počas výstavby sú niektoré posuvné ložiská zablokované a fungujú ako pevné (fixované).

Spotreba materiálov:

- pilóty: 143 m³,
- štetovnice Larssen: 376 t,

works were secured by creating a watertight „box“. The sides of the box were formed by the Larssen type sheet piles, while its bottom by a cast in-situ concrete slab. During concreting of the slab the groundwater table was temporarily lowered.

The piers below the hill of the „Pustý hrad“ rest on the layers of debris. The stability of debris will be increased by additional loading of the hill-toe.

Substructure

The piers of the bridge are of hammerhead type formed of circular columns and upper parts made of wall elements embedded into the column. Such shape of a pier enables perpendicular supporting of the superstructure despite different angles crossing the obstacles.

Superstructure

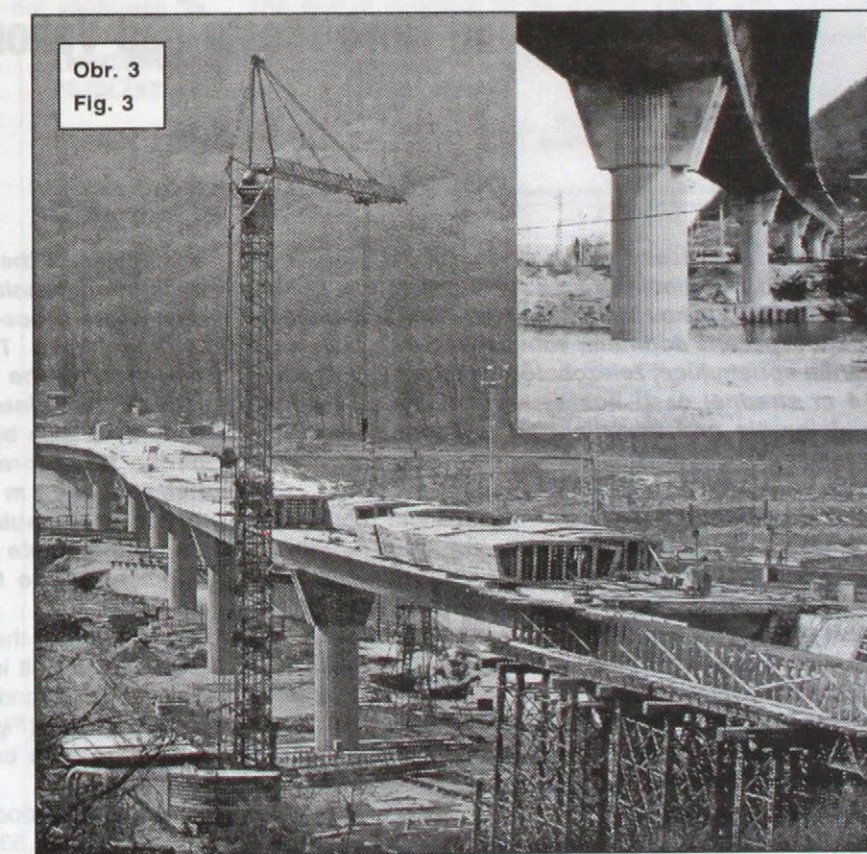
The bridge superstructure represents a continuous single-cell box beam. It consists of two expansion units/parts, the lengths of which are 471.5 and 240.5 m respectively. It is assumed that entire beam will be constructed gradually span by span from the abutment No. 1 to the pier No. 12 and at the same time from the pier No. 12 to the abutment No. 18.

80 % of prestressing cables will be coupled in working joints between individual working stages, while 20 % will pass from one cross beam to the next one.

Movable and fixed bridge neopot bearings have been designed to support the superstructure. In the course of construction, however, some of movable bearings will be temporarily blocked thus acting as the fixed ones.

Structural materials:

- piles 143 m³,
- sheet pile walls Larsen 376 t,
- concrete 11 028 m³,



- betón: 11 028 m³,
- betonárska výstuž: 1 253 t,
- prepínacia výstuž: 321 t.
- Účastníci výstavby:
- obstarávateľ: Slovenská správa ciest, Bratislava,
- projektant: Dopravoprojekt, a. s. Bratislava,
- zhotoviteľ: Doprastav, a. s. Bratislava, závod Zvolen.

Záver

V súčasnom období stavebné práce na pravom moste vrcholia. Výstavba mosta si nevynútila žiadne zásadné zmeny oproti projektu, takže práce prebiehajú plynule (1. etapa - 21 dní).

Stavbu financuje Európska banka pre obnovu a rozvoj, a tak je pod prísny dozor expertov tejto inštitúcie. Fakt, že z ich strany neboli zatiaľ žiadne zásadné pripomienky k realizácii je dôkazom, že definitívne zvolená koncepcia mosta bola správna a projektová dokumentácia má štandard dosahovaný v iných vyspelých krajinách.

- steel reinforcement 1 253 t,
- prestressing steel 321 t.
- Participants:
- Client: Slovenská správa ciest Bratislava,
- Designer/consultant: Dopravoprojekt Bratislava,
- Contractor: Doprastav Bratislava

Conclusion

At present, the construction works on the right bridge are nearly completed. The construction of the bridge has not required any substantial variations and modifications so far. The works are carried out in accordance with the approved schedule, smoothly with the average speed of 1 working stage in 21 days.

The project is partly financed by the European Bank for Reconstruction and Development. So it is under thorough supervision of the experts from this financial institution. The fact, that up to now they have had no objections to the way of construction, can also be taken as an evidence of the right and sound design. It means that final alternative of bridge design was chosen properly and design documentation has a level which is usual in other developed countries.

Oprava mosta cez Váh v Novom Meste nad Váhom

Rehabilitation of the bridge over the River Váh in Nové Mesto nad Váhom

Tibor MICHÁLKA

V článku je opísaný návrh opravy mosta, ktorá sa skladá zo zosilnenia nosnej konštrukcie a z úpravy šírkových a výškových parametrov mosta. Zosilnenie je zabezpečené dopnutím voľných káblov a dobetónovaním spriahujúcej železobetónovej dosky. Vybúranie 14 m strednej časti nosnej konštrukcie a následné nadvihnutie nad medzifahľmi podperami umožnilo dosiahnuť požadovanú niveletu na hlavnom moste.

Most cez Váh v Novom Meste nad Váhom (obr. 1) bol postavený ako prvý letmo betónovaný most na Slovensku v r. 1962 (projekt v r. 1960).

Most (obr. 2) má dve časti, a to hlavný trojpoľový most s rozpätím poľí 42,8 + 70 + 42,8 m a štvorpoľový inundačný most s rozpätím poľí 25,53 + 25,28 + 25,53 + 25,53 m. Hlavný most je z monolitického predpätého betónu s kĺbom v strede 70 m poľa. Krajné poľa mosta boli betónované na podpernom lešení a stredné pole (70 m) sa betonovalo letmo.

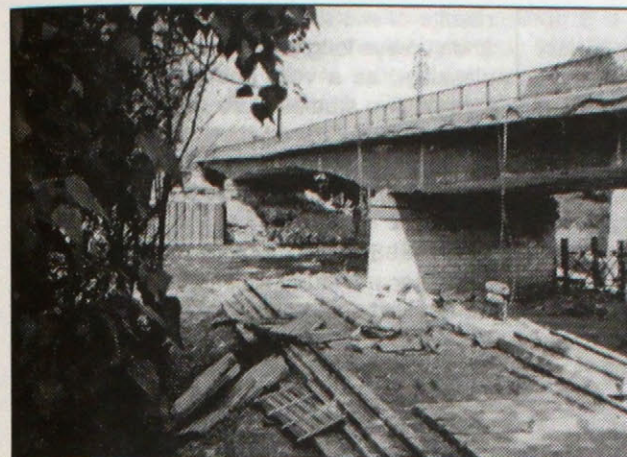
Ing. Tibor Michálka, CSc. - Dopravoprojekt, a. s. Bratislava.

The design of the bridge rehabilitation consists of its deck strengthening, vertical realignment, and extension of its cross-sectional dimensions is presented in this paper. The deck strengthening has been designed by the prestressing of external unbonded tendons combined with cast-in-place reinforced concrete deck slab bonded to the continuous bridge box girder thus forming a composite cross section. Removal of 14 m long central part of existing superstructure and subsequent lifting of its two parts over the intermediate supports will enable vertical realignment of the bridge level line.

The bridge over the River Váh in Nové Mesto nad Váhom (Fig. 1) was built in 1962 (designed in 1960) as the first free-cantilever bridge in Slovakia.

The bridge (Fig. 2) consists of two parts:

- main tre-span bridge with 42.8 + 70 + 42.8 m span lengths and
- bridge over flood area with spans of 25.53 + 25.28 + 25.53 + 25.53 m.



Obr. 1. Most cez Váh v Novom Meste nad Váhom

Fig. 1. Bridge over River Váh in Nové Mesto nad Váhom

Inundačný most tvoria voľne uložené prefabrikované predpäté nosníky tvaru T. Nosníky sú navzájom v priečnom smere spojené piatimi priečnikmi, ktoré sú takisto dodatočne predpäté.

Nedostatočné skúsenosti s predpätým betónom a nedostatočná disciplína pri letnej betonáži spôsobili, že už počas výstavby vznikli smerové a výškové odchýlky tvaru nosnej konštrukcie najmä v strednej kĺbovej časti hlavného 70 m poľa. Odchýlky boli korigované zvýšenou hrúbkou vyrovnávacieho škvárbetónu (max. 24,7 cm).

Po dokončení mosta boli diagnosticky zistené nepriaznivé odchýlky v predpätí a v kvalite betónu. Tieto nedostatky spolu so zanedbaním vplyvu dotvarovania (susedné konzoly vytvárajúce hlavné pole mali navzájom výrazne odlišný vek betónu) spôsobili, že skutočný priebeh v strede hlavného poľa s kĺbom bol väčší ako sa teoreticky predpokladalo a vykazoval dlhodobý nárast. V súčasnosti spolu s nepresnosťami v tvare nosnej konštrukcie od projektovanej polohy je 43 cm.

Most popri týchto statických nedostatkoch nevyhovuje ani z hľadiska šírkového a výškového usporiadania, nakoľko leží na trase budúceho diaľničného privádzača do Nového Mesta nad Váhom a na spojnici mesta s blízkym rekreačným areálom Zelená voda, kde je najmä v letných mesiacoch veľa chodcov a cyklistov.

Obr. 2. Pozdĺžny a priečne rezy mosta
1 - ľavá časť nosnej konštrukcie (NK),
2 - vybúraná a znova vybetónovaná 14 m časť NK, 3 - pravá časť nosnej konštrukcie, 4 - spriahnutá železobetónová doska, 5 - voľné káble

Fig. 2. Longitudinal and cross section of the bridge

1 - left part of superstructure, 2 - removed and subsequently cast 14 m long part of superstructure, 3 - right part of superstructure, 4 - cast-in-place reinforced concrete deck slab, 5 - tendons

The main bridge is from prestressed concrete with a hinge in the middle of the 70 m central span built by free-cantilever method. Side spans of the main bridge were built on the stationary scaffolding.

The bridge over flood area is composed in each span of five single supported precast T-beams of prestressed concrete. T-beams are connected by five post tensioned cross beams laterally. Insufficient experience with free cantilever method of construction and poor workmanship resulted in the main bridge horizontal and vertical deviations which occurred already during the construction period. This affected mostly the 70 m central span with a hinge. Deviations have been corrected by increased thickness of lean slag concrete (maximum 24.7 cm).

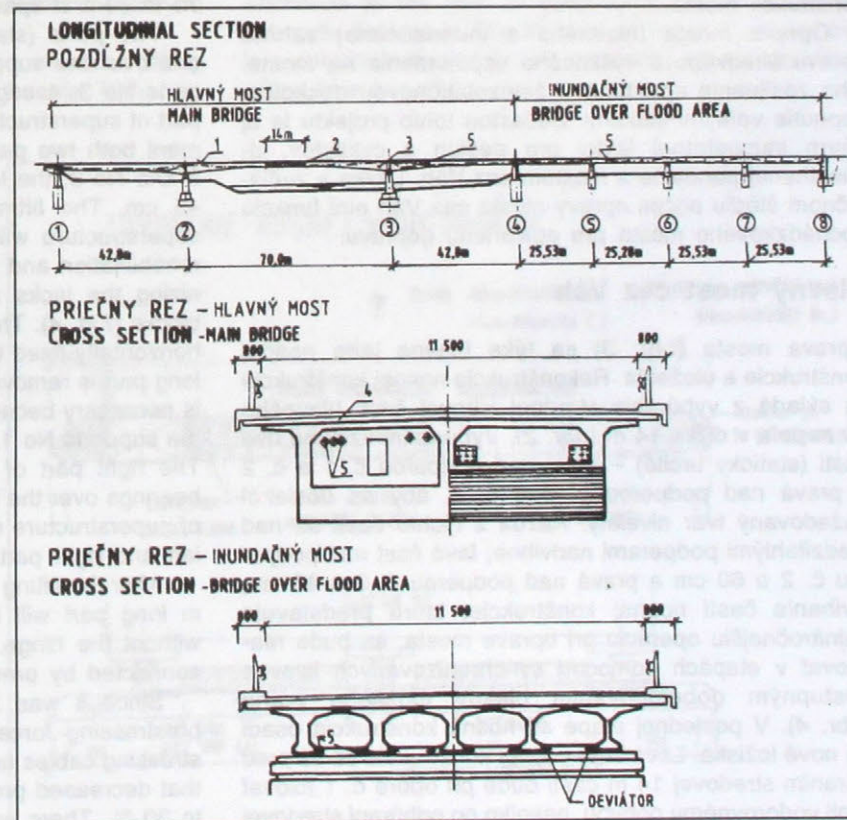
Soon after completing the bridge unfavourable deviations in prestressing forces and in quality of concrete have been found. Also effect of concrete creeping has been neglected in structural analysis (the two cantilevers forming the central span were of a different age of concrete).

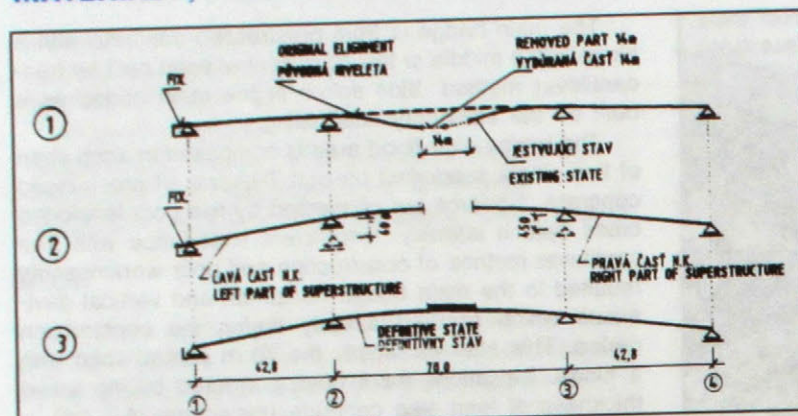
The problems mentioned above caused, that an actual deflection in the middle of the central span (with a hinge) was of higher value than expected, raising gradually in the time. At present the total deflection, together with the incorrections in the shape of the deck, is 43 cm.

Cross-sectional dimensions of the bridge as well as its vertical alignment does not suit the future traffic conditions of the road which will connect the town Nové Mesto nad Váhom with the planned motorway and existing recreation area "Zelená voda" where a considerable movement of pedestrians and cyclists can be expected during the summer season.

Design of the bridge rehabilitation

The overall condition of the bridge, taking into account





Obr. 3. Schéma postupu opravy hlavného mosta
1 – vybudovanie 14 m časti NK, 2 – nadvihnutie ľavej a pravej časti NK, 3 – dobetónovanie 14 m časti a zmonolitnenie NK

Fig. 3. Scheme of rehabilitation procedure of main bridge
1 – removal of 14 m long part of superstructure, 2 – lifting of left and right part of superstructure, 3 – casting of 14 m long new part of superstructure

Návrh opravy mosta

Na základe vyhodnotenia zafazovacích skúšok, hlavných prehliadok a meraní bol stav mosta vyhodnotený ako havarijný. Boli vypracované dve štúdie v r. 1987 a v r. 1993. Prvá z nich variantne riešila možnosť rekonštrukcie mosta ako aj výmenu nosnej konštrukcie mosta za novú. Na podnet investora v r. 1993 bola vypracovaná ďalšia štúdia, ktorá už variantne riešila len možnosť rekonštrukcie mosta. Jeden z variantov rekonštrukcie mosta tejto štúdie bol vybraný a rozpracovaný v realizačnej dokumentácii. Rozpracovaný návrh rieši rekonštrukciu mosta s cieľom zabezpečiť požadované statické a tvarové parametre pri minimalizácii búracích prác na nosnej konštrukcii mosta.

Oprava mosta (hlavného a inundačného) zahŕňa úpravu šírkového a výškového usporiadania na moste, jeho zosilnenie spriahnutou železobetónovou doskou a dopnutie voľnými káblami. Súčasťou tohto projektu je aj návrh samostatnej lávky pre peších a cyklistov, umiestnenej paralelne s mostom cez Váh. Lávka v začiatočnom štádiu počas opravy mosta cez Váh plní funkciu obchádzkového mosta pre odklonenú dopravu.

Hlavný most cez Váh

Oprava mosta (obr. 3) sa týka hlavne jeho nosnej konštrukcie a uloženia. Rekonštrukcia nosnej konštrukcie sa skladá z vybudovania strednej kĺbovej časti hlavného 70 m poľa v dĺžke 14 m (obr. 2). Vybúraním vzniknú dve časti (staticky určité) – ľavá, nad podporou č. 1 a č. 2 a pravá nad podporou č. 3 a č. 4, aby sa dosiahol požadovaný tvar nivelety. Každá z týchto častí sa nad medzifahľými podporami nadvihne; ľavá časť nad podporou č. 2 o 60 cm a pravá nad podporou č. 3 o 45 cm. Dvíhanie častí nosnej konštrukcie, ktorá predstavuje najnáročnejšiu operáciu pri oprave mosta, sa bude realizovať v etapách pomocou synchronizovaných lisov a postupným dobetónovaním blokov úložného prahu (obr. 4). V poslednej etape sa nosná konštrukcia osadí na nové ložiská. Ľavá časť nosnej konštrukcie sa už pred búraním stredovej 14 m časti bude pri opore č. 1 fixovať proti vodorovnému pohybu, nakoľko po odbúraní stredovej

results of two load tests, major inspections and surveys long term observation has been classified as a very poor (close to its collapse). Two studies were performed in 1987 and in 1993. First of them studied both the possibility of bridge repair as well as substitution of the existing superstructure for a new one.

In 1993 client prompted the elaboration of the second study which alternatively dealt with only the possibility of the bridge rehabilitation. The recommended alternative of the study has been chosen for final design.

Required structural and shape parameters with minimalization of demolishing works have been taken into consideration.

Bridge rehabilitation (main and bridge over flood area) consists of vertical realignment and extension of cross-sectional dimensions. Strengthening of the bridge deck is a part of the entire rehabilitation. It comprises both cast-in-place reinforced concrete deck slab bonded to the continuous box girder and prestressing of external unbonded tendons.

Proposed foot bridge which is parallelly situated to the repaired bridge also belongs to this design. Diversion of the traffic during the rehabilitation works on the bridge will be maintained using the foot bridge.

The main bridge over the River Váh

Rehabilitation of the bridge structure concerns mainly its superstructure and the setting on the bearings.

Rehabilitation of the superstructure (Fig. 3) start by removing of 14 m long part with hinge (Fig. 2) of the 70 m central span.

Two parts (statically determined) of the bridge, left one over the supports No 1, 2 and right one over supports No 3, 4 originated due to removing of 14 m long part of superstructure. To achieve required vertical alignment both two parts will be lifted over the supports No 2 and No 3, the left one of 60 cm and the right one of 45 cm. The lifting of the left and right parts of the superstructure will be the most ambitious operation of rehabilitation and will be done step by step by synchronizing the jacks and by gradual casting the bearing blocks (Fig. 4). The left part of the superstructure will be horizontally fixed to the abutment No 1 just before 14 m long part is removed. The horizontal fixing of the left part is necessary because this part of the superstructure over the supports No 1, 2 is placed on the movable bearings. The right part of superstructure is supported by fixed bearings over the support No 3. The fixing of the left part of superstructure may be released soon after the joining left and right part of the superstructure.

After the lifting the both parts of superstructure the 14 m long part will be cast on the stationary scaffolding without the hinge. Then the left and right parts will be connected by prestressing the continuity tendons.

Since it was impossible to determine the level of prestressing force decrease, additional unbonded prestressing cables have been designed on the assumption, that decreased prestressing force is in the range from 0 to 30 %. There will be added 42 tendons in the bridge

časti je ľavá časť nosnej konštrukcie nad oporou č. 1 a podporou č. 2 uložená len na pohyblivých ložiskách. Pravá časť sa nemusí fixovať, lebo je nad podporou č. 3 uložená na pevných ložiskách. Fixovanie na ľavej časti nosnej konštrukcie sa uvoľní až po zmonolitnení ľavej a pravej časti nosnej konštrukcie.

Po nadvihnutí oboch častí sa na podpernej skruži znova vybetónuje vybudovaná časť 14 m, ale už bez kĺba. Následne sa doplnia voľné káble, ktoré zmonolitnia ľavú a pravú časť nosnej konštrukcie.

Pri návrhu voľných predpínacích káblov sa vychádzalo z predpokladu, že úbytok pôvodného predpätia v moste sa pohybuje v rozmedzí 0 až 30 %. Celkovo sa do nosnej konštrukcie mosta uloží a napne 42 voľných káblov zostavených z 12 ϕ Lp 15,5/1800. Káble sa budú ohýbať v deviatoroch a kotviť v dodatočne vybetónovaných blokoch a s nosnou konštrukciou sa zopnú prostredníctvom predpínacích tyčí. Káble budú uložené v PE rúrkach a zainjektované cementovou maltou. Voľné dĺžky káblov medzi kotevnými blokmi a deviatormi sú proti chveniu počas premávky na moste zabezpečené fixátormi.

Pred dvíhaním ľavej a pravej časti nosnej konštrukcie sa zainjektujú všetky trhliny na moste a zosilnia sa priečniky poškodené trhlami nad medzifahľými podporami č. 2 a č. 3. Zosilnenie priečnikov sa skladá z dodatočného obojstranného obetónovania priečnika hrúbky 30 cm a následného zopnutia novovybetónovaných častí s priečnikom pomocou predpínacích tyčí ako aj z dvoch kusov predpínacích káblov 6 ϕ Lp 15,5/1800 umiestnených pozdĺž priečnika (obr. 5).

Po napnutí voľných káblov a zmonolitnení nosnej konštrukcie mosta sa vybetónuje na nosnú konštrukciu spriahujúca doska. Spriahnutie dosky s nosnou konštrukciou sa zabezpečí pomocou trŕov umiestnených do vyvŕtaných otvorov v hornej doske mosta a zaliatych epoxidom.

Spriahujúca doska sa betónuje po sekciách dĺžky 20 m, kvôli zmierneniu účinkov zmrašťovania. Nakoniec sa zhotoví nový zvršok mosta.

Inundačný most

Rovnako ako hlavný most, aj inundačný most je zosilnený voľnými káblami a spriahnutou železobetónovou doskou. Pri každom medzifahľom nosníku mosta sú vedené dva káble zostavené z 3 ϕ Lp 15,5/1800, pri krajných nosníkoch je jeden kábel zo 6 ϕ Lp 15,5/1800. Káble sa ohýbajú v oceľových deviatoroch (obr. 6) umiestnených na priečnikoch mosta a ukotvených na koncoch príslušného poľa vo vybetónovanej spriahnutej doske. Káble sú vložené do PE rúrok a zainjektované cementovou maltou. Dokompletovanie zvršku je rovnaké ako na hlavnom moste cez Váh.

Obr. 4. Zdvíhanie NK – hlavný most
Fig. 4. Lifting of superstructure – the main bridge

together. Every tendon will consist of 12 strands ϕ 15.5 mm/1800 MPa. The longest 10 tendons (running through three spans) will be altogether bent near the supports in the deviators and anchored in the anchor blocks. The reinforced concrete deviators and blocks will be cast and anchored to existing deck by prestressing bars.

Strands are housed in polyethylene sheaths and protected against corrosion with cement mortar. Between deviators and anchor blocks the tendons are fixed by the fixators to prevent vibration of tendons.

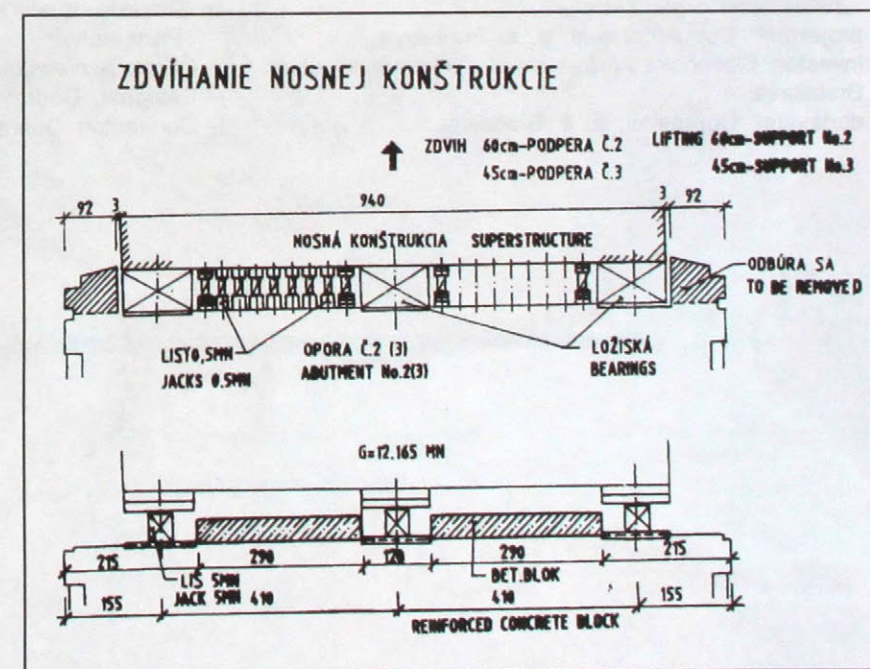
Before lifting procedure all cracks will be grouted and the cross beams over supports No 2 and No 3 with cracks will be strengthened by their widening of 30 cm on each side and connected to the original cross beam by six prestressing bars ϕ 15.5 mm/1800 MPa (Fig. 5).

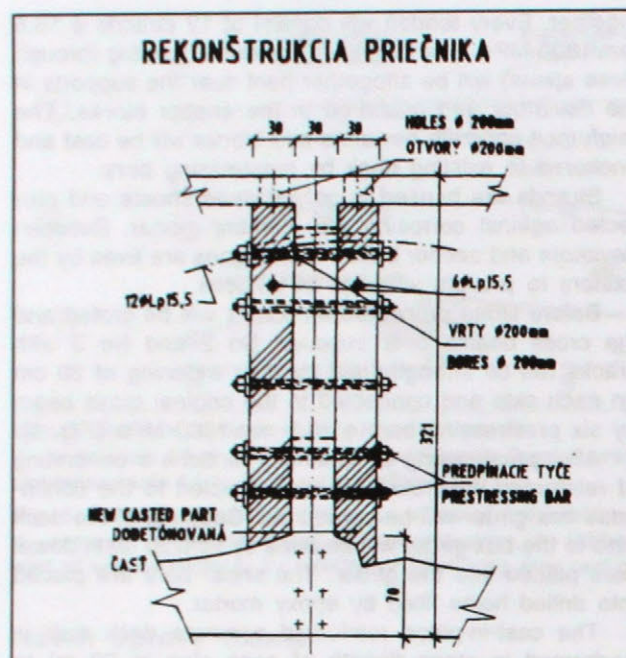
After prestressing of continuity tendons a concreting of reinforced concrete deck slab coupled to the continuous box girder will be carried out. Coupling of the deck slab to the box girder will be done by vertical steel dowel bars placed into the girder. The shear bars are placed into drilled holes filled by epoxy mortar.

The cast-in-place reinforced concrete deck slab is performed in steps (length of each step is 20 m) to decrease the impact of shrinkage effects. The pavement on the bridge will be laid at the end.

The bridge over the flood area

The strengthening of this bridge by tendons and cast-in-place reinforced concrete deck slab is similar to main bridge. Two tendons of 3 strands ϕ 15.5 mm/1800 MPa are used along the each internal girders and 6 strands along the external girders. Tendons are bent in the steel deviators (Fig. 6). Deviators are situated in one fourth of the span on the cross beams of bridge. Tendons are anchored at the end of each span in the reinforced concrete deck slab. The strands of tendons are housed in a polyethylene sheaths and protected against corrosion with cement mortar.





Obr. 5. Rekonštrukcia priečnika – hlavný most
Fig. 5. Repair of cross-beam – the main bridge

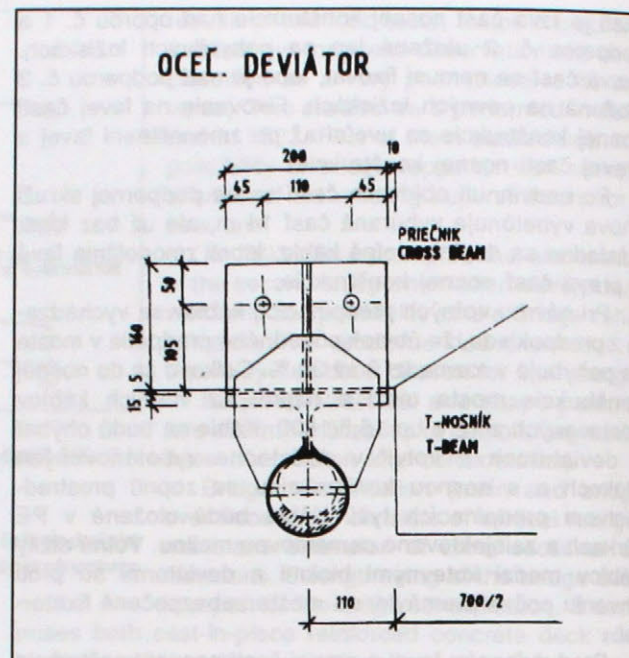
Záver

Pred náročným rozhodovaním či nosnú konštrukciu mosta vymeniť za novú, alebo ju rekonštruovať, sa zvažovali všetky rozhodujúce funkčné, statické a ekonomické okolnosti. Svoju úlohu popri úspore 40 % investičných nákladov v prospech opravy nosnej konštrukcie mosta zohrala aj skutočnosť, že s búraním predpätého betónu v takom veľkom rozsahu nie sú u nás dostatočné skúsenosti.

Možno očakávať, že po úspešnej realizácii opravy podľa tohto návrhu, jeden z prvých letmo betónovaných mostov na Slovensku bude naďalej slúžiť svojmu účelu v požadovaných parametroch.

Zúčastnené organizácie:

- projektant: Dopravoprojekt, a. s. Bratislava,
- investor: Slovenská správa ciest – Investorský útvar, Bratislava,
- dodávateľ: Doprastav, a. s. Bratislava.



Obr. 6. Oceľový deviátor – Inundačný most
Fig. 6. Steel deviator – the bridge over flood area

Conclusion

Future exploitation of the bridge as well as structural and economic points of view have to be taken into account before the crucial decision has been made: either to repair and strengthen the existing bridge superstructure or to demolish it and construct a completely new one.

Savings of up to 40 % in investment costs and lack of sufficient experience in removal of prestressed concrete bridge structures in such a large scale have been in favour of the bridge rehabilitation.

It is expected that after the successful rehabilitation of the bridge over the River Váh in Nové Mesto nad Váhom, one of the first free-cantilever bridge structures in Slovakia, it will serve its purpose in the future.

Partnership:

- Client: Slovenská správa ciest – IÚ Bratislava,
- Designer: Dopravoprojekt, a. s. Bratislava,
- Contractor: Doprastav, a. s. Bratislava.

plan and make tunnelling and microtunnelling under roads, railways, and buildings with 100 percent overburden stability guarantee
projektuje a realizuje tunelovanie a mikrotunelovanie pod cesty, železnice, budovy, stavebné objekty so 100% garanciou stability nadložia

Development and production of tunnelling machines and protective tubes jacking sets

Vývoj a výroba tunelovacích strojov a súprav pre pretláčanie chráničiek

Jacking of protective tubes under water streams, rivers, seas, water-bearing rocks or alike

Pretláčanie chráničiek pod vodné toky, rieky, jazerá, zvodňelé horniny a pod.

Jacking of reinforced concrete pipe jacks of diameters between 780 and 3000 mm but also 3.6 x 4.8 m

Pretláčanie železobetónových chráničiek od Ø 780 do Ø 3000 mm, ale aj 3.6 x 4.8 m

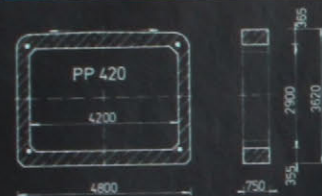
Steel protective tubes jacking of diameters between 108 and 3000 mm

Pretláčanie oceľových chráničiek rúbovového priemeru od Ø 108 do Ø 3000 mm

HYDROSANING BOJNICE

spol. s r. o. – L.L.d.
SLOVAK REPUBLIC 972 01
P.O. BOX 6 • Mojmirova 14
tel./fax 0042 (0862) 332 35
tel./fax 0042 (0862) 366 71





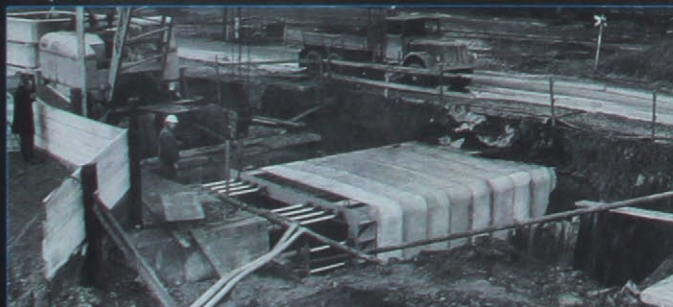
Pretláčanie železobetónových podchodov a chráničiek

THE PRECAST CONCRETE PEDESTRIAN UNDERPASSED AND PROTECTIVE TUBES PIPE-JACKING

Pri križovaní podzemných inžinierskych sietí so železničnými traťami, komunikáciami, vodnými tokmi, i stavebnými objektami od r. 1939 sa aj na Slovensku úspešne používajú bezvzdušné kopové technológie.

V súčasnosti sú to už najmodernejšie technológie, ako napr. FLOW-MOLE, FLOWTEX, TRUNK MOLE, KAWA SYSTEM, ROTAMOLE, AM-LINER, RELINING, BERSTLINING, SWAGE-LINING, CRUNCHINGMOLE, ONKEL MOLE, SLURY SYSTEM, ale aj INSITUFORM, SEAL-ITRYN a pod. Pri razení sa používajú klasické zariadenia i moderné tunelovacie stroje. Z hľadiska životnosti, ekológie, ale hlavne ekonomického, väčšina pretláčaných potrubí je zo železobetónu kruhového aj obdĺžnikového prierezu. V článku sú opísané niektoré skúsenosti s pretláčaním železobetónových chráničiek a podchodov z najzaujímavejších a technicky najnáročnejších stavieb.

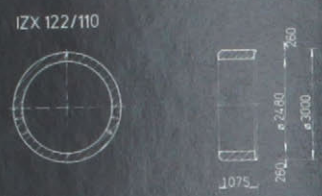
Pretláčanie prefabrikátov PP-4 200 sa využíva pri výstavbe podchodov pre chodcov pod cesty, diaľnice a železnice. Pri svetlom priereze 4 200 x 2 900 mm sa tým umožní priechod až 4 000 osôb za hodinu. Výstavba sa realizuje technológiou pretláčania železobetónových prefabrikátov 4 800 x 3 620 mm, ktorého axiálna dĺžka je len 750 mm, čo umožňuje realizáciu podchodu zo štartovacej montážnej jamy so svetlým pôdorysným rozmerom len 5,5 x 4,5 m. Reálna pretláčacia dĺžka je bez tlačných medzistaníc 100 m. Vodotesnosť tunelovej rúry pre tlak 0,5 MPa zabezpečuje oceľová izolácia z plechu hrúbky 5 mm, ktorou je prefabrikát vystrojený už pri výrobe, ako stratené debnenie. Zvar jednotlivých prefabrikátov sa kontroluje vakuovou pumpou. Každý spoj prefabrikátu má obojstrannú antikorošnú ochranu. Oceľový plášť umožňuje takmer neobmedzené možnosti výstroja tunelovej rúry od najlacnejšej metalizy, až po najdrahší obklad mramorom, hlinikom a sietidlami. Dosiaľ sa touto technológiou na Slovensku vyhotovilo 26 podchodov, z ktorých prvý a najdlhší (104 m), z r. 1974 vedie pod 10 koľajami železničnej stanice v Humennom. Autor technológie pretláčania podchodov PP-420 zo získaných skúseností z výstavby a prevádzky podchodov, odporúča maximálnu dĺžku líniového podchodu 4,2 x 2,9 m len do 120 m. V dlhšom podchode vzniká u chodca stiesnený pocit. Pre osamelého chodcu sú prijateľné len súsové schodišťa resp. eskalátory. Je reálny predpoklad, že v dôsledku narastajúcej hustoty dopravy v mestách v blízkej budúcnosti výrazne vzrastie výstavba líniových i veľkoplošných podchodov pre chodcov. Hydrosanining má už ukončený vývoj technológie pretláčaných podchodov pre chodcov PP 6 050/4 500 so svetlým prierezom 5 050 x 3 100 mm s ambulantnou výrobou prefabrikátov v štartovacej montážnej jame, s možnosťou pretláčania veľkoplošného podchodu do horizontálneho oblúka polomeru zakrivenia $R_n=400$ m pri reálnej dĺžke segmentového pretláčania podchodu až 700 m.



HUMENNÉ



104 m



Pretláčanie krátkych veľkoprofilových rúr

JACKING OF THE SHORT, LARGE-DIAMETER PIPES

IZX 122/110 DN 3 000/2 480 mm

Podchod zo železobetónových rúr sa realizuje zo štartovacej montážnej jamy len 3,5 x 3,5 m pretláčaním rúr s axiálnou dĺžkou 1 m! Maximálna reálna dĺžka podchodu bez tlačnej medzistanice je 120 m, s tlačnými medzistanicami do 1 500 m. Vodotesnosť objektu pre pretlak prefabrikátu, s integrovaným oceľovým krúžkom hrúbky 10 mm zabezpečuje gumový krúžok o 10 mm.

Najdlhší podchod, z 96 kusov rúr IZX 122/110, vyhotovila firma Hydrosanining Bojnice v r. 1992 pod dve budovy, cestu a nádvorie firmy ZVL Kysucké Nové Mesto, pre automatizovanú prepravu guľčkových ložísk. Unikátom projektu je vyhotovenie uvedenej tunelovej rúry len 12 cm pod mohutným betónovým základom s pôdorysným rozmerom 5 x 5 m, ktorý prenášal cez železobetónový pilier 0,8 x 1,2 m záťaž 217 ton od dvoch žeriavových dráh a dvoch strešných konštrukcií. Pri pretlaku sa použilo unikátne zabezpečenie stability nadložia a piliera, ktoré ani po 3 rokoch nevykázalo väčšiu deformáciu nadložia ako 0,8 mm!

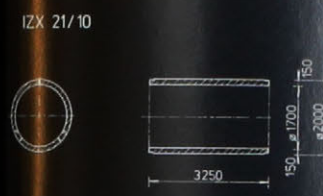
Okrem fortifikačnej iniektáže sa úspešne použila metóda mikropiláže a predpäté kotvy pre dočasné podporné vyvesenie piliera. Zabezpečenie stability piliera výrazne pomohlo aj odvažne perforovanie prierezu piliera, prevlečenie zosilneného nosníka I 400, jeho zabetónovanie a podopretie podpornou konštrukciou hydraulicky rektifikovanou pre odľahčenie záťaže základu piliera. Keďže sadnuli piliera o 10 mm by znamenalo vyradenie dvoch žeriavových dráh, je deformácia nameraná mikroniveláciou prakticky nulová.



ZVL KYSUCKÉ NOVÉ MESTO



96 m



Pretláčanie chráničky pod riekou Váh v Hlohovci

THE PROTECTIVE TUBE PIPE-JACKING UNDER VÁH RIVER IN HLOHOVEC

Pretláčanie 54 ks rúr IZX 21/10 DN 2 000/1 700 mm pod riekou Váh pre vodovodnú zhybkú dĺžky 174,5 m v Hlohovci.

Pretlak realizovala firma Hydrosanining Bojnice v sťažených hydrogeologických podmienkach tekutých neogénnych pieskov len 2,2 m pod najnižším miestom dna rieky. Železobetónové rúry IZX 21/10 preniesli axiálne záťaženie až 2 150 t.

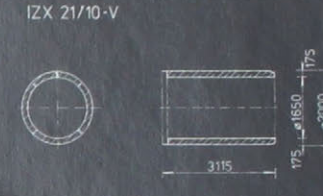
Pri pretláčaní z ľavého brehu nastala dramatická udalosť, keď po zatlčení 94,6 m uprostred rieky Váh, narazil tunelovací stroj na oceľovú prekážku v trase pretlaku. Pokusy odstrániť prekážku zvnútra tunelovej rúry boli neúspešné. Preto bol nasadený druhý tunelovací stroj z praveho brehu protismerným pretlakom, ktorý po vyrazení 76 m takisto narazil na tú istú prekážku. Medzi strojmi ostala medzera len 4,8 m. Pomocou štetovnicovej záhradky sa podarilo oceľovú prekážku 700 mm I profil deformovanej dĺžky 5,5 m a hmotnosti 853 kg, z bývalého oceľového mosta, bagrom a v spolupráci s potápačmi vytiahnuť. Do uvoľneného priestoru sa dolačil pravý tunelovací stroj a pomocou potápačov sa vytiahol nad hladinu. Obidve tunelové rúry sa spojili a utiesnili originálnou konštrukciou spojovacej rúry. Do hotovej tunelovej rúry boli namontované vodovodné potrubia DN 500 a DN 400 HOBAS. Dielo bolo odovzdané investorovi ZsVAK Bratislava v auguste 1996.



HLOHOVEC



174,5 m



Pretláčanie chráničky pod riekou Moravu

PROTECTIVE TUBE PIPE-JACKING UNDER MORAVA RIVER

Pretlak 52 ks rúr IZX 21/10 V o 2 000/1 650 mm pod riekou Moravu pre plynovod DN 500 pri obci Vysoká pri Morave sa nachádza v chránenej krajinskej oblasti, preto sa môže realizovať len v období vegetačného kludu. Vo februári 1996 sa vyhotovila štartovacia montážna jama a pretláčanie železobetónovej chráničky DN 2 000/1 650 mm sa uskutočnilo až v októbri 1996. Pretlak je zaujímavý tým, že železobetónová chránička bude pretláčaná cez tekuté piesky na vzdialenosť 153 m vo vertikálnom oblúku $R_v=300$ m. Pre takýto náročný pretlak vyvinula firma Hydrosanining Bojnice špeciálnu klinovú viacvrstvovú lenexovú vložku, ako aj spoj rúry, umožňujúci 100% tesnosť do pretlaku vodného stĺpca až 0,6 MPa aj pri axiálnom odklone železobetónových rúr v spoji o 22 mm pri dĺžke rúry 3 m. Tesnosť spoja zabezpečuje gumový krúžok o 26 mm. Projekt pretlaku je zaujímavý aj tým, že plnomenizovaný tunelovací stroj s plnoprofilovou frérou o 2 010 mm ukončí pretlak východom na terén bez cieľovej demontážnej jamy. Keďže pretlak bude ukončený v rakúskom krajine chránenom Baumgartene na pravom brehu rieky Moravy, má uvedené technické riešenie značné organizačné i ekonomické priority.

Okrem uvedených rúr vyrába ZIPP Bratislava na pretláčanie železobetónové rúry DN 2 000/1 600, DN 1 400/1 205, DN 1 260/1 000, DN 1 000/780 mm.

Foto: autor

Ing. Marián Krčák, generálny riaditeľ
HYDROSANINING, spol. s r.o. Bojnice
Mojmírova 14, P.O.Box 6, 972 01 Bojnice



VYSOKÁ PRI MORAVE



153 m



Ing. Marián Krčik, general director
HYDROSANING, L.t.d. BOJNICE
Mojmírova 14, P.O.Box 06, 972 01 Bojnice

THE PRECAST CONCRETE PEDESTRIAN UNDERPASSED AND PROTECTIVE TUBES PIPE-JACKING



The Trenchless Technologies have been successfully used in Slovakia, when crossing underground civil engineering networks with railway lines, roads, rivers and even buildings, since 1939.

Recently, the most advanced technologies, such as FLOW-MOLE, FLOWTEX, TRUNK MOLE, KAWA SYSTEM, ROTAMOLE, AM-LINER, RELINING, BERSTLINING, SWAGELINING, CRUNCHINGMOLE, ONKEL MOLE, SLURRY SYSTEM, but even INSITUFORM, SEAL-TRYN etc. are used. Excavation is performed by means of traditional equipment but also modern tunnel boring machines. Environmental, service-life, but mainly economic requirements have caused that the most of pipes for pipe-jacking are made from reinforced concrete; their cross-sections are not only circular but rectangular as well. I would like to present some experience of the most interesting and technically challenging constructions.

Rectangular prefabricated components PP-4200 are pipe-jacked for constructing pedestrian underpasses which cross the roads, highways and railway lines. Their inside cross-section dimensions, 4200 x 2900 mm, enable 4000 person per hour frequency. The outside cross-section dimensions of prefabricate - 4800 x 3620 mm - and the length in axial direction - 750 mm - enable to use starting pit as narrow as 5,5 x 4,5 m for underpass construction. The factual possible length (without thrusting intermediate stations) is 100 m. The underpass impermeability, up to 0.5 MPa, is ensured by welding 5 mm steel sheets (lost casing, used when manufacturing elements), creating the internal surface of prefabricates, together. The welding quality is tested with vacuum pump. Each joint between the prefabricates is bilaterally protected against corrosion. The steel coating of the inside underpass surface provides almost unlimited possibilities of fastening equipment, illumination and wide range of finishing from economical metal plating to the most expensive marble facing. So far, 26 underpasses have been built, using the described technology, in Slovakia since 1974. The first and longest of them, 104 m long underpass, was built in Humenné under 10 tracks of the railway station. As an author of PP-4200 technology, after 26 construction experience, I recommend to limit maximum length of underpass to 120 m, because of the distressed feeling of a lonesome pedestrian. The same reasons requires that staircases or escalators are straight in the underpass direction. Increasing traffic in our towns will probably require many pedestrian underpass constructions in the not too distant future. HYDROSANING, Ltd. BOJNICE has finished development of the PP 6500/4500 underpass technology. The internal cross-section 5050 x 3100 mm, constructing site prefabricates manufacturing, 400 m minimum radius horizontal curve driving option, up to 700 m length underpass by means of segmental pipe-jacking are the features of this new technology.

JACKING OF THE SHORT, LARGE-DIAMETER PIPES

IZX 122/110 DN 3000/2480 MM

The 3,5 x 3,5 m starting pit dimensions are sufficient when the pipe-jacking of 1 m long pipes is carried out! The maximum factual possible length with thrusting intermediate stations is 1500 m and 120 m without them. The impermeability of lining, made from prefabricates equipped with integrated 10 mm thick steel rings, is ensured by means of 10 mm diameter rubber sealing ring.

The longest underpass, consisting of 96 pieces IZX 122/110 pipes, was built by HYDROSANING BOJNICE for ZVL Kysucké Nové Mesto in 1992. The underpass, serving for automated product transportation, was driven under two buildings, a road and factory yard. Driving underpass only 12 cm under bulky 5 x 5 m foundation of a 0,8 x 1,2 m reinforced concrete pillar, carrying 217 t loading of two gantry crane rails and two roof structures, is the unique feature of this construction. The measures used against overburden settlement were extremely efficient; maximum deformation after 3 years was less than 0.8 mm! The overburden was grouted-in and reinforced with micro piles, the pillar was temporary suspended on prestressed anchors. In addition a bold solution was made. The pillar was perforated and a 1400 beam was inserted to the hole, cemented there and supported with a steel structure, rectified by means of hydraulic cylinders in order to relieve the foundation load. The effect was checked by exact levelling because the maximum allowed deformation of crane rail was only 10 mm.

THE PROTECTIVE TUBE PIPE-JACKING UNDER VÁH RIVER IN HLOHOVEC

Jacking of the 174.5 m long protective tube for a water main, under Váh river in Hlohovec using 54 pieces IZX 21/10 DN 2000/1700 pipes.

The pipe jacking was carried out by HYDROSANING BOJNICE in very difficult geological conditions in the Neogene floating sand, only 2.2 m under the lowest place of the bottom of the river. The reinforced concrete pipes IZX 21/10 had to bear 2150 t axial load.

The pipe-jacking began from the left bank. After 94,6 m a very dramatic event occurred. The cutting head of the machine struck a steel obstacle in the route of the protective tube line. Any attempts to remove the obstacle from inside of the tunnel failed. Therefore an other tunnel boring machine was introduced from the right bank of the river. The other machine struck the same obstacle after 76 m jacking. The gap between the machines was only 4.8 m. The enclosing sheet pile walls were built in the gap and the divers removed a 5.5 m long and 853 kg weighing piece of deformed I 700 steel beam originated in a destroyed steel bridge. Then the right side TBM was driven to contact the left side one and then was drawn out with help of divers. Both parts of tunnel were 100% sealed using a special connecting pipe. Two HOBAS water pipelines DN 500 and DN 400 were assembled in the tunnel. The construction is going to be finished and brought into service for ZsVAK Bratislava in August 1996.

PROTECTIVE TUBE PIPE-JACKING UNDER MORAVA RIVER

Jacking of 52 pieces IZX 21/10 DN 2000/1700 pipes for a DN 500 gas main protective tube under Morava river near Vysoká pri Morave is situated in a nature reservation and therefore the works may be carried out only during the pause of vegetation. A starting pit was sank in February 1996 and pipe-jacking of a DN 2000/1650 reinforced concrete protective tube is going to start in October 1996.

The 153 m long pipe-jacking routes through quick sands in a vertical curve with a 300 m radius. For this challenging work HYDROSANING BOJNICE has developed a special multi layer lenex wedge cushion and special sealing using a 26 mm diameter rubber ring enabling 100% impermeability up to 0.6 MPa water pressure in spite of 22 mm declination of pipe end surfaces in joints of 3 m long pipes. The ending is interesting as well. The fully automated TBM with 2010 mm diameter is going to get out without any target pit. Since the target is situated in the Austrian Baumgarten reservation on the right bank of Morava river there are many managing and economic problems to be solved.

Besides of the mentioned types of pipes, ZIPP Bratislava produces DN 2000/1600, DN 1400/1205, DN 1260/1000 and DN 1000/780 mm reinforced concrete pipes for pipe-jacking.



Prvé letmo montované segmentové mosty po 30 rokoch

First free cantilever segmental bridges after 30 years of service

Ludovít NAĐ – Peter BENKO – Konštantín KUNDRÁT – Tibor JÁVOR

Už pred vyše 30 rokmi sa v bývalom Československu budovali letmo montované segmentové mosty. Počas tohto obdobia prešla táto konštrukčná metóda vývojovými zmenami. V príspevku sú zhrnuté poznatky a skúsenosti i súčasný technický stav po 30 rokoch prevádzky na dvoch mostoch ako reprezentantoch.

Segmentové mosty v spoločnom československom štáte sa síce stavali už dávnejšie, ale technológiu letmej montáže si ako prvá osvojila, rozvinula a prvýkrát aj uplatnila firma Inžinierske stavby Košice. V rokoch 1964 až 1966 postavila 4 cestné mosty v celkovej dĺžke 719 m a dva železničné mosty v celkovej dĺžke 232 m, potom v rokoch 1969 až 1971 ešte ďalšie dva rámové cestné mosty v dĺžke spolu 167,5 m.

Prvým letmo montovaným segmentovým mostom v Československu bol „experimentálny“ most cez rieku Ondava v Sírniku asi 60 km juhovýchodne od Košíc. Ďalšie prvenstvo prináleží železničnému mostu cez údolie budúcej vodnej nádrže Ružín v Margecanoch, ktorý bol prvým letmo montovaným predpätým segmentovým mostom pre železniciu na svete.

Ako všetky primáty, aj tieto mosty si vyžadovali pochopenie pre uplatnenie nových trendov v mostných technológiách, predovšetkým však veľký entuziazmus, mnoho úsilia, ale aj odvahu ľudí oddaných výskumu a technickému vývoju z vlastnej stavebnej firmy. Ďalej to boli nepochybne projektanti a mnohí pracovníci výskumných ústavov a vysokých škôl, ktorí úzko spolupracovali pri návrhu a realizácii.

O tom, že to nebola márna práca svedčia nielen uvedené vybudované mosty, ale aj skutočnosť, že firma Inžinierske stavby za uplynulých 30 rokov postavila technológiou letmej montáže viac ako 6,7 km cestných a diaľničných segmentových mostov. Letmá montáž sa potom uplatnila aj v iných stavebných podnikoch na Slovensku a v Čechách.

Príklad dvoch „prvých“ mostov – v Sírniku a v Margecanoch poukazuje na 30-ročnú skúsenosť s ich nepretržitým používaním.

Cestný most v Sírniku

Most preklenuje rieku a jej inundačné územie. Skladá sa z hlavného trojpoľového mostného objektu a inundačného

Doc. Ing. Ludovít Naď, CSc. – Inžinierske stavby, a. s. Košice, Stavebná fakulta TU Košice; Ing. Peter Benko, Ing. Konštantín Kundrát – Inžinierske stavby, a. s. Košice; prof. Ing. Tibor Javor, DrSc. – Stavebná fakulta TU Košice.

Inžinierske stavby, roč. 44, 1996, č. 7

DISKUSNÉ TÉMY

More than 30 years ago the first free cantilever precast segmental bridges were constructed in former Czechoslovakia. Many modifications and large development went through out of this construction method since that time. This article presents the first experiences, results from today's point of view and the state of two bridges – representatives after 30 years of service.

Segmental bridges in the common Czechoslovak state had been built earlier, but the free cantilever assembly method was adopted, developed and for the first time used by company Inžinierske stavby Košice. Between 1964 and 1966 the company built 4 road bridges of the total length 719 m and two railway bridges of the total length 232 m, then between 1969 and 1971 another two framed road bridges of the total length 167.5 m.

The first segment bridge built by free cantilever assembly method was the bridge over the Ondava River in Sírnik, some 60 km to the south-east from Košice. Another primacy belongs to a railway bridge over the valley of the water reservoir „Ružín“ in Margecany, which was the first segmental bridge in the world built by free cantilever assembly method for railway.

As all pioneer primacies, also these bridges required not only understanding for assertion of the new trends in bridge technologies, above all they required a great deal of enthusiasm, effort and braveness of the people who devoted themselves to research and technical development within the company. It was undoubtedly also designers and other people of the research and development institutes and universities, who worked in a close co-operation on both design and construction.

The conviction that this work had not been wasted, can be well approved not only by above mentioned eight bridges, but also by the fact that the company Inžinierske stavby built by the free cantilever assembly method over 6.7 km of segmental bridges on both roads and motorways during last 30 years. The free cantilever assembly method then started to be broadly used also by other companies in the Slovak and Czech Republics.

We would like to use the example of the two „first“ bridges – in Sírnik and in Margecany to show the 30-year experience of their continuous exploitation.

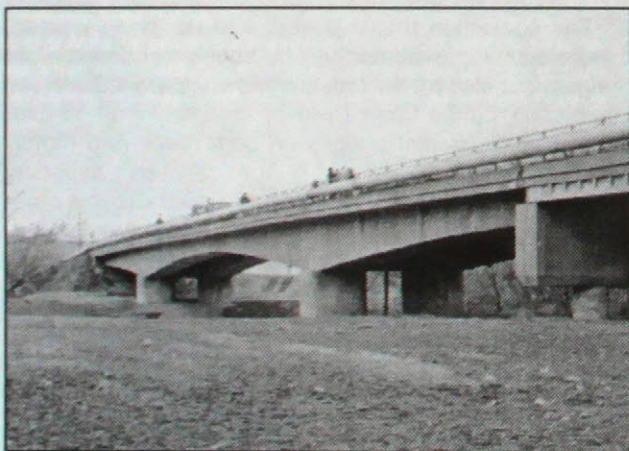
Road Bridge in Sírnik

The bridge arches the river and its inundation territory. The bridge consists of the main three-span bridge superstructure and inundation four-span bridge (the horizontal

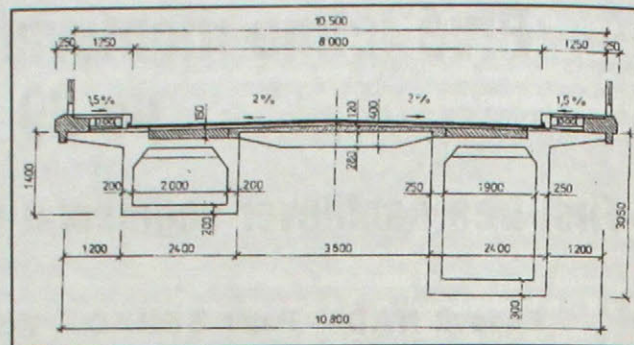
štvorpoľového mosta (svetlosť poľí 18 m). Predmetom nášho záujmu je hlavný mostný objekt s poľami rozpätí 30,15 + 60 + 30,15 m (obr. 1). Staticky pôsobí ako združený rám s klbom umožňujúcim len vodorovný pohyb uprostred stredného poľa a dvoma rámovými stojkami – návodnými piliermi. Koncové poľa sú uložené na pohyblivých ložiskách, prispôbených aj na prenesenie ťahových reakcií. Rám je založený pružne, na plávajúcich pilótach. V priečnom reze nosnú konštrukciu tvoria dva komorové trámy s vonkajšími jednostrannými konzolami. Priestor medzi trámami je prekrytý železobetónovými prefabrikovanými rebrovými doskami, čím vzniká nosná konštrukcia šírky 10,8 m. Jej výška sa mení od 3,05 m pri rámových stojkách do 1,4 m uprostred stredného poľa a na koncoch krajných poľí. Hrúbky stien, spodnej a hornej dosky, ako aj ostatné rozmery konštrukcie v priečnom reze vyplývajú z obr. 2. Spolupôsobenie trávov v priečnom smere zabezpečujú monolitické priečniky nad všetkými podperami, v mieste stredného klbu, ako aj v poľi (17,5 m od rámových stojok) a prefabrikovaná rebrová doska (obr. 3).

Predpätie zabezpečujú káble zostavené z 24 patentovaných drôtov ϕ 7 mm, čo predstavuje 1 000 kN predpätie jednotky. Nad strednými piliermi jedného trámu prechádza 34 káblov.

Nosná konštrukcia zo 72 segmentov dĺžky 2,97 m, resp. 1,97 m (segmenty susediace so zárodkami) sa montovala letmo v symetrickej konzole od monolitického zárodka dlhého 5 m. Škary medzi segmentami majú hrúbku 30 mm a sú vyplnené cementovou maltou. Segmenty hmotnosti 14 až 18,5 t sa vyrábali z betónu B50 vo výrobní prefabrikátov v Kysaku, asi 100 km vzdialenej od staveniska. Betónovali sa vo zvislo usporiadaných bunkových formách a pred transportom sa pomocou špeciálnej kolísky preklápali o 90° do normálnej polohy. Montovali sa univerzálnym montážnym vozom s nosnosťou 350 kN, ktorý bol na tejto stavbe vybavený žeriavovou mačkou nosnosti 200 kN. Priestorová škára hrúbky 30 mm medzi segmentami sa vypĺňala modifikovanou rýchlotvrdnúcou cementovou maltou. Predpätie sa vnieslo už po 16 až 18 hodinách. Predpätie káble vahadla boli vedené v otvorenom predpätacom žľabe v hornej doske a počas celej montáže boli vystavené poveternostným vplyvom. Po overovaní viacerých ochranných náterov sa napokon použil náter z epoxidovej živice Epoxy 1200 a plnivá portlandského cementu



Obr. 1. Most v Sírniku – pohľad na hlavný mostný objekt
Fig. 1. Bridge in Sírnik – general view of the main structure



Obr. 2. Most v Sírniku – priečny rez
Fig. 2. Bridge in Sírnik – cross section

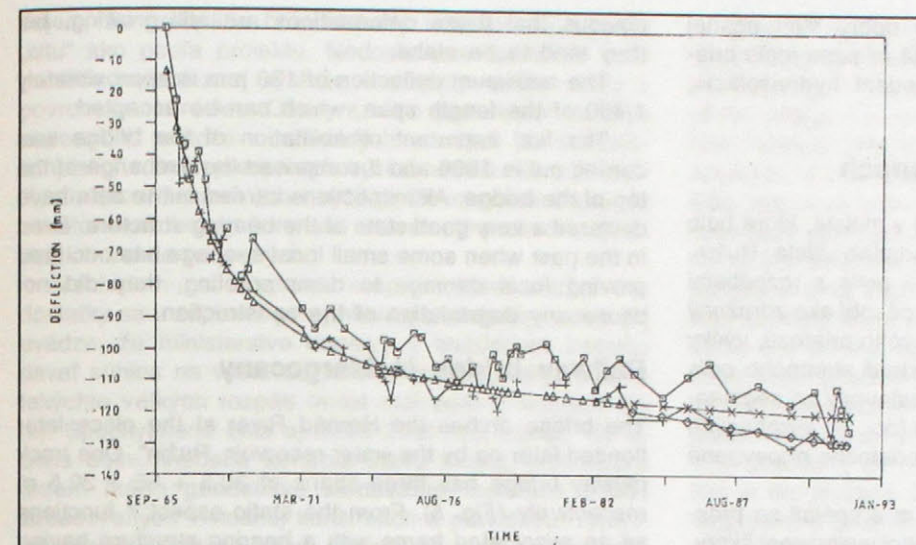
clearness of the spans is 18 m). We will talk about the main bridge superstructure with the following spans: 30.15 + 60 + 30.15 m respectively (Fig. 1). From the static aspect in functions as an associated frame with a joint enabling only horizontal movement in the middle of the central span, two frame legs – river piers. The endings of the deck are laid on movable bearings, adapted also for transfer of tensile reactions. The frame is founded elastically, on floating piles. The cross-section of the superstructure consists of two hollow boxes with one-sided external cantilevers. The space between beams is covered by steel-concrete prefabricated ribbed slabs. Thus a superstructure 10.8 m wide is created. The height varies from 3.05 at the frame legs to 1.4 in the middle of the central span and at the end of the side spans. The thickness of the bottom and top slab as well as other dimensions of the structure in cross-section can be seen in the Fig. 2. The effect of co-working in the transversal direction is provided by cast transverse beams above all supports, in the position of joint as well as in the field (17.5 m from frame legs) and the prefabricated ribbed slab (Fig. 3).

The prestressing was applied by cables set up of 24 patented steel wires of diameter ϕ 7 mm what introduced 1000 kN prestressing units. Over the internal piers of one beam there are 34 cables.

The bearing structure consisting of 72 segments 2.97 and 1.97 m long (the latter length for segments neighbouring with germs) was built by free cantilever method in a symmetrical cantilever from a cast germ 5 m long. The slots between segments are 30 mm wide and are



Obr. 3. Most v Sírniku – pohľad zdola na nosnú konštrukciu
Fig. 3. Bridge in Sírnik – underview of the structure



Obr. 4. Most v Sírniku – prieťah v strede hlavného poľa.
Fig. 4. Bridge in Sírnik – deflection in the middle of the main span

filled with cement mortar. Segments weighing 14.0 to 18.5 t made from concrete B50 were produced in the prefabrication plant in Kysak, more than 80 km from the construction site. Segments were concreted in a vertically arranged cellular moulds and before transporting to the site they were turned (by 90°) to its normal position by means of a special cradle. They were launched by a multi-used assembly vehicle of bearing

capacity 350 kN, fitted at the construction site by a crane crab of bearing capacity 200 kN. The slot between segments were filled with a special rapid cure mortar. The prestressing thus could be applied already even after 16–18 hours. The prestressing cables of the lever were laid in an open cable channel in the deck slab and they were exposed to weather conditions during the whole time of assembling. After testing of several protective paintings a painting agent created by mixing of the epoxy resin agent Epoxy 1200 and the filling from Portland cement in a ratio 4 : 1 was used. This painting provided a good bond with concrete and protection of the reinforcement against corrosion. Particular attention was paid to the capsulation of the channel. Stirrups were put under the cables and they were connected with two layers of a steel mesh. The channel being 150 mm deep was cast in three layers (80 + 20 + 50 mm respectively) and new layer was cast over preceding before it cured. The whole operation in a particular section was to be done within one hour. The channel overcast in such way was then insulated by doubled bitumen painting and one layer of bitumen cardboard. Levelling or inclination layer of concrete was also reinforced by a steel mesh. On this layer a damp-proofing consisting of three bitumen paintings and two layers of a bitumen cardboard was laid.

The bridge was during the construction fitted with string tensiometers concreted in characteristic segments for the purpose of deformation control during construction and also for the future reference. Compensation samples, put in the chamber of the bridge made possible also more precise determination of rheological effects of the concrete to the tension and deformation of the bearing structure of the bridge. The bridge has been also observed all the time by geodetic measurement.

The results of geodetic measurement embodying the summary of permanent deformation – bends in the position of the bing in the middle of the central span during the time of observation are given in the Fig. 4. It is

Prvá väčšia oprava mosta sa vykonala v roku 1996 a išlo o výmenu mostného zvršku. Pri všetkých doterajších



Obr. 5. Most v Margecany tesne po dokončení
Fig. 5. Bridge in Margecany immediately after completion

prehliadkach sa konštatoval veľmi dobrý stav nosnej konštrukcie. Ani v minulosti vzniknuté miestne malé priesaky, svedčiacie o lokálnom poškodení hydroizolácie, nespôsobili degradáciu konštrukcie.

Železničný most v Margecanoch

Most prekračuje údolie rieky Hornád v mieste, ktoré bolo neskôr zatopené pri budovaní vodného diela Ružín. Jednokojový železničný most má 3 polia s rozpätiami 30,5 + 55 + 30,5 m (obr. 5). Staticky pôsobí ako združený rám s nosnou konštrukciou premenlivého prierezu, výšky 3,94 m nad piliermi a 2,17 m uprostred stredného poľa a nad krajnými oporami. Most bol zostavený zo segmentov komorového prierezu šírky 3,4 m (obr. 6), vyrobených z betónu B500. Na segmenty boli dodatočne pripevnené prefabrikované konzoly.

Segmenty mali dĺžku 2, resp. 3 m a spájali sa prostredníctvom priestorovej 180 mm širokej vystuženej škáry. Vypĺnenie škáry rýchlotvrdnúcim betónom (B50) umožnilo pripnúť segment 3 až 4 káblami na už hotovú časť mosta po 36 až 40 h.

Predpätie sa zabezpečilo opäť káblami 24φP7 mm vedenými mimo prierez. Na vykrytie záporných ohybových momentov sa navrhlo 46 káblov umiestnených v otvorenom žľabe hornej dosky. Kotvené boli podobne ako v Sírniku v nábehoch pod hornou doskou. Predpätia výstuž na kladné momenty, v počte 16 káblov v krajných poliach a 35 káblov v strednom poli, bola vedená takisto v žľabe spodnej dosky a kotvená vo vynechaných zárezoch v spodnej doske. Všetky žľaby s káblami a zárezy s kotvami sa po predpnutí zabetónovali.

Už v čase výstavby mosta odzneli zo strany železníc a ministerstva dopravy pripomienky k realizácii projektu a stavbe mosta. Autorovi vykonávacieho projektu vyčítali, že na ministerstve dopravy neodsúhlasil niektoré zmenené podrobnosti. Vykonávací projekt bol schválený až po začatí stavby. Realizátorovi diela sa vytýkala lokálna nekvalita betónu zárodka, čo si vynútilo plošnú injektáž. Betón škár medzi segmentami mal oproti projektu nižšiu pevnosť, na niektorých miestach boli zistené dutiny a nedostatočné krytie výstuže. Vyskytli sa nedostatky vo vedení káblových kanálikov, čo spôsobovalo neprijemnosti pri predpínaní. Zástupcovia železníc nadobudli

obvious that these deformations are still growing, but they tend to be stable.

The maximum deflection of 130 mm is approximately 1/460 of the length span, which can be accepted.

The first important rehabilitation of the bridge was carried out in 1996 and it comprised the exchange of the top of the bridge. All inspections carried out to date have declared a very good state of the bearing structure. Even in the past when some small local seepage has occurred proving local damage to damp-proofing, they did not cause any degradation of the construction.

Railway bridge in Margecany

The bridge arches the Hornád River at the place later flooded later on by the water reservoir „Ružín“. One track railway bridge has three spans of 30.5 + 55 + 30.5 m respectively (Fig. 5). From the static aspect it functions as an associated frame with a bearing structure having varying height of the cross-section, 3.94 m high above the piers and 2.17 m high in the middle of the central span and above abutments. The bridge was assembled from segments of box cross-section 3.4 m wide (Fig. 6) prefabricated from concrete B50. The segments were additionally fitted with prefabricated cantilevers.

Segments were 2 m respectively 3 m long, they were bonded together by means of a reinforced space slot 180 mm wide. The filling of the slot by rapid cure concrete (B50), enabled fastening of a segment by 3 or 4 cables to already constructed part of the bridge within 36–40 hours.

The prestressing was again applied by cables made up of 24 patented steel wires of diameter ϕ 7 mm which were lead out of cross-section. 46 cables placed in the open channel of the deck slab were meant to stand for the negative bending moments. They were anchored in the same way as in Sírnik in the vertically extended parts under the deck slab. The prestressing reinforcement to stand the positive bending moments consisting of 16 cables in the outer spans and 35 cables in the central span was also placed in the channel of the bottom slab and anchored in the cuts of the bottom slab. All channels and cuts with the anchors were cast concreted after applying of the prestressing.

dojem, že predpätie bolo niekedy vnášané viac podľa „citu“ ako podľa projektu. Nedostatkom realizácie bolo použitie predpínacej výstuže – patentovaného drôtu s povrchovou koróziou. Obavy z tohto „prehrešku“ sa však nepotvrdili, pretože v náhodných sondách po dvadsiatich rokoch predpínacia výstuž nebola skorodovaná. Realizátorovi okrem toho vyčítali, že niektoré žľaby sa zabetónovali bez prítomnosti stavebného dozora, príp. ďalších zainteresovaných.

Vzhľadom na uvedené, resp. niektoré ďalšie nedostatky sa v zápise z prvej hlavnej prehliadky mosta [6] uvádza, že ministerstvo dopravy v budúcnosti nebude dávať súhlas na výstavbu mostov z predpätého betónu takýchto veľkých rozpätí (most mal pole s rozpätím 55 m). Spochybnená bola aj dĺžka životnosti mosta. Nariadená bola dlhodobá kontrola stavu mosta, zahŕňajúca okrem iného geodetické sledovanie meracích bodov zabudovaných v nosnej konštrukcii a pravidelné vyhodnocovanie napätosti, resp. stavu pretvorenia mosta sledovaného pomocou strunovej tenzometrie.

Kvalitu realizovanej stavby mali preveriť následné zaťažovacie skúšky. Statická skúška sa realizovala s účinnosťou 0,68 (vyššiu účinnosť nebolo reálne dosiahnuť!). V správe [8] sa uvádza, že absolútna väčšina sledovaných parametrov sa zhoduje s teoretickými hodnotami. V správe o dynamickej zaťažovacej skúške [9] je uvedené upozornenie na vyššiu citlivosť tohto typu konštrukcie na dynamické účinky.

Počas zaťažovacích skúšok sa zistilo presakovanie vody do komory nosnej konštrukcie. Reakciou na uvedené skutočnosti bolo trvalé zníženie prejazdovej rýchlosti vlakových súprav na moste.

Most svojmu účelu slúžil v obmedzenej miere do roku 1977, kedy sa vykonala prvá väčšia oprava. Zahŕňala čiastočnú výmenu mostného zvršku vrátane hydroizolácie. Problémy s nespôhlivou hydroizoláciou však pretrvávali aj potom. K rozsiahlej rekonštrukcii sa napokon pristúpilo v roku 1985. Začala úplnou a dôkladnou obnovou mostného zvršku a vyvrcholila statickou sanáciou v roku 1991. Voľnými káblami 12φLp15,5 vedenými v komore, sa do nosnej konštrukcie vnieslo prídavné, približne centrické predpätie [10].

Po rekonštrukcii bola na moste povolená normálna železničná prevádzka – normálnou traťovou rýchlosťou.

Záver

V príspevku opísané príklady dvoch tridsaťročných mostov sú úplne odlišné. Prvý – cestný most v Sírniku bol a je vzorovým príkladom mosta – slúži bez problémov svojmu účelu. Druhý – železničný most v Margecanoch bol pravým opakom. Našťastie len bol. Príčin na takéto prísne ohodnotenie, ako z príspevku vyplýva, bolo viac. Podstatná časť nedostatkov mosta vznikla nedodržaním technologických postupov a oneskorenou projektovou prípravou. Stavbe mostu nevenoval dostatočnú pozornosť zrejme ani stavebný dozor. Medzi jednotlivými kontrolami – kontrolnými dňami boli dlhé intervaly. Odborné poradné komisie často menili svoje zloženie a neboli tak dostatočnou zárukou správnej realizácie stavby. Nedostatky rozhodne nespočívali v princípoch, v podstate konštrukcie alebo v neschopnosti stavebnej firmy. Takmer verná kópia tohto mosta, postavená o rok neskôr na tej istej trati len o dva km ďalej (most pri Jaklovciach), je toho najlepším dôkazom. Bez problémov slúži dodnes svojmu účelu.

Already during the construction of the bridge there were some comments raised by railway authorities and the Ministry of Transport on the design and construction of the bridge. There was a reproach to the author of the final design, that some details were changed without approval of the Ministry of Transport. The final design was approved after the construction had begun. The contractor was reproached for the local insufficient quality of the concrete of the germ, which caused need for additional areal injection. The concrete between segment was showing lower strength than required by the design, some cavities and lack of the coverage of the reinforcement were detected in some places. The representatives of the railway authorities came to an impression that the prestressing was sometimes applied more by „feeling“ than according to the design. There was also one problem in the process of the construction, that for prestressing steel a patented wire with a surface corrosion was used. The fear of this „mistake“ was not confirmed, because after 25 years in random probes there was not detected any corrosion in the reinforcement. Another reproach to the contractor complained that some channels were cast concreted without presence of the supervisor or some other involved parties.

According to above mentioned and some other problems in the report from the first main inspection of the bridge [7] there is a statement that in the future the Ministry of Transport will not be approving the construction of bridges from prestressed concrete of such large spans (the bridge had one span of 55 m). There was also a doubt of the life expectancy of the bridge. The long term observation of the condition of the bridge, including besides some other requirements also geodetic observation of the measurement points built into the superstructure and regular evaluation of the tension, the condition of the deformation of the bridge respectively observed by string tensometry were ordered.

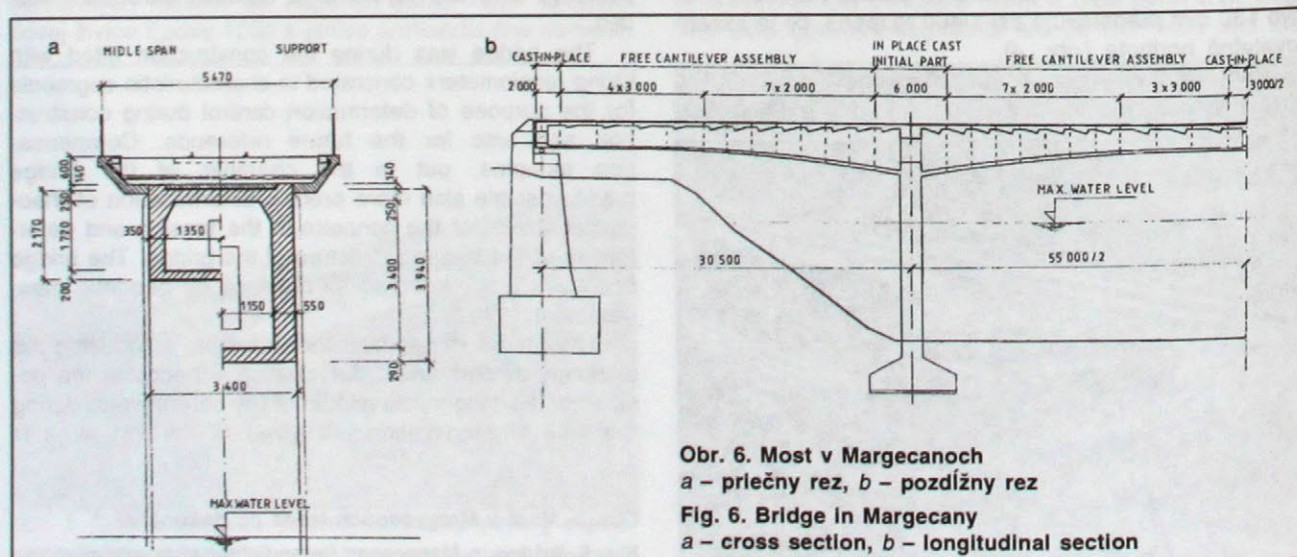
The quality of the construction were then to be confirmed by loading tests in the due course. Static test was carried out with the efficiency of 0.68 (higher efficiency could not have been in fact achieved!). The report [9] says that the absolute majority of the observed parameters is in good accordance with the theoretical values. In the report on the dynamic charging test [10] there is pointed out the higher sensitiveness of such a type of the structure to dynamic effects.

During charging tests the seepage of the water into the chamber of the bearing construction was detected.

As a reaction to the above mentioned facts the permanent lowered speed limit of the trains on the bridge was accepted.

The bridge had been serving to its purpose until 1977 when the first important rehabilitation was carried out. The rehabilitation comprised a partial exchange of the top of the bridge and of the insulation. The problems with seepage however remained. Then a complex rehabilitation was commenced in 1985. It started with total and detailed restoration of the top of the bridge and ended in static rehabilitation in 1991. Additional approximately centric prestressing was applied to the superstructure by means of free cables 12φLp15.5 placed in the camber [11].

After the rehabilitation the normal traffic of the trains – at normal speed without limit – was allowed.



Z uvedeného možno zároveň zdôrazniť pozitívnu skúsenosť, získanú použitím epoxidovej ochrany predpinacej výstuže na moste v Sírniku. V niektorých technicky a priemyselne vyspelých krajinách sa akoby znovu objavila vo forme primárnych epoxidových povlakov betónárskej aj predpinacej výstuže.

Ďalším pozitívnym javom bola postupne dosiahnutá vysoká rýchlosť výstavby. Kým na prvých vahadlách to bolo len asi 6 m za týždeň, pri opakovaných mostoch vzrástla na 12,5 m zmontovanej nosnej konštrukcie za týždeň.

LITERATÚRA

- [1] Laky, A.-Rengevič, A.: Betónové mosty na Slovensku. ALFA/VTEL Bratislava 1988.
- [2] Experimentálna stavba č. 502, most číslo 552-022 cez Ondavu v Sírniku, okr. Trebišov. Výstavba letnou montážou. [Záverečná správa VÚ.] Inžinierske stavby, n. p. Košice, Vývojové oddelenie PR-IS Košice 1965.
- [3] Letmá montáž mostov I-0-10-62/3.2. [Záverečná správa VÚ.] Inžinierske stavby, n. p. Košice, Vývojové oddelenie PR-IS Košice 1965.
- [4] Letmá montáž mostov I-5-26-9/4. [Výťah zo záverečnej správy VÚ.] Výskumný ústav inžinierskych stavieb, Bratislava 1966.
- [5] Stavebníctvo na Slovensku 1945-1985. Dopravné stavby, ALFA/VTEL Bratislava 1989.
- [6] Zápis z hlavnej prehliadky mosta v km 1,097 trate Margecany-Jaklovce, 1967.
- [7] Preložka trate Margecany-Jaklovce. Most v km 1,0978. [Výkonávací projekt.] Inžinierske stavby, n. p. Košice 1965.
- [8] Železničný most v Margecanech v km 1,097 preložky trate Margecany-Jaklovce. Statická zafazovacia skúška mosta. Výskumný ústav inžinierskych stavieb, Bratislava 1967.
- [9] Dynamická záťažová skúška železničného mostu v Margecanech. ČVUT TS KSM, Praha 1968.
- [10] Margecany-Červená skala. Projekt rekonštrukcie železničného mostu v km 1,097. SUDOP, Praha 1985.

Conclusion

The examples of the two 30-years old bridges used in the article are completely different. The first one – road bridge in Sírnik was and is an example of such a bridge, which we would like to have, it serves without any problems to its purpose. The second one – the railway bridge in Margecany was, as we might say, the complete contrary. Fortunately only was. There were several reasons for such a strict evaluation as implied by above mentioned facts. The essential part of problems with the bridge was caused by violation of the technology and the delay of the design preparation works. Insufficient attention was probably paid to the construction of the bridge by supervisor. There were long intervals between particular inspections – so called „control days“. The members of the expert consulting commissions were often exchanged and so they could not have been a sufficient guarantee for the correct construction procedure. The problems were indeed not in principals, in the essence of the structure or in the incapability of the contractor. Almost identical copy of the bridge built one year later on the same railway only two km apart (the bridge in Jaklovce), is the best evidence of that fact. It serves to its purpose without any problem even today.

The presented facts enable us to point out the positive experience of the use of reinforcement protection by epoxide resin at the bridge in Sírnik. In some technically and industrially developed countries seems to reappear in the form of primary epoxy paintings of the construction and prestressing reinforcement steel.

Another positive fact is that of gradually achieved the high speed of the construction. While the first levers were built at the speed of 6 m per week, the other levers were built at the speed of 12.5 m of the assembled structure per week.

Mostné ložiská a ich vplyv na životnosť mostov

Bearings and their influence on service life of bridges

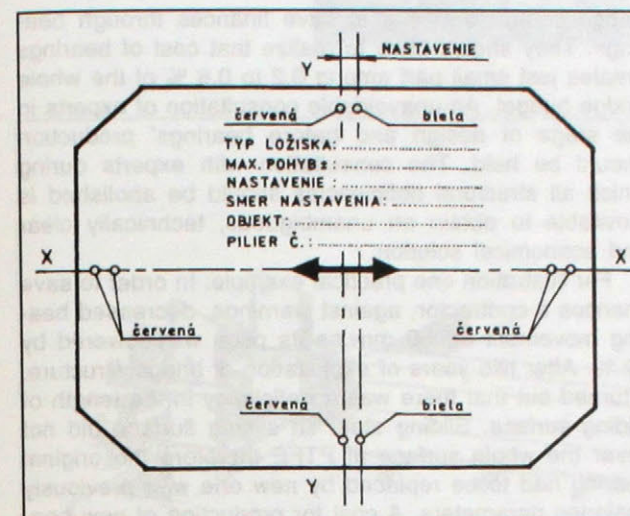
Štefan MRÁZ

Článok upozorňuje na nedostatky pri navrhovaní a montáži mostných ložísk, ktoré majú vplyv na životnosť mostov, ako aj na náročné odstraňovanie týchto nedostatkov.

Mostné objekty môžeme považovať za umelecko-architektonické diela, medzi ktorými zaujímajú významné postavenie, pretože sú symbiózou technického umu a umeleckého citu. Radi obdivujeme dnes už historické

The paper deals with insufficiencies in process of design and assembly of bridge bearings that have an influence on service life of bridge structures as well as with difficult rehabilitation of these insufficiencies.

The bridge structures can be considered as works of art and architecture and among them bridges occupy very special position because of symbiosis of technical intellect and artistic feeling. Also today we love to admire old bridges which are already part of the history matching surrounding nature. There is a duty of our generation to continue in this trend and to use theoretical knowledge



Obr. 1 Údaje o nastavení ložiska

Fig. 1. Data for bearing installation

mosty začlenené s veľkým citom do prírody. Je povinnosťou súčasnej generácie pokračovať v tomto trende a využívať teoretické poznatky vedy a techniky i skúsenosti odborníkov v oblasti mostného staviteľstva.

Most je komplex rôznych konštrukčných prvkov, materiálov a technicko-stavebných činností. Patria medzi ne i mostné ložiská a ich montáž. Z celej škály vyrábaných mostných ložísk sa v súčasnosti najviac používajú „hrncové ložiská“. Je na čase, aby sme sa zbavili zastaraného názoru na mostné ložiská a uvedomili si skutočnosť, že ložiská sú na moste dôležitým prvkom s podstatným dopadom na životnosť mosta. Most môže byť navrhnutý optimálne s použitím najdokonalejšej technológie a materiálov a ak navrhne i dobré ložisko, ale je zle osadené, most je vopred znehodnotený.

Dovoľujem si uviesť jedno porovnanie: ak má človek na vrchole fyzických síl v dobrej zdravotnej pohode problém čo i len s jedným stavcom svojej chrbtice, je vyradený na dlhší čas z pracovnej činnosti, ba často i natrvalo. Analogiu môžeme aplikovať i na most. Každé ložisko na moste reprezentuje stavec ľudskej chrbtice a sústava ložísk mosta je chrbtica mosta.

Z tohto pohľadu je ťažko pochopiteľné, že sa ložiskám pri stavbe mosta veľmi často venuje minimálna pozornosť, ktorá súvisí niekedy až s ľahostajnosťou. Túto ľahostajnosť možno pozorovať už pri spracovaní projektov dokumentácie. Projektanti sa často uspokojujú s povrchným návrhom ložísk, a to stanovením reakcií, ktoré majú ložiská prenášať. Prekvapujúce je, že veľa dodávateľov mosta sa snaží šetriť finančné prostriedky práve na ložiskách. Pritom z celkového rozpočtu mosta tvoria ložiská len veľmi malú položku v rozsahu 0,2 až 0,8 %. V štádiu navrhovania a ešte pred začatím výroby ložísk je nevyhnutná konzultácia s odborníkmi, pri ktorej sa odstránia všetky konštrukčné nedostatky, aby zadanie bolo jednoznačné a technicky odôvodnené, a tým i ekonomické.

Na ilustráciu jeden príklad z praxe: V snahe ušetriť finančné prostriedky i napriek upozorneniam odberateľ znížil pohyb ložiska o 60 mm, čím sa znížila cena ložiska o 12 %. Po zabudovaní a dvojročnej prevádzke mosta sa ukázalo, že ložisku chýba potrebná klzná dráha. Klzný

of science as well as experiences of experts in the field of bridge engineering.

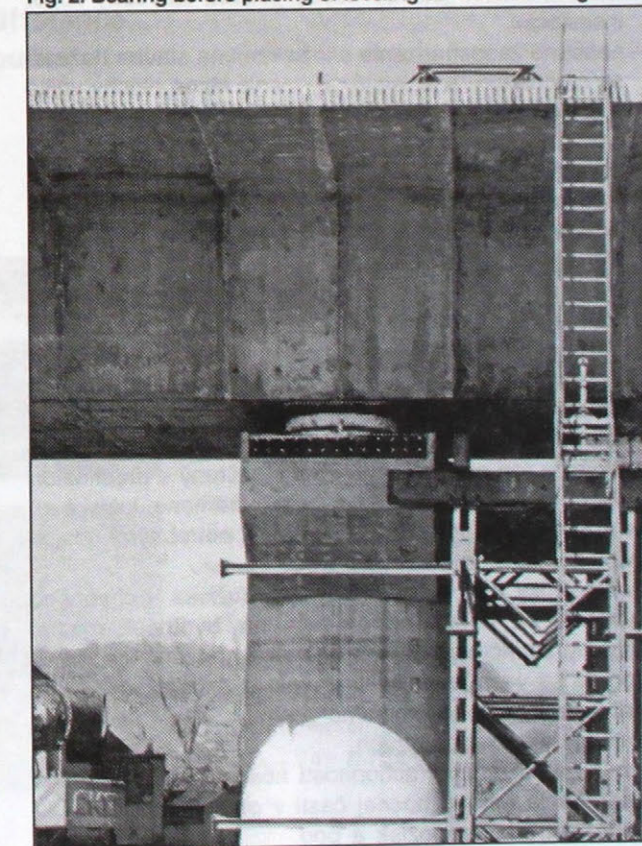
The bridge is a complex of various structural elements, materials and construction activities. The bridge bearings and their assembly belong to them too. From a whole scale of produced bridge bearings, the pot bearings are used the most at present time. It is the time to abandon obsolescent opinions about bridge bearings and to realize the fact that bearings are very special part of bridge which have an important influence on bridge service life. The bridge can be designed in optimal way by using the most advanced technology and materials and even if we would project a good bearing which is not properly installed, the bridge structure is depreciated beforehand.

Let me quote a comparison: If a human being on the top of his physical condition has a problem just with one vertebra of his spin, he is prevented from physical activities for a longer period but very often even permanently. An analogy can be applied to bridge structure. Each bearing on the bridge represents a vertebra of man's spin and the system of bridge bearings creates a bridge spin.

From this point of view it is not understandable that during construction of bridge a minimum attention is given to bearings which sometime is connected with an indifference. This indifference can be seen already during a preparation of design sketching. Consultants are very often satisfied just with basic design of bearings for example with calculation of support reactions that should be transferred by bearings. It is very surprising that many

Obr. 2. Ložisko pred betonážou vyrovnávacieho betónu úložného prvku

Fig. 2. Bearing before placing of leveling concrete to bridge seat



Cenník inzercie v časopise Inžinierske stavby na rok 1996

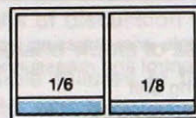
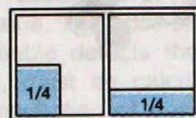
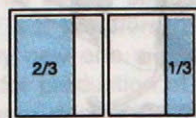
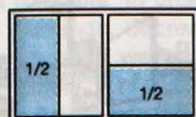
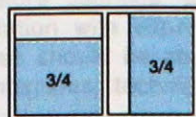
Formát Veľkosť	Farba			plnofarebný
	čierno-biela	doplnková farba		
		jedna	dve	
1/1 strany	12 100,-	13 300,-	14 500,-	19 800,-
3/4 strany	9 680,-	10 000,-	11 000,-	14 850,-
2/3 strany	8 140,-	8 900,-	9 680,-	12 980,-
1/2 strany	6 050,-	6 700,-	7 260,-	9 900,-
1/3 strany	4 070,-	4 400,-	4 840,-	6 600,-
1/4 strany	3 080,-	3 300,-	3 600,-	4 950,-
1/8 strany	1 540,-	1 650,-	1 870,-	2 470,-
1. str. obálky	-	-	-	28 600,-
4. str. obálky	-	-	-	25 300,-
2. a 3. strana obálky	-	-	-	22 000,-

Ceny sú v Sk.

K cenám sa pripočíta v SR DPH 23 %

Zľavy za opakovanú inzerciu: 1-krát 5 %
2-krát 10 %
3 až 4-krát 15 %
5-krát a viac 20 %
(individuálna dohoda možná)

Formáty inzerátov



Objednávka tlače v predplatnom pre nových predplatiteľov

Počet výtlačkov

..... ks od

Začiatok dodávky tlače

číslo / rok.....

Závaznú objednávku pošlite na adresu:

**Inžinierske
stavby**
is

Slovenská republika:
L. K. PERMANENT, spol. s r. o.
P. O. Box 4
834 14 Bratislava 34

Česká republika:
A. L. L. Production, spol. s r. o.
Tůrkova 1
149 00 Praha 4

Predplatné (vychádza 10x ročne) ročné: 500,- Sk + 6 % DPH

Predplatené výtlačky dodajte, prosím, na adresu:

Meno a priezvisko (organizácia)

Adresa a PSČ: Tel.:

Číslo účtu (len organizácia):

IČO: DIČ:

dátum

pečiatka, podpis



**OBCHVAT ZVOLENA
MOST PUSTÝ HRAD
ZVOLEN**

■ GEOSTATIK s. r. o., 010 29 Žilina, Bytčická cesta 32, P.O. BOX B 138, tel: 089/461 63, tel./fax: 089/462 19



GEOSTATIK

inžinierska geológia ● statika ● kotvy
geotechnika ● mikropilóty ● injektáže
zakladanie stavieb ● sanácie zosuvov