

Inžinierske stavby

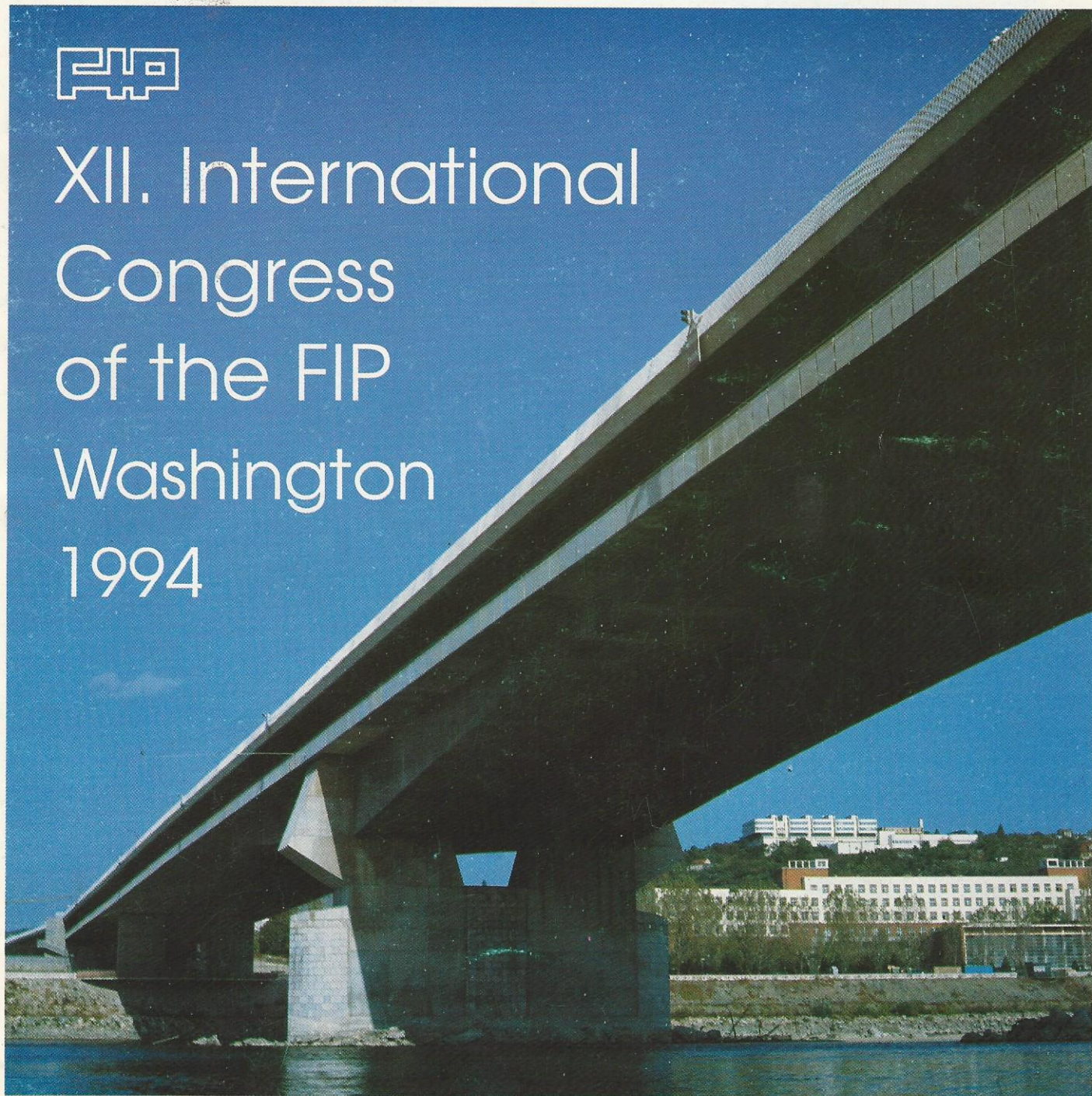
2-3

iS

ROČNÍK 42
1994

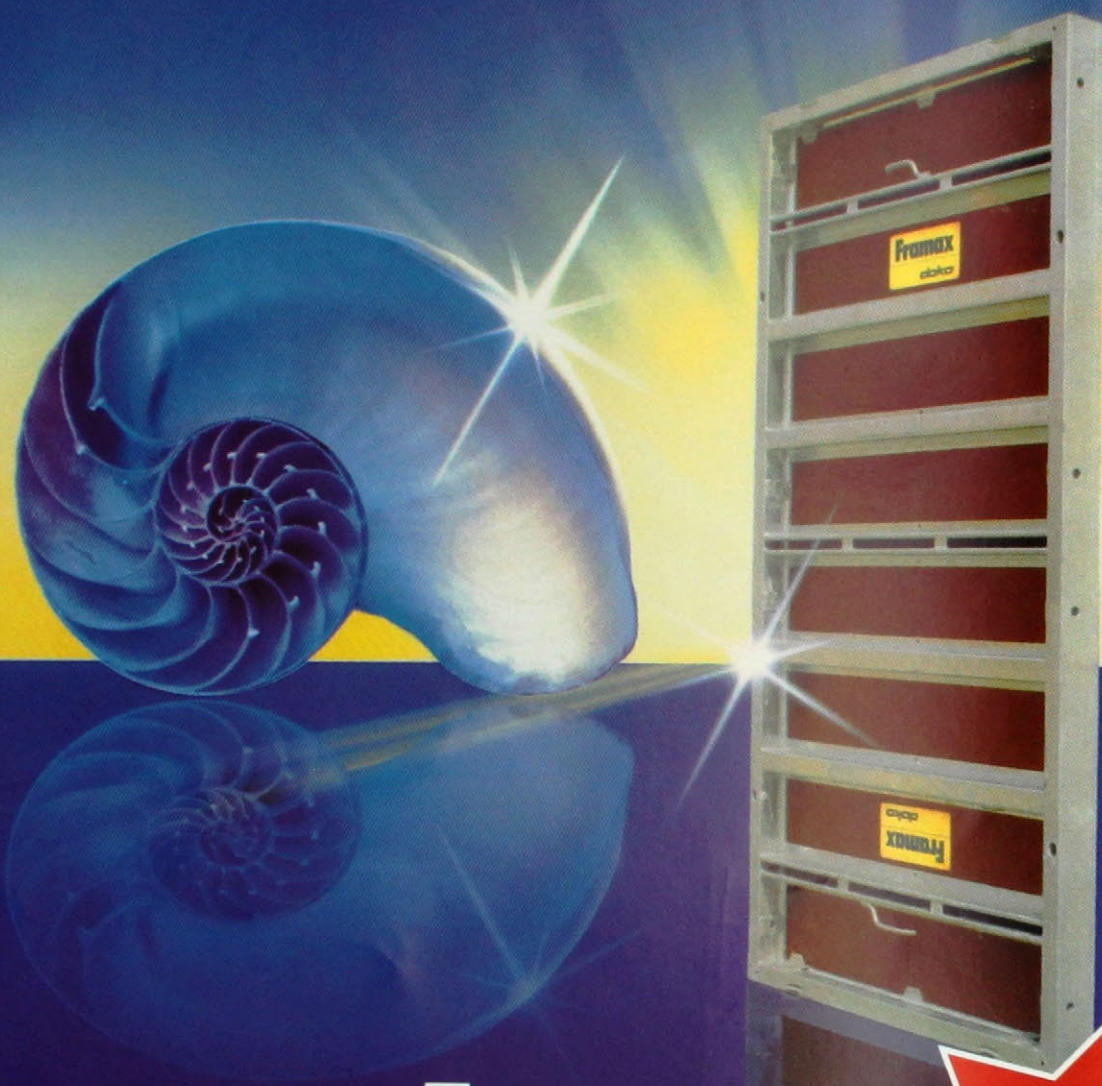
FIP

XII. International
Congress
of the FIP
Washington
1994



Slovak Report on Prestressed Concrete 1990-94
Správa Slovenského NK-FIP 1990-94

Dokonalá škrupina...



Framax
rámové debnenie
silné v systéme a v detaile

teraz žiarovo
pozinkované a
povrchovo upravené
práškovou
technológiou

doka
Odborníci na debnenie

Doka Slovakia
Debníaca technika, s.r.o.
Tomášikova 26, 82101 Bratislava
Telefon: 07/295 828, Telefax: 07/295 828

Česká Doka
Bednicí technika s.r.o.
Dobronická 635, 14825 Praha 4
Telefon: 02/471 4364, Telefax: 02/471 4364

Österreichische Doka
Schalungstechnik GmbH
Reichsstraße 23, 3300 Amstetten/Rakúsko
Telefon: 0 74 72/605-0, Telefax: 0 74 72/644 30

SZSI

Mesačník
Slovenského zväzu stavebných
inžinierov a pracovníkov stavebníctva

Inžinierske stavby 2-3

ROČNÍK 42
1994

OBSAH

AKTUALITY ZO STAVEBNÍCTVA

- 48 **Príhovor prezidenta Slovenského komitétu FIP**
G. Tevec

TEÓRIA, KONŠTRUKCIE, ELEMENTY

- 49 **Pretvorenia čistočne predpätých nosníkov pri pohyblivom zaťažení**
J. Hájek, M. Krížma, Š. Hanečka
- 56 **Meranie sily v predpínacej výstuži**
A. Jaroševič, M. Chandoga
- 63 **Výpočet stupňa bezpečnosti mosta Lafranconi**
L. Fillo, J. Halvonik
- 66 **Výskum správania sa lán firmy Drôtovňa Hlohovec pre použitie v
konštrukciách súdržných káblov, voľných káblov a závesov**
J. Kucharík, J. Lazar

MATERIÁLY, TECHNOLOGIA, REALIZÁCIA

- 73 **Most Lafranconi cez Dunaj v Bratislave**
B. Búci, Š. Choma, L. Hrnčiar, T. Šefčík, J. Zvara
- 82 **Dva segmentové mosty na Slovensku**
L. Bača
- 88 **Zosilnenie mosta cez kanál Váhu v Turanoch**
M. Hruška, F. Karaba
- 94 **Most Lafranconi – ľavobrežné estakády**
M. Maťaščík
- 100 **Diaľničný most Hybica**
T. Michalka, E. Sedlák
- 105 **Oprava diaľničného mosta cez rieku Moravu**
M. Hruška, M. Červeňan, S. Šuster
- 111 **Zosilnenie segmentovej konštrukcie mosta voľnými káblami**
L. Búci
- 116 **Prvé aplikácie technológie MONOSTRAND na Slovensku**
M. Chandoga, J. Halvonik, M. Paštrnák

Predplatné na r. 1994: 500,- Sk
Cena jednotlivého čísla: 60,- Sk
Bankové spojenie: Investičná a rozvo-
jová banka, a.s.
Bratislava, číslo účtu: 978121/5200

Tlač: SINEAL, spol. s r.o., Rajecká 5,
821 07 Bratislava

© Vydavateľstvo Inžinierske stavby,
Bratislava, 1994

CONTENTS

NEWS IN BUILDING

- 48 G. Tevec - Address of the President of the Slovak FIP Committee

THEORY, STRUCTURES, ELEMENTS

- 49 J. Hájek, M. Križma, Š. Hanečka - Deformations of Partially Prestressed Concrete Beams under Moving Load
Tests of partially prestressed concrete beams under moving and stationary load. Separation of strains due to bending from those due to shear forces by method of translocation polygons. The effect of shear strains combined with the process of formation of cracks upon vertical deformations.

- 56 A. Jaroševič, M. Chandoga - Force Measuring of Prestressing Steel
Concise description of elastomagnetic method principles for measuring mechanical stress in prestressing steel is given and the possibilities of its use in building practice are demonstrated. The method was used to follow up state of stress in grouted and external prestressing tendons of prestressed concrete bridges, as well as the force in the stays of cable-stayed bridges. This method enables longterm measuring of prestressing force with accuracy of $\pm 2\%$.

- 63 L. Fillo, J. Halvonik - Safety Factor of the Lafranconi Bridge Calculation
In connection with determination of the safety factor of the Lafranconi Bridge, prestressed by internal and external cables and constructed by cantilever balance method, it was necessary to use nonlinear analysis by the compilation of ultimate bending moment and readjust the standard formula for this special construction.

- 66 J. Kucharík, J. Lazar - Investigation of Behaviour of Prestressed Strands Produced by Drôtovňa Hlohovec for Application in Constructions of Bonded Tendons, Unbonded Cables and Cable-stays
The results of tests of strands made in Slovakia by Drôtovňa Hlohovec are described. The research was oriented to analyse the required thickness of concrete cover and admissible crack width in the application of strands in pretensioned and post-tensioned concrete elements and to demonstrate fatigue strength and tensile strength of deflected strands. The realised tests have documented from the aspect of international codes good quality of Slovak strands.

MATERIALS, TECHNOLOGY, CONSTRUCTION

- 73 B. Búci, Š. Choma, L. Hrnčiar, T. Šefčík, J. Zvara - The Lafranconi Bridge across the River Danube in Bratislava
Bratislava is at present an important communication centre in the Slovak Republic, where the two trunkroads E-15 and E-16 cross on their way to Vienna and Budapest. The bridge Lafranconi is the fourth bridge across the river Danube on the territory of the town Bratislava. In the technical ideas of

INHALT

AKTUALITÄTEN IM BAUWESEN

- 48 G. Tevec - Die Ansprache des Präsidenten des slowakischen FIP Komitees

THEORIE, KONSTRUKTIONEN, ELEMENTE

- 49 J. Hájek, M. Križma, Š. Hanečka - Verformung der teilweise vorgespannten Balken bei beweglicher Belastung
Prüfungen der Balken aus teilweise vorgespannten Beton bei beweglicher und stationärer Belastung. Separation der Verformungen verursacht durch Biegung, von denen, die durch Querkraft verursacht sind, mit der Translokationsmethode. Einfluss der Schubverformung in Zusammenhang mit dem Prozess der Entwicklung von Querrissen auf die Vertikalverformungen.

- 56 A. Jaroševič, M. Chandoga - Kraftmessung im Vorspannstahl
Prinzip der elastomagnetischen Methode zur Messung der mechanischen Spannung der Vorspannkabel ist kurz beschrieben. Konkrete Beispiele aus der Baupraxis zeigen die Möglichkeiten Ausnutzung. Die Methode wurde bei der Verfolgung des Spannungszustandes der Spannglieder ohne Verbund und mit Vorspannkabel mit Verbund der vorgespannten Brückenkonstruktion wie auch beim Messen der Vorspannkraft in der Schrägseil der Schrägseilbrücke benutzt. Die Methode ermöglicht das langfristige Verfolgen des Spannungszustandes der Spannstähle mit 2% Genauigkeit. Die Messdosen haben praktisch unbegrenzte Lebensdauer, auch wenn sie einbetoniert sind.

- 63 L. Fillo, J. Halvonik - Ermittlung des Sicherheitsgrades der Lafranconi-Brücke
Bei dem Entwurf der Lafranconi-Brücke, die mit Freivorbauverfahren gebaut und mit klassischen und freien Kabel vorgespannt wurde, war es unvermeidlich die Grenzbiegetragfähigkeit zu ermitteln, beziehungsweise die entscheidende Parameter für die Beurteilung des Sicherheitsgrades der Konstruktion laut ČSN 73 1251 analysieren. Die Kompliziertheit des Problems erforderte spezielles Berechnungsverfahren, das die entscheidende Parameter für die Beurteilung der Konstruktion zu erwerben ermöglicht.

- 66 J. Kucharík, J. Lazar - Erforschung von Verhalten der Vorspannlitzen der Firma Drôtovňa Hlohovec für die Ausnutzung für die mit Einpressmörtelgeschützten Kabel, für externe Kabel und Schrägseile aus Litzen
Die Ergebnisse der Prüfungen von Vorspannlitzen erzeugt in Drôtovňa Hlohovec in der Slowakei sind beschrieben. Das Ziel der Forschung war das Feststellen der nötigen Schutzschichtdicke und der zulässigen Rissbreite bei der Applikation der Litzen als Vorspannstahl für vor- und nachgespannte Konstruktionen, das Überprüfen der Ermüdungsfestigkeit und der Zugfestigkeit bei der Einwirkung des Querdrukkes. Die Ergebnisse haben bestätigt, dass die geprüften Litzen den anspruchsvollen Kriterien der Fremdenvorschriften entsprechen und sind der Qualität nach mit den Litzen der renomierten Erzeuger vergleichbar.

MATERIALIEN, TECHNOLOGIE, FERTIGUNG

- 73 B. Búci, Š. Choma, L. Hrnčiar, T. Šefčík, J. Zvara - Donaubrücke Lafranconi in Bratislava
Aus der Stadt Bratislava ist ein bedeutender Verkehrsknotenpunkt geworden, durch den zwei Straßenzüge E-15 und E-16 mit Verbindung nach Wien und Budapest durchlaufen. Die Brücke

this bridge we can find some peculiarities giving a picture of the theoretical and practical engineering abilities.

- 82 L. Bača - Two Precast Segmental Bridges in Slovakia
Character of road alignments in slovak geomorphology makes it very often necessary to use the overhang-concreting or -erection technology. The described examples of both bridges are characteristic with irregularities due to the configuration of ground relief.

- 88 M. Hruška, F. Karaba - Strengthening of the Bridge over the River Váh-Channel in the Town Turany
Inspection results, bridge structure diagnosis, solution of the above mentioned bridge strengthening and experiences based on its implementation.

- 94 M. Maťaščík - Lafranconi Bridge - Left Riverbank Viaducts
From the complex of the bridge Lafranconi are the left and right riverbank viaducts the interesting parts. We describe here the left part which claimed a rather exacting operation during the construction of branches. Especially the branch No. 215 required monitoring the displacement of bearings in order to analyse properly the temperature effects.

- 100 T. Michalka, E. Sedlák - The Motorway Hybica Bridge
The alignment of the highway D1 in the geomorphologically complicated territory of Tatras, crosses some valleys. In a 13,5 km long section there are four significant bridges and viaducts of 2,4 km total length. The bridge Hybica is one of them. The structure of bridge was assembled by means of free cantilevering of precast segments up to the weight of 80 tons. The structure in its final state of completion is prestressed by free and bonded (grouted) tendons, the free tendons being 10 $\varnothing$ Lp 15,5/1 800 strands.

- 105 M. Hruška, M. Červeňan, S. Šuster - Repair Work of the Highway Bridge over River Morava
Repair work of the highway bridge over river Morava is presented in this paper. It contains the bridge diagnosis, repair work design problems and technology measurements during the repair work.

- 111 L. Búci - Strengthening of Segment Bridge by Means of External Tendons
The described bridge was built in the years 1981 to 1984. Its structure consists of a continuous beam with 75 m spans, assembled from precast segments by using a free cantilever method. Short after the completion there were observed 3 mm cracks. The bridge was repaired without traffic interruption by means of additional prestressing of polygonal free tendons consisting of $\varnothing$ 10 Lp 15,5/1 800 MPa strands protected by PE sheaths. During this in our country unique the deformation of the structure have been continuously observed and there were measured the actual friction coefficients and the prestressing force, too.

- 116 M. Chandoga, J. Halvonik, M. Paštrák - First MONOSTRAND Technology Applications in Slovakia
The use post-tensioned Monostrand technology in Slovakia is very popular now. A lot of new structures have been designed and few of them were already built. The article deals with four different structures; flat slab of Hotel DR carpark, flat slab and roof of Bratislava RC-Church and flat foundation slab building estate Pezinok.

Subscriptions: Inžinierske stavby, spol. s r. o., Publishers, Stromová 13, 830 07 Bratislava, P.O. BOX 49, Slovakia. Sample copies free.

Lafranconi ist die vierte Überbrückung der Donau am Gebiet von Bratislava. Im Entwurf dieser Überbrückung bemerkt man einige interessante Ideen, die die theoretische Stufe und die praktischen Ingenieurverfahren demonstrieren.

- 82 L. Bača - Zwei vorgefertigten Segmentsbrücken in der Slowakei
Charakter der Linienführung der Verkehrswege in slowakischer Geomorphologie erfordert oft Benützung des Freivorbauverfahrens mit monolithischer oder vorgefertigten Bauweise. Die Beispiele der beiden Brücken sind charakteristisch durch Unregelmäßigkeiten, welche aus der Konfiguration des Geländereiefs stammen.

- 88 M. Hruška, F. Karaba - Verstärkung der Brücke über den Kanal des Flusses Váh in Turany
Die Ergebnisse der Kontrolle, Diagnostik des Brückenobjektes, die Lösung der Verstärkung der Brücke und die Erfahrungen mit Realisation der Arbeiten sind beschrieben.

- 94 M. Maťaščík - Brücke Lafranconi - die anknüpfende Estakaden auf dem linken Ufer
Im Komplex der Brücke Lafranconi sind sehr interessant die anknüpfende Estakaden auf dem linken und rechten Ufer. Beschrieben ist der Teil der Brückenkonstruktionen auf dem linken Ufer, der durch anspruchsvolle Bauweise der abzweigender Hochstraßen charakteristisch ist. Besonders die Hochstraße (Objekt 215) erforderte das experimentelle Verfolgen der Bewegung der Auflager und gründliche Analyse der Wärmeeinflüsse.

- 100 T. Michalka, E. Sedlák - Autobahnbrücke Hybica
Die Trassierung der Autobahn D1 in der geomorphologisch komplizierten Tatragegend durchquert einige Seitentäler. In einem 13,5 km langen Abschnitt befinden sich vier Vorlandbrücken, deren Gesamtlänge 2,4 km beträgt. Die Brücke Hybica ist eine von denen. Die Tragkonstruktion dieser Brücke besteht aus frei vorgebauten Segmenten mit Gewicht bis 80 Tonnen. In dem Endstadium der Vorspannung ist die Brücke mittels Spannglieder mit und ohne Verbund vorgespannt, die externen Kabel bestehen dabei aus Kabel 10 $\varnothing$ Lp 15,5/1 800.

- 105 M. Hruška, M. Červeňan, S. Šuster - Reparatur der Autobahnbrücke über den Fluss Morava
Die Arbeiten mit der Rekonstruktion der Autobahnbrücke über den Fluss Morava sind beschrieben. Es handelt sich um die Diagnostik der Brücke, um Entwurf der Rekonstruktion und die technologischen Messungen während der Reparatur der Brücke.

- 111 L. Búci - Ertüchtigung einer Segmentbrückenkonstruktion durch externe Kabel
Die beschriebene Brücke wurde in Jahren 1981 bis 1984 and der D1 Autobahn gebaut. Die Tragelemente der Brücke bestehen aus einem Durchlaufträger von 75 m Stützweiten, gebaut wurde die Brücke in einem Segmentenfreivorbau Verfahren. Kurz nach Bauende wurden 3 mm breiten Risse entdeckt. Die Brücke wurde ohne Verkehrsunterbrechung mittels nachträglich gespannten polygonal geordneten externen Kabel, die aus $\varnothing$ 10 Lp 15,5/1 800 durch PE Hüllrohr gegen Korrosion geschützten Seiten bestanden, ertüchtigt. Während der bei uns seltener Reparatur wurden die Deformation der Konstruktion überwacht und die aktuellen Reibungsbeiwerte sowie die Spannkraft gemessen.

- 116 M. Chandoga, J. Halvonik, M. Paštrák - Erste Anwendung der MONOSTRAND-technologie in der Slowakei
Technologie der nachträglich vorgespannten Konstruktionen MONOSTRAND ist zur Zeit sehr populär in der Slowakei geworden. Es wurde laut mehreren Entwürfen einige interessante Konstruktionen gebaut. Der Artikel beinhaltet die Lösung der Deckenplatte einer Garage im Hotel DR, einer Decke und eines Daches der RK Kirche in Bratislava und einer Fundamentdecke im Wohnanlagen in Pezinok.

Bestellungen nimmt Verlag Inžinierske stavby, spol. s r. o., Stromová 13, 830 07 Bratislava, P.O. BOX 49, Slowakei. Für Interessenten stehen kostenlos Probehefte zur Verfügung.

Príhovor prezidenta Slovenského komitétu FIP

Address of the President of the Slovak FIP Committee



Gabriel Tevec, prezident Slovenského komitétu FIP
president of Slovak FIP committee

Ak sa pozriete na mapu, nájdete v samom strede Európy nový štát – Slovenskú republiku, ktorá vznikla v roku 1993 rozdelením bývalého Česko-Slovenska na dva štáty. Vznik nového štátu sprevádza potreba konštituovania celého radu organizácií, aby sa zachovala kontinuita vzťahov a kontaktov so zahraničím. Medzi tieto novoutvárané organizácie patrí aj Slovenský komitét FIP. Združuje 16 firiem a organizácií, ktoré sa zaoberajú na Slovensku predpätým betónom alebo výrobou komponentov na jeho realizáciu.

Na Slovensku máme za sebou históriu predpätého betónu, na ktorej sa dá budovať:

Prvý most z predpätého betónu v roku 1955, prvý letmo betónovaný most v roku 1961, prvé priečne delené segmentové mosty v roku 1966, veľmi rozšírené je dlhodobé použitie predpätého betónu v oblasti prefabrikácie v pozemnom aj inžinierskom stavitelstve.

Na Slovensku sa vyrábajú všetky komponenty potrebné pre predpätý betón – kvalitná predpínacia výstuž, koťevné zariadenie, cement. Ak k týmto faktom prirátame veľa vynikajúcich odborníkov, ochotných a schopných rozvíjať s veľkým entuziazmom celé odvetvie predpätého betónu, verím, že náš Slovenský komitét FIP bude plnohodnotným členom FIP. Sme pripravení aktívne spolupracovať v jednotlivých odborných sekciách.

Národný komitét pripravil národnú správu o výsledkoch našich aktivít v oblasti predpätého betónu za ostatné 4 roky. Dúfame, že spolupráca s veľkou rodinou FIP prispeje k ďalšiemu rozvoju predpätého betónu a k vytvoreniu nových odborných a aj osobných kontaktov s kolegami z celého sveta. Potom budeme s našou činnosťou spokojní.

If you have a look at the map, you will find a new country lying in the centre of Europe – the Slovak Republic which was formed in 1993 as a result of dividing the former Czechoslovakia into two states. The origin of a new country is accompanied with necessity of establishing a number of organisations which preserve the continuity of international relations and contacts. These newly established organisations include also the Slovak FIP Committee. The Committee associates 16 companies and organisations which are active in the area of prestressed concrete in Slovakia.

Slovakia has an impressive history of the use of prestressed concrete:

The first prestressed concrete bridge built in 1955, the first free-cantilever bridge built in 1961, the first precast segmented bridge in 1965, and prestressed concrete had been used for a number of years in the area of prefabrication in structural and civil engineering.

All components needed for prestressed concrete – high quality prestressing steel-wires and strands, anchoring equipment, cement, etc. – are made in the Slovak Republic. If we add the number of outstanding specialists ready to and capable of developing, the entire prestressed concrete industry with enthusiasm, we can believe that our Slovak FIP committee will be a fully valuable member of FIP. We are ready to cooperate actively with individual expert sections.

The National Committee prepared the National Report on the results of our activities in the area of prestressed concrete in the last 4 years. We hope that our cooperation with the great FIP family will contribute to further promoting the prestressed concrete development and to establishing new professional and personal contacts with our colleagues from all over the world. This would make us satisfied with our activities.

Pretvorenie čiastočne predpätých nosníkov pri pohyblivom zaťažení

Deformations of Partially Prestressed Concrete Beams under Moving Load



Ján Hájek – Martin Križma – Štefan Hanečka

Skúšky nosníkov z čiastočne predpätého betónu pri pohyblivom a stacionárnom zaťažení. Separovanie pretvorení vyvolaných ohybom od pretvorení spôsobených priečnymi silami metódou translokačných obrazcov. Vplyv skosenia v spojení s procesom rozvoja šikmých trhlín na zvislé pretvorenia.

Napriek tomu, že výskyt konštrukcií namáhaných pohyblivým zaťažením nie je zriedkavý, experimentálnemu skúmaniu ich správania sa doteraz venovala iba malá pozornosť. Pravdepodobne prvé skúšky nosníkov z predpätého betónu boli zamerané predovšetkým na výskum vplyvu pohyblivého zaťaženia na medzu porušenia [3]. S rozširovaním používania čiastočného predpätia sa zabezpečenie prevádzkovej spoľahlivosti stalo dôležitou súčasťou výpočtu [2].

Skúšky železobetónových a predpätých nosníkov na pohyblivé zaťaženie sa na Ústave stavebníctva a architektúry v Bratislave uskutočňujú od roku 1984. V porovnaní s nosníkmi vystavenými stacionárnemu opakovanému zaťaženiu [1], pohyblivé zaťaženie môže spôsobiť rast prieťahov následkom účinku priečných síl v interakcii s ohybovými momentmi [5]. Skúšobné nosníky boli navrhnuté tak, aby vynikol najmä tento jav. Výsledky skúšok môžu byť podkladom na overenie teoretických riešení správania sa nosníkov pri pohyblivom zaťažení. Riešenie bude musieť rešpektovať proces rozvoja trhlín a zmeny vzťahov medzi napätiami a pretvormi spôsobené interakciou priečných síl s ohybovými momentmi.

Tests of partially prestressed concrete beams under moving and stationary load. Separation of strains due to bending from those due to shear forces by method of translocation polygons. The effect of shear strains combined with the process of formation of cracks upon vertical deformations.

In spite of the not very rare occurrence of structures in which the beams are subjected to moving loads experimental investigations of their behaviour have not been very extensive up to now. Probably the first tests of prestressed concrete beams under simulated moving load were carried out by MacGregor at all [3]. The tests were concentrated mainly to investigation of the influence of moving load on failure limit of the beams. With extended application of partial prestressing the serviceability and working reliability assurance became also an important part of the design [2].

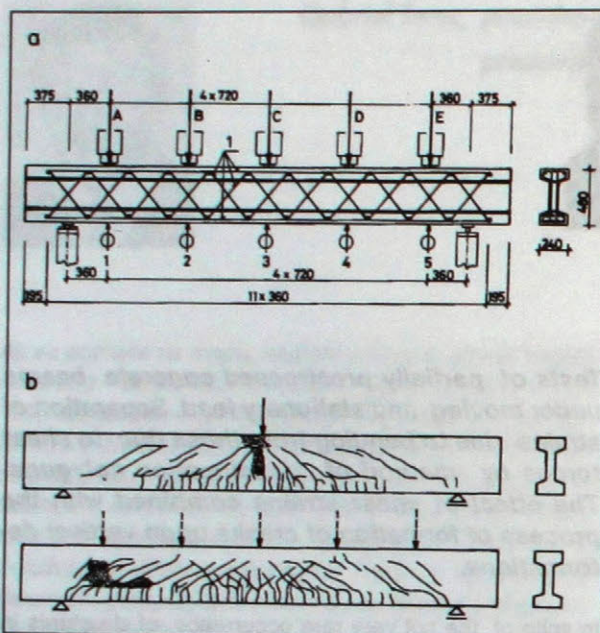
In 1984, the tests on beams reinforced and prestressed started at the Institute of Construction and Architecture in Bratislava. In comparison with the beams under stationary located repeated load [1] the moving load can cause an increase of deflections due to variations of shear forces in interaction with bending moments in the same point [5]. The test specimens were designed in order to make this phenomenon more distinct. The results of test could serve for verification of theoretical analysis of beams under moving load. Such an analysis has to take into account the process of cracking formation the stress-strain variations produced by interaction of shearing forces and bending moments.

Test beams and properties of materials

The cross section and side view of test beams are shown in Fig. 1. The beams were cast of concrete with a Portland

Prof. Ing. Ján Hájek, DrSc., Ing. Martin Križma, CSc., Ing. Štefan Hanečka, CSc. – Ústav stavebníctva a architektúry SAV, Dubravská cesta 9, 842 20 Bratislava

lanami nominálneho priemeru $\varnothing 12,5$ mm. Priemerné vlastnosti povrchovo upravených prútov – medza klzu $f_{sy} = 454$ MPa, pevnosť v ťahu $f_{st} = 649$ MPa, modul pružnosti $E_s = 213$ GPa, plocha prierezu $A_s = 194,2$ mm² a vlastnosti predpínacej výstuže $f_{ps} = 1700$ MPa, $E_p = 202$ GPa, $A_p = 91,3$ mm². Strmene boli z povrchovo upraveného drôtu 8 mm s rozstupom $s = 180$ mm. Mechanické vlastnosti ocele použitej na strmene boli podobné ako vlastnosti prútov $\varnothing 16$ mm. Každé lano sa predpínalo silou $P = 120$ kN, čo zodpovedalo pomeru predpätia k pevnosti 0,67. Stupeň predpätia podľa Naamana [4] bol 0,614.



Obr. 1. Pričný rez a bočný pohľad skúšobných nosníkov a – A až E poloha skúšobných valcov, 1 – sieť odmerných základní pre deformometre; b – priebeh trhlín na stacionárne zaťažom nosníku (horná časť) a na nosníku zaťažom pohyblivým zaťažením

Fig. 1. Cross section and side view of test beams a – A.....E – location of hydraulic rams, 1 – dial gauges for measurement of deflections; b – crack pattern on a stationary loaded beam (upper part) and that on a beam subjected to moving load

Spôsob zaťažovania

Pohyblivé zaťaženie sa simulovalo postupným narastaním a poklesom zaťažovacej sily tak, že výslednica sa pohybovala, ale jej veľkosť sa nemenila. Aplikovalo sa dvanásť zaťažovacích hladín od 140 do 360 kN s prírastkom po 20 kN. Na každej hladine sa vykonal pohyb zaťaženia z jedného konca na druhý a späť. V polohách A, B atď. sa odčítavali hodnoty pretvorení, odmeriavali sa šírky trhlín a obrazec trhlín. Jeden nosník bol stacionárne zaťažený sústredenou silou umiestnenou uprostred rozpätia.

Meranie pretvorení

Odmerné základne na obr. 1 tvorili "priehradovú sústavu" zloženú zo vzpier a fahadiel, čo umožňovalo vypočítat

GPa, area of cross section $A = 194,2$ mm². The properties of prestressing steel obtained from tests were: tensile strength $f_{st} = 1700$ MPa, modulus of elasticity $E_p = 202$ GPa, effective cross section area $A_p = 91,3$ mm². The stirrups were made of high-bond wire 8 mm in diameter with a spacing of $s = 180$ mm. The mechanical properties of steel used for stirrups were similar to those of 16 mm bars. A prestressing force $P = 120$ kN was applied to each strand. It corresponded to a prestress/strength ratio of 0.67. The partial prestressing ratio computed according to Naaman at all. [4] substituting average characteristics of prestressing and non-prestressing steel was 0.614.

Loading procedure

The moving load was simulated by successive increasing and decreasing of loading force in two adjacent rams so that the resultant was moving but its value remained constant. Twelve loading levels varying from 140 kN to 360 kN with 20 kN increments were applied. At each level one run of the load from one end of the beam to the other and also backward were performed. The readings of the gauges, crack widths, and crack pattern were registered when the loading force have reached its full value in one of the locations A, B, One of the beams was subjected to a stationary loading force acting in the midspan.

Measurements of deformations

Measurement bases shown in Fig. 1 formed a "truss" consisting of "struts" and "ties" enabling calculation not only of strains but also of deflections using a method based on Willot-Mohr translocation polygons. The applied method of measuring deformations offered the possibility to separate the deflections due to shear from those due to bending. The network of measurement bases shown in Fig. 1a was decomposed into two truss systems. The measurements of elongations were then evaluated using above mentioned method of translocation polygons (in numerical form).

Deformations after transfer of prestressing force

The above described method of elongation measurements enabled also to obtain a detailed information about deformations immediately after transfer of prestressing force. The results are illustrated in Fig. 2. The presented displacements are influenced by the dead weight of the beam. The calculation of losses of prestressing force could be possible on the basis of the experimentally obtained horizontal displacements μ . It followed from the evaluation that the total initial prestressing force $P = 600$ kN was reduced immediately after transfer to a value of 563 kN (6.2), and to a value of 539 kN (10.2) after 27 days the losses in per cent being given in parentheses. The measured midspan cambers due to prestressing force were -2.19 mm and -2.75 mm immediately after transfer and after 27 days, respectively. The corresponding values computed on the basis of material properties found by tests were -2.43 mm and -3.02 mm so that the theoretical values exceeded about 10 per cent over the experimental ones.

Tabuľka 1. Priemerné hodnoty vlastností betónu
Table 1. Average values of concrete properties

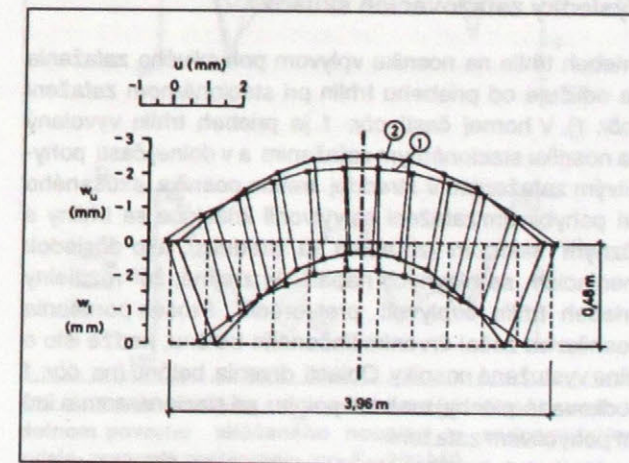
Nosník Beam	Vek Age (dni)	Kocková pevnosť Compressive cube strength (MPa)	Hranolová pevnosť Compressive prism strength (MPa)	Modul pružnosti Elasticity modulus (GPa)	Pevnosť v prostom ťahu Uniaxial tensile strength (MPa)
PZP 10	28	14	41,1	33,1	41,3 2,08
	74	47,3	39,6	43,0	2,24
		54,4	41,4	38,7	2,40
PZP 11	14	42,4	34,5	40,2	2,12
	28	50,2	42,3	41,3	2,30
	48	52,2	42,5	40,3	2,35
PZP 12	14	40,8	31,1	41,7	2,08
	28	47,1	40,3	41,8	2,23
	58	49,5	41,3	42,0	2,29
PZP 13	21	45,0	41,6	42,2	2,18
	28	51,1	43,3	40,5	2,32
	47	55,6	48,9	41,7	2,42
PZP 14	14	50,4	40,2	40,7	2,31
	28	53,8	44,2	41,1	2,38
	78	57,1	46,7	41,1	2,46

nielen pomerné podĺžne pretvorenia, ale aj priechyby podľa Williot-Mohrových translokačných obrazcov. Na základe použitej metódy merania pretvorení sa mohli oddeliť priechyby spôsobené priečnymi silami od priechybov zapríčinených ohybovými momentmi. Sieť odmerných základní na obr. 1a možno rozdeliť na dve priehradové sústavy. Merania pozdĺžnych pretvorení sa vyhodnotili pomocou uvedenej metódy translokačných obrazcov numericky.

Pretvorenia po transfere predpínacej sily

Metóda merania pozdĺžnych pretvorení umožňuje získať informáciu o pretvoreniach hneď po transfere predpínacej sily (obr. 2). Uvedené premiestnenia sú ovplyvnené vlastnou ťažbou nosníka. Straty predpätia možno určiť na základe hodnôt vypočítaných vodorovných posunov μ . Z vyhodnotenia vyplýva, že začiatočná predpínacia sila $P = 600$ kN sa okamžite po transfere zmenší na 563 kN (6,2) a po 27 dňoch na hodnotu 539 kN (10,2) (straty v % sú v zátvorkách). Namerané vzopätia uprostred rozpätia spôsobené predpínacou silou boli -2,19 mm a -2,75 mm (hneď po transfere a po 27 dňoch). Zodpovedajúce hodnoty vypočítané na základe vlastností materiálov získaných skúškami boli -2,43 mm a -3,02 mm, takže teoretické hodnoty sú asi o 10 % vyššie ako hodnoty zo skúšok. Na základe výsledkov skúšok sa zo všetkých zvislých posunov

On the basis of experimental values of all vertical displacements it was possible to determine the creep coefficient Φ_w during the period from the transfer to the loading test. It was namely found that the regression between the initial values of vertical displacements and those in time t can be considered as linear along the beam length. The



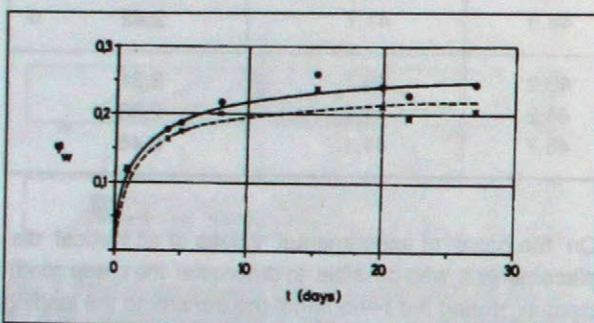
Obr. 2. Pretvorenie nosníka spôsobené predpätím (v neproporčálnej mierke)
1 – hneď po transfere predpínacej sily, 2 – 27 dní po transfere.
Fig. 2. Deformation of a beam due to prestressing (in a non-proportional scale)
1 – Immediately after transfer of prestressing force; 2 – 27 days after transfer

vypočítal súčiniteľ dotvarovania Φ_w za obdobie od transferu až po zafazovací skúšku. Zistilo sa totiž, že regresiu medzi začiatkovými hodnotami zvislých posunov a hodnotami v čase t možno považovať za lineárnu pozdĺž dĺžky nosníka. Súčiniteľ dotvarovania Φ_w sme určili z parametra sklonu regresie. Na obr. 3 plné krúžky znázorňujú súčiniteľ dotvarovania určený zo zvislých posunov dolného povrchu a krížiky súčiniteľ určený zo zvislých posunov horného povrchu. Vyrovnávacie funkcie boli zvolené v tvare

$$\Phi_w(t) = \Phi_{wf} [1 - \exp(-\sqrt{t/t_f})]$$

kde Φ_{wf} je konečná hodnota,
 t_f – retardačný čas.

Na základe nelineárnej regresie sme určili tieto hodnoty uvedených parametrov: $\Phi_{wf} = 0,260$, $t_f = 28$ dní pri dolnom povrchu a $\Phi_{wf} = 0,233$, $t_f = 28$ dní pri hornom povrchu. Tieto hodnoty môžu byť základom na nepriame stanovenie súčiniteľa dotvarovania betónu (v tomto prípade sme dostali konečnú hodnotu $\Phi_{cf} = 3,8$).



Obr. 3. Časový vývoj súčiniteľa afinity vypočítaný z priebehov Fig. 3. Time variation of the coefficient of affinity calculated from deflection

Výsledky zafazovacích skúšok

Priebeh trhlín na nosníku vplyvom pohyblivého zafazenia sa odlišuje od priebehu trhlín pri stacionárnom zafazení (obr. 1). V hornej časti obr. 1 je priebeh trhlín vyvolaný na nosníku stacionárnym zafazením a v dolnej časti pohyblivým zafazením. V strednej tretine nosníka skúšaného pri pohyblivom zafazení sa vytvorili križujúce sa trhliny s rôznym sklonom vzhľadom na strednicu, ako dôsledok meniacich sa hlavných napätí. Je zrejmé, že rozdielny priebeh trhlín ovplyvnil pretvorenia. Proces porušenia nosníka sa začal drvením tlačeneho betónu, keďže išlo o silne vystužené nosníky. Oblasti drvenia betónu (na obr. 1 bodkované plochy) mali inú polohu pri stacionárnom a inú pri pohyblivom zafazení.

Na ilustráciu sú na obr. 4 vynesené pozdĺžne pretvorenia Δl (mm) a zodpovedajúce pomerné pretvorenia ($\mu m.m^{-1}$) pri pohyblivom zafazení $F = 280$ kN a 360 kN. Hodnoty sústredených síl zodpovedajú hladinám zafazenia 0,79 a 0,9. Prerušované čiary predstavujú pozdĺžne pretvorenia namerané blízko horného povrchu. K uvedeným hodnotám treba pridať pozdĺžne pretvorenie

creep coefficient Φ_w was determined from the slope parameter of regression. In Fig. 3 the full points represent the creep coefficient obtained from the vertical displacements of bottom surface of the beam and the crosses represent the creep coefficient obtained from those of the top surface. Fitting functions were chosen in the following form

where Φ_{wf} – final value,
 t_f – retardation time.

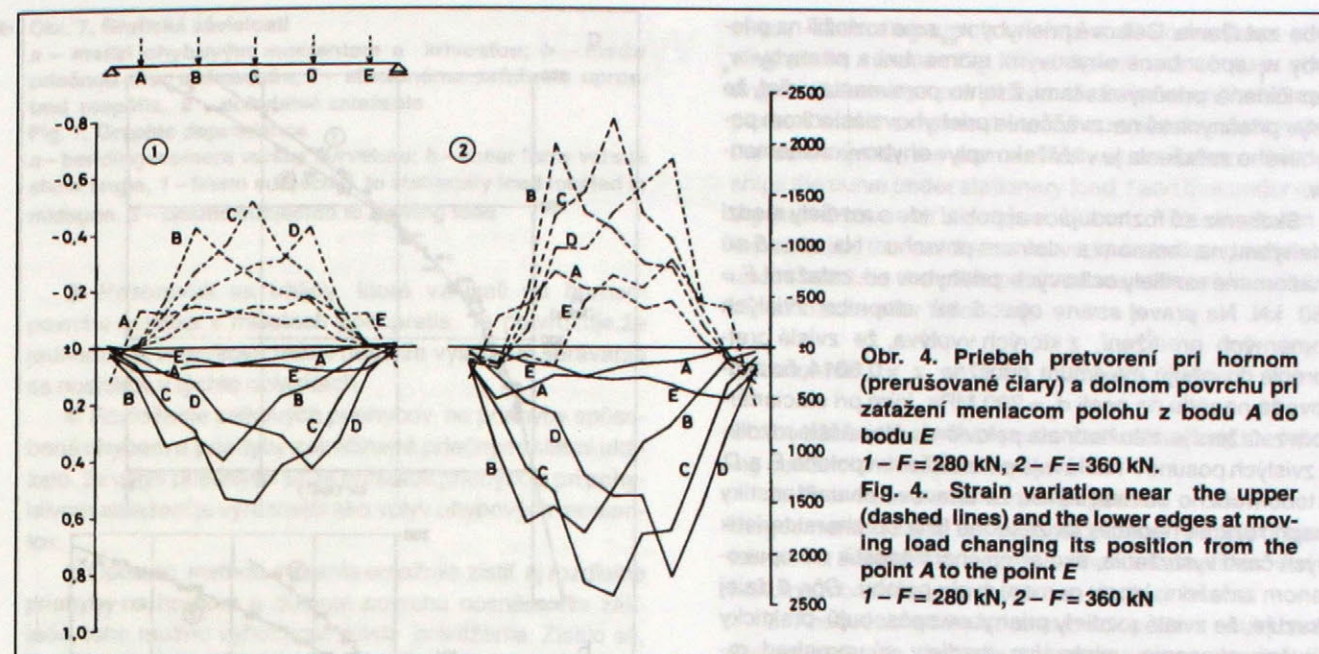
The following values of these parameters were determined by means of non-linear regression: $\Phi_{wf} = 0,260$, $t_f = 28$ days, and $\Phi_{wf} = 0,233$, $t_f = 28$ days for bottom and top surface, respectively. These values could serve for an indirect determination of the creep coefficient of concrete (a final value of about $\Phi_{cf} = 3,8$ was found in this case).

Results of loading tests

The crack pattern of a beam subjected to moving load was distinct from the crack pattern what had been formed under stationary loading, as it is shown in Fig. 1. In the upper part of this figure the crack pattern of a beam subjected to a stationary load and in the lower part that of a beam subjected to moving load are drawn. In the central third of the beam subjected to moving load the crossing cracks with different inclinations were formed as a consequence of changes of principal stresses. It is obvious that the different crack pattern influenced the deformations. The failure of beam initiated in concrete because of relatively high percentage of steel. But the zones of crushing (Fig. 1, dotted areas) were different depending on the mode of loading.

For illustration, the elongations Δl in mm and corresponding strains in $\mu m.m^{-1}$ under moving loads $F = 280$ kN and 360 kN are plotted in Fig. 4. The loads corresponded to the load levels 0,79 and 0,9 respectively. The dashed lines represent the measured longitudinal deformations near the top surface. The elongation $\Delta l_p = -0,05$ mm due to prestressing should be added to the presented values. In spite of this fact the deformations on the top surfaces near the supports remained tensile ones so that even cracks could be found there. It confirms that the beam theory could not be applied to the support regions of beams with sufficient accuracy [6].

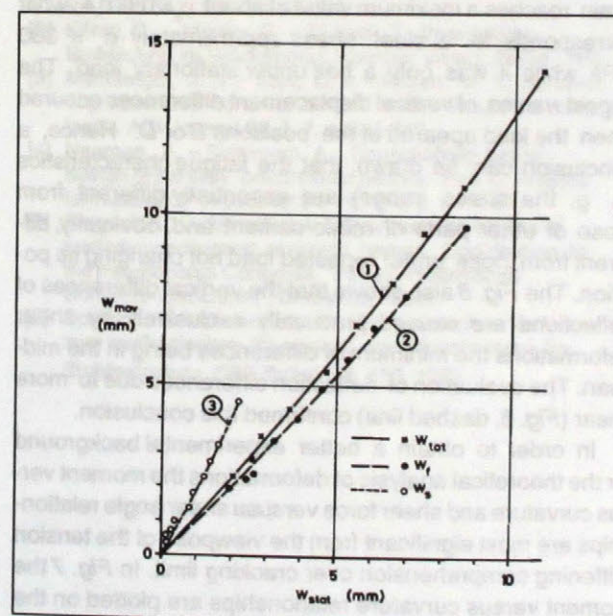
In Fig. 5 the midspan deflection w_{mov} induced by moving load are compared with those induced by stationary load w_{stat} . The values of deflections at the position C at backward moving of the load were taken for comparison. The total deflections w_{tot} were decomposed into the deflections due to bending w_f and those due to shear w_s . It results from this comparison that the influence of shear on the



Obr. 4. Priebeh pretvorenia pri hornom (prerušované čiary) a dolnom povrchu pri zafazení meniacom polohu z bodu A do bodu E
1 – $F = 280$ kN, 2 – $F = 360$ kN.
Fig. 4. Strain variation near the upper (dashed lines) and the lower edges at moving load changing its position from the point A to the point E
1 – $F = 280$ kN, 2 – $F = 360$ kN

$\Delta l_p = -0,05$ mm vyvolané predpätím. Napriek tomu pretvorenia na hornom povrchu blízko podopretí ostávajú ťahové, takže v týchto miestach sa našli aj trhliny. To potvrdzuje, že nosníková teória nie je vhodná na podrobnejšiu analýzu napätí a pretvorenia v oblasti podopretia [6].

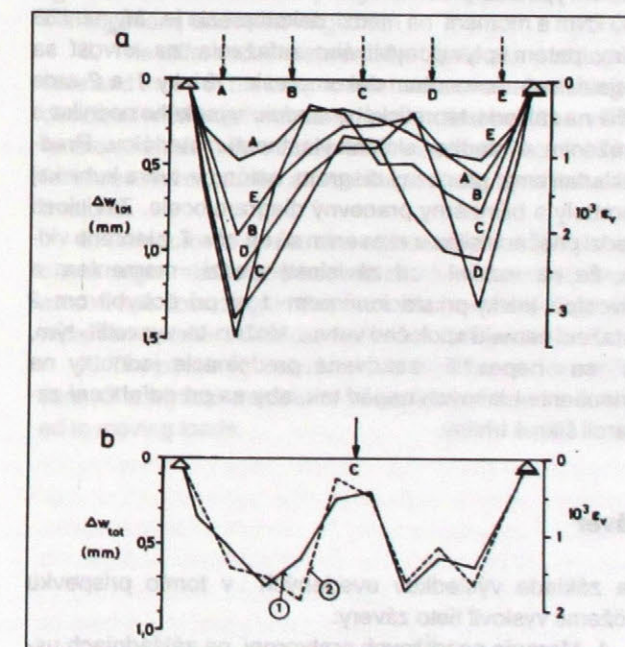
Na obr. 5 je porovnanie priebehov v strede rozpätia spôsobených pohyblivým zafazením w_{mov} s priebehmi pri stacionárnom zafazení w_{stat} . Ako základ porovnania sa uvažovali hodnoty priebehov v polohe C pri spätnom po-



Obr. 5. Porovnanie priebehov uprostred rozpätia w_{mov} spôsobených pohyblivým zafazením s priebehmi od stacionárneho zafazenia w_{stat}
1 – celkové priebehy w_{tot} , 2 – priebehy vyvolané ohybovými momentami w_f , 3 – priebehy vyvolané priečnymi silami w_s .
Fig. 5. Comparison of midspan deflections due to moving load w_{mov} with those due to stationary load w_{stat}
1 – total deflections w_{tot} , 2 – deflections due to bending moments w_f , 3 – deflections due to shear forces w_s

increase of deflections due to moving load is greater than that of bending.

The shear deformations played also a decisive role as far as the differences between the deflections on top and bottom surface are concerned. In Fig. 6 the differences of total deflections under a load of $F = 280$ kN are plotted. The scales of global vertical tensile strains are given on the



Obr. 6. Zvislé rozdiely Δw_{tot} medzi priebehmi na hornom a dolnom povrchu skúšaného nosníka a zodpovedajúce zvislé pomerné pretvorenia (pri $F = 280$ kN)
a – pri pohyblivom zafazení; b – pri stacionárnom zafazení, 1 – celkové, 2 – následkom priečnych síl
Fig. 6. Vertical differences w_{tot} between the deflections of top and bottom surfaces of a tested beam, and corresponding mean vertical strains (at $F = 280$ kN)
a – under moving load, b – under stationary load, 1 – total, 2 – due to shear forces

hybe zafazenia. Celkové prieťahy w_{tot} sme rozložili na prieťahy w_1 spôsobené ohybovými momentmi a prieťahy w_2 zapríčinené priečnymi silami. Z tohto porovnania vidieť, že vplyv priečných síl na zväčšenie prieťahov následkom pohyblivého zafazenia je väčší ako vplyv ohybových momentov.

Skosenia sú rozhodujúce aj pokiaľ ide o rozdiely medzi prieťahmi na hornom a dolnom povrchu. Na obr. 6 sú znázornené rozdiely celkových prieťahov pri zafazení $F = 280$ kN. Na pravej strane obr. 6 sú stupnice zvislých pomerných predĺžení, z ktorých vyplýva, že zvislé pretvorenia dosahujú maximum približne $\varepsilon_v = 0,0014$, čo zodpovedá napätiu na oceli $\sigma_s = 300$ MPa, kým pri stacionárnom zafazení je táto hodnota polovičná. Najväčšie rozdiely zvislých posunov nastávajú pri zafazení v polohe B a D. Z toho možno odvodiť záver, že únavové charakteristiky (napr. rozkmit napätia) sa zásadne líšia od charakteristík iných častí vystuženia, ako aj od charakteristík pri opakovanom zafazení, ktoré nemení svoju polohu. Obr. 6 ďalej ukazuje, že zvislé rozdiely prieťahov spôsobujú prakticky výlučne skosenia, minimálne rozdiely sú uprostred rozpätia. Vyhodnotenie rozdielov prieťahov iba zo skosení (prerušovaná čiara) potvrdzuje tento záver.

Z hľadiska vplyvu fahaného betónu medzi trhlinami na tuhosť majú vzťahy medzi momentom a krivosťou a takisto vzťahy medzi priečnou silou a skosením, základný význam pri vypracovaní teoretických postupov. Na obr. 7 sú závislosti medzi momentom a krivosťou získané zo skúšok.

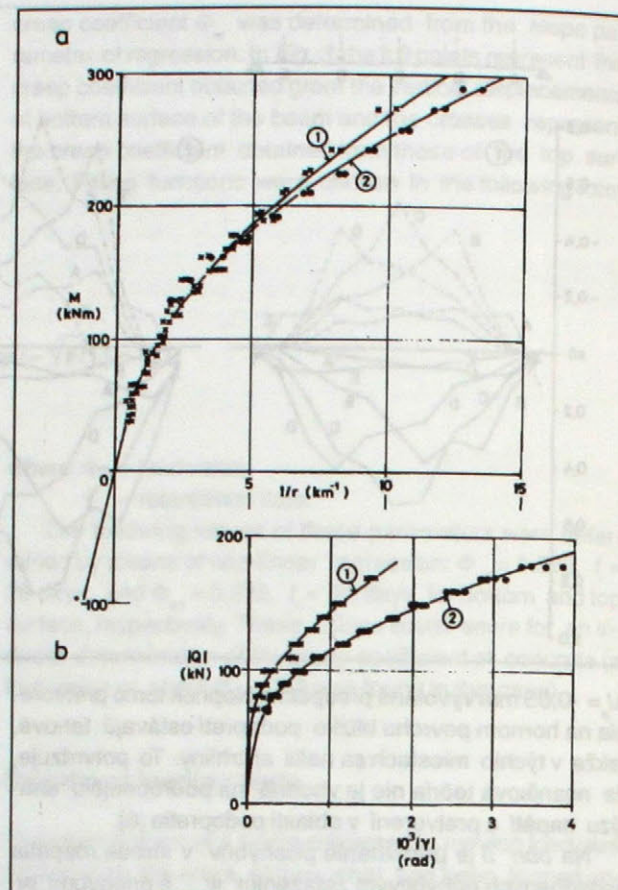
Ak vypočítaný moment na medzi vzniku trhlín je $M_{cr} = 180$ kNm a moment na medzi dekompresie je $M_{dec} = 158$ kNm, potom vplyv pohyblivého zafazenia na krivosť sa prejaví nad momentom dekompresie. Krivky 1 a 2 sme určili na základe teoretického modelu vysokého nosníka s uvažovaním výsledkov skúšok vlastností materiálov. Predpokladali sme pracovný diagram betónu v tvare kubickej paraboly a bilineárny pracovný diagram ocele. Závislosti medzi priečnou silou a skosením sú na obr. 7, z ktorého vidno, že na rozdiel od závislosti medzi momentom a krivosťou krivky pri stacionárnom 1 aj pri pohyblivom 2 zafazení nemajú spoločnú vetvu. Možno to vysvetliť tým, že sa nepoužili zakrivené predpínacie jednotky na zmenšenie hlavných napätí tak, aby sa pri odľahčení zatvárali šikmé trhliny.

Záver

Na základe výsledkov uvedených v tomto príspevku môžeme vysloviť tieto závery:

1. Meranie pozdĺžnych pretvorení na základniach usporiadaných do trojuholníkovj siete a ich vyhodnotenie metódou translokačných obrazcov umožňuje separovať pretvorenia spôsobené ohybovými momentmi od pretvorení spôsobených priečnymi silami.

2. Medzi obrazcami trhlín pri stacionárnom a pohyblivom zafazení je značný rozdiel. Na stojinách nosníkov sa pri pohyblivom zafazení objavujú aj navzájom sa križujúce trhliny.



right hand side of the figure. It can be seen that the vertical strain reaches a maximum value of about $\varepsilon_v = 0,0014$ what corresponds to a steel stress approximately $\sigma_s = 300$ MPa while it was only a half under stationary load. The largest values of vertical displacement differences occurred when the load appeared at the positions B or D. Hence, a conclusion can be drawn that the fatigue characteristics (e. g. the stress range) are essentially different from those of other parts of reinforcement and, obviously, different from those under repeated load not changing its position. The Fig. 6 also shows that the vertical differences of deflections are caused practically exclusively by shear deformations the minimum of differences being in the mid-span. The evaluation of deflection differences due to more shear (Fig. 6, dashed line) confirmed this conclusion.

In order to obtain a better experimental background for the theoretical analysis of deformations the moment versus curvature and shear force versus shear angle relationships are most significant from the viewpoint of the tension stiffening comprehension over cracking limit. In Fig. 7 the moment versus curvature relationships are plotted on the basis of test results. If it is taken into account that the calculated moment at cracking $M_{cr} = 180$ kNm and that at decompression limit is $M_{dec} = 158$ kNm then the conclusion can be drawn that the influence of moving load on curvatures becomes to be distinguishable over the moment of decompression. the curves 1 and 2 were obtained on the basis of an analytical deep beam model taking into account the test results of material properties, supposing cubic parabola for

Obr. 7. Grafické závislosti

a – medzi ohybovým momentom a krivosťou; b – medzi priečnou silou a skosením, 1 – stacionárne zafazenie uprostred rozpätia, 2 – pohyblivé zafazenie

Fig. 7. Graphic dependence

a – bending moment versus curvature; b – shear force versus shear angle, 1 – beam subjected to stationary load located in midspan, 2 – beams subjected to moving load

3. Pozorovali sa trhliny, ktoré vznikali na hornom povrchu nosníka v miestach podopretia. To potvrdzuje, že jednoduchá nosníková teória nemôže vystihnúť správanie sa nosníkov v týchto oblastiach.

4. Rozloženie celkových prieťahov na prieťahy spôsobené ohybom a prieťahy zapríčinené priečnymi silami ukázalo, že vplyv priečných síl na prírastok prieťahov pri pohyblivom zafazení je výraznejší ako vplyv ohybových momentov.

5. Opísaná metóda merania umožnila zistiť aj rozdielne prieťahy na hornom a dolnom povrchu nosníka. Na základe toho možno vyhodnotiť zvislé predĺženia. Zistilo sa, že rozdiely spôsobujú hlavne skosenia.

6. Závislosti medzi momentom a krivosťou, ako aj medzi priečnou silou a skosením možno vyhodnotiť oddelene.

LITERATÚRA

- [1] Janovic, K. – Kupfer, H.: Teilweise Vorspannung – Plattenversuche. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 351, 1984, s. 47-125.
- [2] König, G. – Maurer, R. – Zichner, T.: Spannbeton. Bewehrung im Brückenbau. Springer Verlag, Berlin 1986.
- [3] MacGregor, J. G. – Sies, C. P. – Sozen, M. A.: Behavior of prestressed concrete beams under simulated moving loads. ACI Journal 63, č. 7, s. 835-842.
- [4] Naaman, A. – Siriakson, A.: Serviceability based design of partially prestressed beams. Part 1: Analytic formulation. PCI Journal 24, 1979, č. 2, s. 64-89.
- [5] Ringdal, A.: Deformation in shear/moment regions of partially prestressed concrete beams. Contribution to the International Congress "Partial Prestressed Concrete Structures", Bratislava 1988.
- [6] Schlaich, J. – Weischede, D.: Ein praktisches Verfahren zum methodischen Bemessen und Konstruieren im Stahlbetonbau. CEB Bulletin, č. 150, 1982.

stress - strain diagram of concrete and bilinear stress-strain diagram for steel. In Fig. 7 the shear force versus shear angle relationships are plotted. It can be seen that in comparison with the moment versus curvatures relationships the curve under the moment versus curvatures relationships the curve under stationary load 1 and that under moving load 2 have not a common branch. This result can be explained by the fact that no curved prestressing units were used to reduce the principal stresses able to close the inclined cracks after unloading.

Conclusion

On the basis of the results presented in this study the following conclusions may be made.

1. The measurement of elongations on distance arranged networks and the evaluation using method of translocations enabled to separate the deformations due to bending moments from those due to shear forces.

2. Anoticeable difference in crack pattern could be observed between the effects of stationary loading and those of moving load. The crossing inclined cracks occurred in web of beams subjected to moving load.

3. The cracks on the top surfaces over supports were observed. It confirms that the simple beam theory cannot be applied for these regions with sufficient accuracy.

4. The separation of total deflections into those due to bending moments and those due to shear forces showed that the latter had relatively larger influence on the increase of deflections under moving load.

5. The differences between the deflections of top surface and those of the bottom one were evaluated using the described method of measurement. In that way, the vertical tensile strains were obtained. It was found that those differences were caused almost exclusively by shear deformations.

6. The moment versus curvature and shear force versus shear angle relationships could be also separately evaluated. It was found again that the influence of moving load is more remarkable in the case of shear deformations.

7. The obtained results could also serve for verifications of analytical models of behaviour of beams subjected to moving loads.

Meranie sily v predpínacej výstuži

Force Measuring of Prestressing Steel



Andrej Jaroševič – Milan Chandoga

V článku je stručne opísaný princíp elastomagnetickej metódy na meranie mechanického napätia v oceľových lanách a na konkrétnych príkladoch sú ukázané možnosti jej využitia v stavebnej praxi. Metóda bola použitá pri sledovaní napätosti zainjektovaných a voľných káblov letmo betónovaných a segmentových mostných konštrukcií a na meranie sily v závesoch závesných mostov. Dovoľuje dlhodobu sledovať napätosť predpínacej výstuže s presnosťou $\pm 2\%$, pričom meracie snímače (aj zabetónované) majú prakticky neohraničenú životnosť.

Vlastnosti konštrukcií z predpätého betónu v podstatnej miere závisia od skutočnej hodnoty predpínacej sily, vnesenej do konštrukcie prostredníctvom súdržnej a nesúdržnej predpínacej výstuže alebo vonkajšieho predpätia. Podobne aj vlastnosti zavesených mostov sú značne ovplyvnené skutočnou hodnotou sily v závesoch mosta.

Pri vnášaní predpätia do predpínacej výstuže môžeme s dostatočnou presnosťou ($\pm 1\%$) merať silu v okamihu tesne pred zakotvením predpínacej jednotky. Hodnotu sily určujeme zo známej plochy piesta predpínacej pištole a hydraulického tlaku, resp. pri dokonalejších predpínacích pištoľiach podľa zabudovaného dynamometra (najčastejšie tenzometrického). Pri periodickej kontrole predpínacej techniky možno zaručiť projektovanú hodnotu sily pôsobiacej na predpínaciu jednotku pred zakotvením.

Zistiť skutočnú hodnotu sily v predpínacej jednotke po zakotvení, rozdelenie sily po dĺžke predpínacej jednotky (často viackrát zakrivenej), rozdelenie sily medzi jednotlivé laná predpínacieho kábla, časové zmeny sily a zmeny sily v prevádzkových podmienkach je náročná úloha. Vo väč-

Concise description of elastomagnetic method principles for measuring mechanical stress in prestressing steel is given and the possibilities of its use in building practice are demonstrated. The method was used to follow up state of stress in grouted and external prestressing tendons of prestressed concrete bridges, as well as the force in the stays of cable-stayed bridges. This method enables longterm measuring of prestressing force with accuracy of $\pm 2\%$.

Service properties of prestressed concrete structure depend on the real value of prestressing force, which is in substantial extent introduced through the bonded or unbonded prestressing steel, or external prestressing into the structure. Cable stay bridges considerably depend on the real force value in bridge stays alike.

It is possible to measure force with sufficient accuracy (± 1 p.c) while the prestressing steel is prestressed in the moment just before the prestressing unit is anchored. We evaluate the force from the known prestressing hydraulic jack piston area and hydraulic pressure value or according to the built in dynamometer (most frequently strain gauged). It is possible to guarantee the designed force value acting on the prestressing unit before anchoring by periodical check.

It is a challenging task to find out the accurate force value

- in the prestressing unit after its anchoring,
- distribution along the prestressing unit length (frequently several time curved),
- distribution among single prestressing unit strands,
- time-depending changes in the service conditions.

These values are determined by calculation in the vast majority of cases by starting at the average loss values by anchoring, coefficients of friction, relaxation etc. found out in laboratory conditions.

The method of measuring the real force value in the prestressing unit calls for fitting the annular dynamometer under the prestressing unit's anchorage head. This method can be used in the case of one strand prestress-

šine prípadov sa tieto hodnoty určujú výpočtom, pričom sa vychádza z priemerných hodnôt strát pri kotvení, koeficientov trenia, relaxácie a pod., zistených v laboratórnych podmienkach.

Doteraz najbežnejší spôsob merania skutočnej hodnoty sily v predpínacej jednotke vyžaduje osadenie prstencového dynamometra pod kotevnú objímku predpínacej jednotky. Tento spôsob je vhodný pri jednolánových predpínacích jednotkách; pre káble treba použiť klbové ukončenie prstencového dynamometra alebo špeciálne dynamometre, necitlivé na nerovnomerné namáhanie po obvode prstenca. Takéto rozmerné a nákladné riešenie však umožňuje merať iba silu tesne pod kotvou predpínacej jednotky.

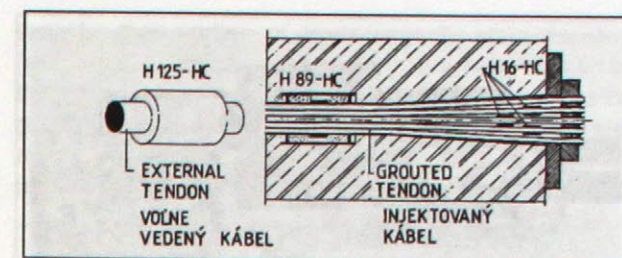
V súčasnosti jediná prakticky použiteľná metóda na bezkontaktné a dostatočne presné (lepšie ako $\pm 2\%$) meranie skutočnej hodnoty sily v ľubovoľnom priereze predpínacej jednotky je elastomagnetická metóda. Tento príspevok ponúka možnosti uplatnenia tejto metódy pri meraní skutočnej hodnoty predpínacej sily v stavebných konštrukciách.

Fyzikálny princíp, meracie snímače a meracia aparatura

Základom elastomagnetickej metódy je skutočnosť, že magnetické vlastnosti ocele sa menia pri jej mechanickom namáhaní (podobne ako sa mení elektrický odpor vodiča, čo je podstatou odporových tenzometrov). V porovnaní s odporovou tenzometriou je elastomagnetická metóda asi

Tabuľka 1
Table 1

Typ snímača Type of the gauge	Typické použitie Typical application	Rozmery: dĺžka x priemer Dimensions: l x dia. (mm)	Vnútny priemer Inner dia. (mm)	Hmotnosť snímača Mass of the gauge (kg)	Príkon snímača Power into the gauge (W)
H8M	drôty a laná do $\varnothing 7,8$ mm	75 x 30	8,5	0,25	5
H16HC	tyče a laná do $\varnothing 15,5$ mm	75 x 38	16,5	0,35	20
H21M	laná $\varnothing 15,5$ mm s PE obalom	90 x 38	21,5	0,45	25
H89HC	káble do 13 lán $\varnothing 15,5$ mm	250 x 170	89	10	100
H125HC	káble do 19 lán $\varnothing 15,5$ mm	250 x 200	125	15	200
H225	káble do 70 lán $\varnothing 15,5$ mm	500 x 335	225	100	500



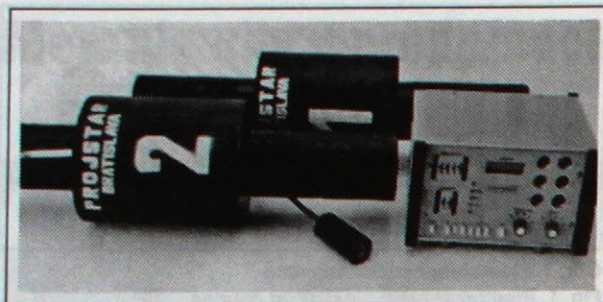
Obr. 1. Elastomagnetické snímače
Fig. 1. Elastomagnetic measuring gauges

ing units without problems. Jointed ending of the annular dynamometer or special dynamometers, which are insensitive on the uneven stressing around the ring circumference are needed in the case of cables.

The only method practically applicable till now, which makes possible contactless and sufficient precision measurements (better than ± 2 p.c.) of the real force value in any arbitrary cross-section, is the elastomagnetic method. We will illustrate in this paper possibilities of applying this method by measuring the real prestressing force in building structures.

Physical principle, measuring gauges and measuring device

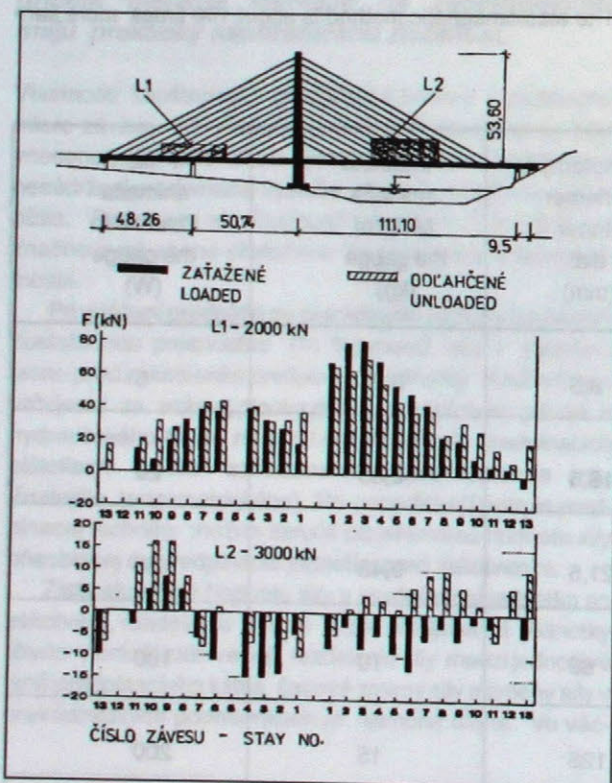
Principle of the elastomagnetic method is the reality, that magnetic properties of the steel change through the influence of mechanical stressing (like of electric resistance of conductors which are the substance of strain gauges). The elastomagnetic method is about 100 times more sen-



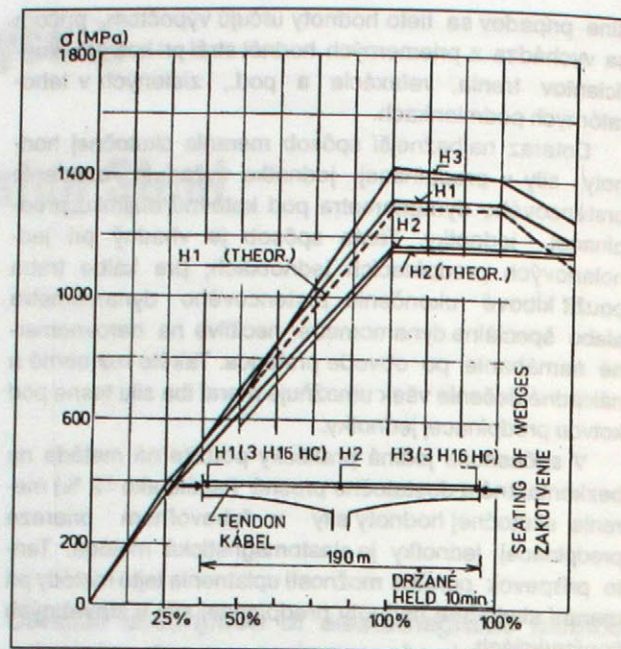
Obr. 2. Meracia aparátúra
Fig. 2. Measuring device

100-krát citlivejšia. Zatiaľ čo relatívna zmena odporu tenzometra je približne 10^{-5} MPa^{-1} , relatívna zmena permeability ocele je asi 10^{-3} MPa^{-1} . Elastomagnetická metóda umožňuje bez problémov merať zmeny mechanického napätia menšie ako 1 MPa.

Meracie snímače majú najčastejšie tvar dutého valca (obr. 1), ktorého stredom prechádza meraný prvok (tyč, drôt, lano alebo kábel). Snímač tvorí primárne a sekundárne vinutie, uložené v ochrannom oceľovom kryte a zaliate izolačným materiálom. Snímač nie je v mechanickom kontakte s meraným prvkom, nemožno ho preťažiť, je odolný proti vode a mechanickému poškodeniu, jeho vlastnosti sa s časom nemenia a má prakticky neohraničenú životnosť. Na meraciu aparátúru je pripojený káblom dĺžky až do 500 m. Parametre typických doteraz použitých snímačov sú zhrnuté v tab. 1.



Obr. 3. Zmena napätosti závesov pri zatažovacej skúške mosta v Táboře
Fig. 3. Stress change as measured at cable-stays during the load test of cable-stayed bridge Tabor



Obr. 4. Priebeh napätosti injektovaného kábla pri napínaní
Fig. 4. Stress distribution of grouted tendon during prestressing

sitive. Relative change of the steel magnetic permeability is about 10^{-3} MPa^{-1} , while the relative change of strain gauge electric resistance is about 10^{-5} MPa^{-1} . The elastomagnetic method enables the measuring of mechanical strain changes less than 1 MPa without problems.

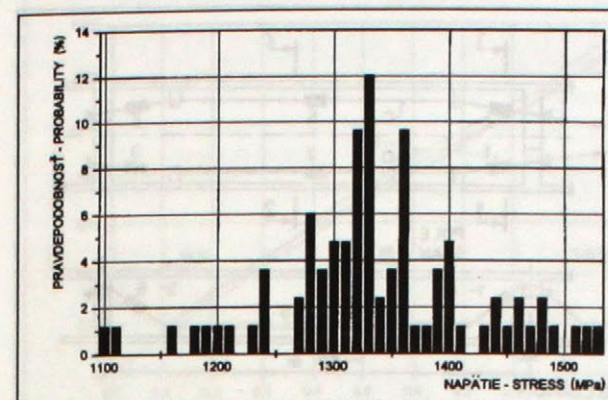
Measuring gauge – mostly hollow cylinder (Fig. 1), middle of which the measured element (bar, wire, strand or unit) passes through. Measuring gauge consists of a primary and secondary winding, mounted in a protective steel shield and sealed with an insulating substance. The measuring gauge is not in mechanical contact with the measured element, can't be overloaded, is water and mechanical injury proof, its characteristics are unchanging in time and its lifetime is serviceably unlimited. The measuring gauge is connected to the measuring equipment with a cable up to 500 meters long. Parameters of the measuring gauges used till now are shown in Tab. 1.

Measuring device (Fig. 2) feeds the primary winding of the measuring gauge and it processes the voltage, induced in the secondary winding. We get directly values of force and temperature in the measured place on the measuring device output. It is possible to connect the measuring device to the control computer through the serial interface RS232.

Accuracy of the elastomagnetic method is influenced by the change

- measuring device parameters with time,
- measured element temperature,
- its elastomagnetic characteristics scatter.

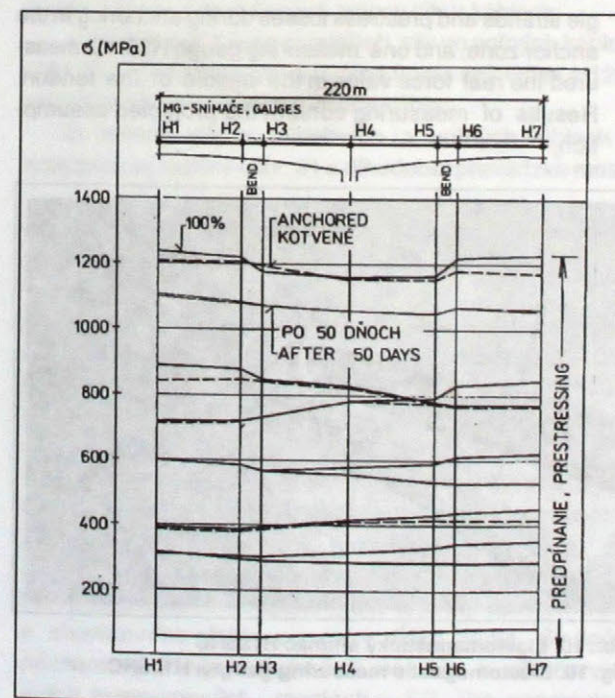
Influence of the measuring device parameters change is excluded by its autocalibrating before every measurement. The temperature influence (like in the case of resistive strain gauges) is possible to exclude either using the compensating measuring gauge or mathematically. We



Obr. 5. Napätie merané na 83 lanách 15 injektovaných káblov mosta Lafranconi v prechodovom obale kotvy
Fig. 5. Stress distribution as measured at 83 strands of 15 grouted tendons - Lafranconi bridge

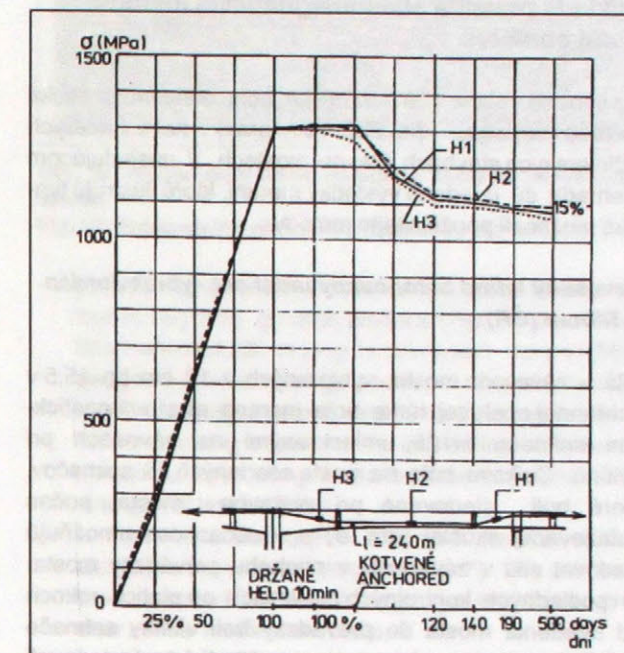
Meracia aparátúra (obr. 2) napája primárne vinutie snímača a spracúva napätie indukované v sekundárnom vinutí. Na výstupe aparátúry získame priamo hodnotu sily a teploty v meranom mieste. Aparátúru možno napojiť cez sériové rozhranie RS232 na radiaci počítač.

Presnosť merania elastomagnetickou metódou ovplyvňuje zmena parametrov meracej aparátúry s časom, zmena teploty meraného prvku a rozptyl jeho elastomagnetických charakteristík. Vplyv zmien parametrov meracej aparátúry je vylúčený jej autokalibráciou pred každým meraním. Vplyv teploty možno (podobne ako pri odporových tenzometroch) vylúčiť buď použitím kompenzačného snímača, alebo matematicky. Rozptyl elastomagnetických charakteristík (napr. pre lano Lp 15,5 je maximálne $\pm 5 \%$ pri mechanickom napätí nad 800 MPa)



Obr. 6. Priebeh napätosti 220 m dlhých káblov mosta Lafranconi
Fig. 6. Stress time behaviour of very long grouted tendons - Lafranconi bridge

exclude the scatter of elastomagnetic characteristics (which is e. g. for the strand 15.5 mm dia. max $\pm 5 \text{ p.c.}$ by the stress more than 800 MPa) through the measuring gauge calibration with the sample of the really used element. Uncertainty is less than $\pm 2 \text{ p.c.}$ in plant conditions using the calibrated and compensating measuring gauges.



Obr. 7. Priebeh napätosti voľne vedeného kábla
Fig. 7. Stress time behaviour of external tendon

Examples of using the elastomagnetic method in civil engineering

The elastomagnetic method was successfully used in practice on many engineering structures, mainly on bridges, during the years 1987-1994. Measuring results, exemplifying typical possibilities of using this method are given in the following survey.

Cable-stay concrete bridge across Jordan pond in the town Tabor (Czech Republic)

The force in the bridge stays, made from the 18 strands Lp 15.5 mm dia., placed in a steel cover tube, was measured by elastomagnetic measuring gauges H125, situated on the stays near pylone. There were established 26 measuring gauges altogether, which were followed during the whole bridge construction, during the loading test (Fig. 3) and it makes possible to follow the forces during the bridge traffic. All measuring gauges were functional and measured stress values corresponded with calculated limits by the last control measurements, after five years since the bridge was given in service.

Prestressed concrete bridge across the Danube river in Bratislava-called Lafranconi (Slovak Republic)

The extent in which the elastomagnetic method was used in construction of this bridge with the main span

sa eliminuje kalibráciou meracieho snímača so vzorkou skutočne použitého prvku. Pri použití kalibrovaného meracieho snímača a kompenzačného snímača je v prevádzkových podmienkach neistota merania menšia ako $\pm 2\%$.

Príklady použitia elastomagnetickej metódy v stavebníctve

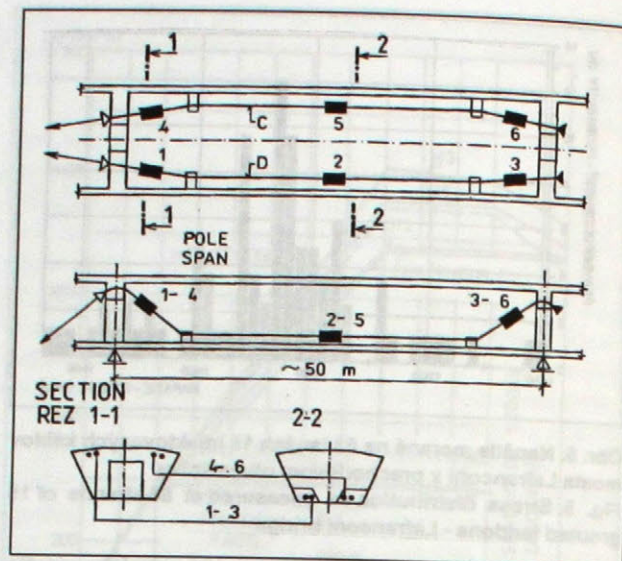
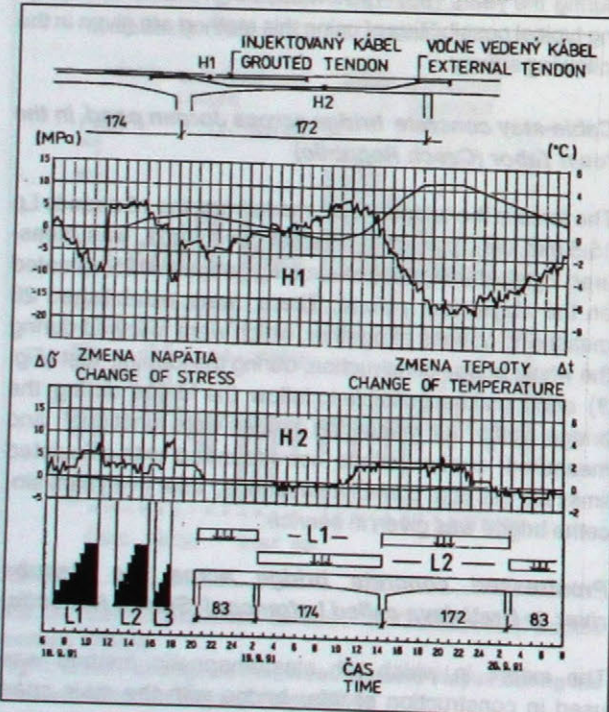
V priebehu rokov 1987 až 1994 bola elastomagnetická metóda úspešne použitá v praxi na viacerých inžinierskych stavbách, hlavne mostoch. V nasledujúcom prehľade sú uvedené výsledky meraní, ktoré ilustrujú typické možnosti použitia tejto metódy.

Zavesený letmo betónovaný most cez rybník Jordán v Táboře (ČR)

Sila v závesoch mosta, vytvorených z 18 lán Lp 15,5 v ochrannéj oceľovej rúrke bola meraná elastomagnetickými snímačmi H125, umiestnenými na závesoch pri pylóne. Celkovo bolo na moste osadených 26 snímačov, ktoré boli sledované pri výstavbe mosta, počas zafazovacej skúšky (obr. 3) a v súčasnosti umožňujú sledovať silu v závesoch v priebehu prevádzky mosta. Pri posledných kontrolných meraniach po piatich rokoch od uvedenia mosta do prevádzky boli všetky snímače funkčné a namerané hodnoty napätosti korešpondovali s výpočtovými.

Letmo betónovaný most cez Dunaj v Bratislave pri Lafranconi (SR)

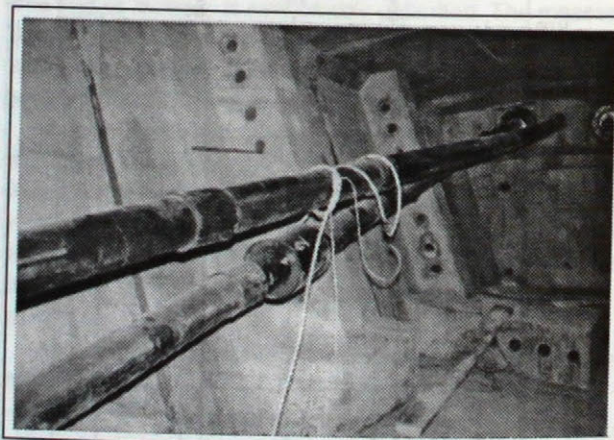
Pri výstavbe tohto mosta s rozpätím hlavných polí 172 m sa elastomagnetická metóda použila v mimoriadne veľkom rozsahu. Cieľom merania bolo sledovať:



Obr. 9. Geometria voľne vedeného kábla typického poľa zo segmentov Doprastav-FI
Fig. 9. Geometry of typical span made of prefabricated segments Doprastav-FI

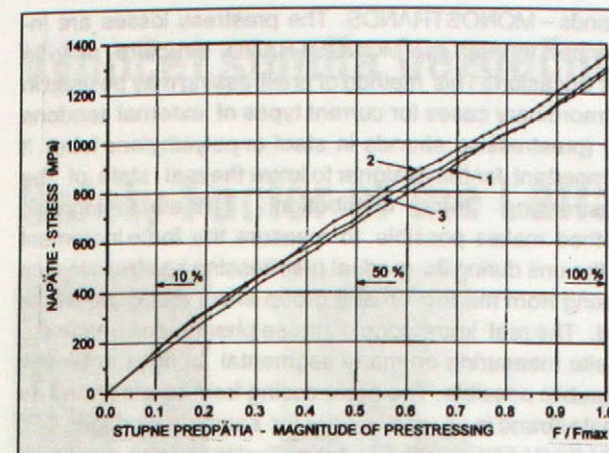
length 172 m was sporadic in the world [1]. Aim of this measuring was:

- to follow up the force in the prestressing cement grouted tendons during prestressing (Fig. 4), to find out the force distribution between individual strands of the tendon (Fig. 5) and distribution of the force along the tendon. The selected grouted tendons were fitted with 3 measuring gauges H16M (Fig. 1) on both ends of the tendon in the anchor sleeves, which enabled to follow distribution of the tendon force between the single strands and prestress losses during anchoring in the anchor zone, and one measuring gauge H89HC measured the real force value in the middle of the tendon. Results of measuring confirm the projected assumption,



Obr. 10. Elastomagnetický snímač H125HC
Fig. 10. Elastomagnetic measuring gauges H125HC

- ← Obr. 8. Zmena napätia injektovaného a voľne vedeného kábla pri zafazovacej skúške mosta Lafranconi
Fig. 8. Change of stress of grouted and external tendon during load test of Lafranconi bridge



Obr. 11. Predpínanie voľne vedených káblov segmentového mosta Chocholná-Skala
Fig. 11. Stress distribution along external tendon - segmental bridge Chocholná-Skala

a) silu v súdržných predpínacích kábloch pri vnášaní predpätia (obr. 4), zistiť rozdelenie sily medzi jednotlivé láná kábla (obr. 5) a rozdelenie sily po dĺžke kábla. Na vybraných súdržných kábloch boli osadené po 3 snímače H16HC (obr. 1) na oboch koncoch kábla v prechodovom obale kotiev na sledovanie rozdelenia sily medzi jednotlivé láná kábla a strát pri kotvení v oblasti kotvy a jeden snímač H89HC, ktorý meral skutočnú hodnotu sily v strede kábla. Výsledky meraní potvrdzujú predpoklady projektu;

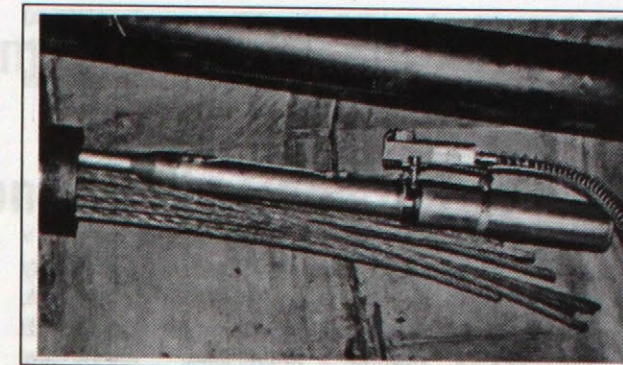
b) straty trením a časový priebeh sily vo veľmi dlhých súdržných kábloch (obr. 6). Na vybraných súdržných kábloch dĺžky 220 m bolo osadených po 7 snímačov H89HC v oblasti kotiev, v strede kábla a tesne pred a za ohybmi kábla. Toto meranie umožnilo zistiť rozdelenie sily po dĺžke týchto káblov, ako aj časové zmeny sily v kábloch;

c) rozdelenie a časový priebeh sily vo voľných kábloch (obr. 7). Voľné káble boli osadené tromi snímačmi H125 v oblasti oboch kotiev a v strede kábla;

d) zmeny sily v súdržných a voľných kábloch pri zafazovacej skúške (obr. 8) a dlhodobej prevádzke mosta.

Meranie sily v súdržných a voľných kábloch predpínaných jednotlivo po lánach

Predpínanie voľných káblov po jednotlivých lánach je bežné pri kábloch zostavených z nesúdržných lán MONOSTRAND. V tomto prípade straty z trenia pri predpínaní sú ovplyvnené len konštrukciou lán MONOSTRAND. V mimoriadnych prípadoch sa táto technológia dá použiť i pri štandardných typoch voľných káblov (predpínacie láná v oceľovej, resp. polyetylénovej rúre). Pre projektanta je dôležité poznať skutočné rozdelenie predpínacej sily. Elastomagnetická metóda umožňuje merať prírastky v kábli pri jeho postupnom napínaní, ako aj straty účinkom trenia a skupinového efektu po celej dĺžke kábla. Skutočné poznanie týchto javov umožnili merania in-situ na viacerých segmentových mostoch v SR. Pre segmentové mosty typu Doprastav-FI sa predpínanie po lánach stalo bežnou záležitosťou. Na obr. 9 a 10 je znázornené jedno pole mosta s charakteristickým vedením voľných káblov.

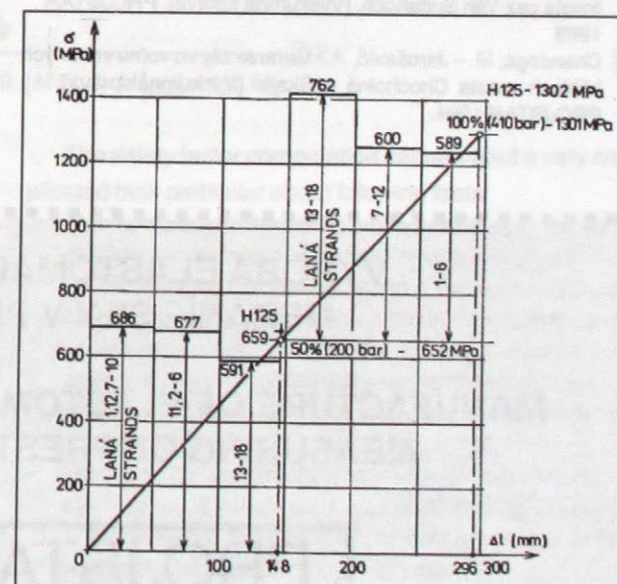


Obr. 12. Predpínanie voľne vedeného kábla po jednotlivých lánach
Fig. 12. Prestressing of external tendon by Monostrand Jack

- to follow up the prestress losses and force-time behaviour in very long grouted tendons (Fig. 6). There were fitted selected 220 m long tendons with seven H89HC gauges in the anchor zones, in the middle of the tendon and close before and behind the tendon bend. This measuring enables us to find out not only the distribution of force along these tendons, but also the time changes of tendon force,
- to follow the distribution and time dependent force distribution in external tendons (Fig. 7). The unbonded tendons were fitted with three gauges H125 in both anchor zones and in the middle,
- to follow force changes in grouted and external tendons during loading test (Fig. 8) and long-lasting bridge service.

Force measuring on external tendons prestressed from single strand to single strand

Prestressing single strands of external tendons are in general use in the case of units, set up out of unbonded



Obr. 13. Porovnanie napätosti vypočítanej z predĺženia s nameranou – estakáda V1 v Bratislave
Fig. 13. Comparison of the stress calculated out of measured elongations with measured values by magnetoelastic method - V1 Bratislava

Výsledky merania sily v kábli pri postupnom napínaní lán sú na obr. 11 a 12. Na obr. 13 je porovnanie napätosti vypočítanej z nameraných predĺžení s hodnotami monitorovanými elastomagnetickými snímačmi.

Záver

Skúsenosti pri aplikáciách elastomagnetickej metódy v praxi potvrdili, že ide o spoľahlivú, presnú a prakticky použiteľnú metódu, ktorú možno aplikovať aj v prípadoch, keď ostatné metódy na meranie sily v predpínacej výstuži sú nepoužiteľné. Zároveň s praktickými aplikáciami metódy prebiehal aj vývoj a zdokonaľovanie meracích snímačov a meracej aparatury. Doteraz vyvinuté valcové meracie snímače a meracia aparatura umožňujú merať silu v predpínacej výstuži od drôtov Ø 3 mm až po káble na predpínanie ochranných obálok jadrových elektrární s prierezom 10 000 mm², napínaných silou 10 MN. V súčasnosti prebieha vývoj elastomagnetických snímačov príložného typu na meranie sily v predpínacej výstuži bez nevyhnutnosti inštalovať merací snímač vopred pri výstavbe.

strands – MONOSTRANDS. The prestress losses are influenced through the MONOSTRAND structure only in this occasion. This method of prestressing may be used in extraordinary cases for current types of external tendons too (prestressing strands in steel or polyethylene tube). It is important for the designer to know the real state of the prestressing force distribution. The elastomagnetic method makes possible to measure the force increment in the unit during its gradual prestressing as stress losses arising from the friction and group effect along the whole unit. The real knowledge of these phenomena made the in-situ measuring on many segmental bridges in Slovak Republic possible. The prestressing from single strand to single strand is an usual matter for segmental bridges DO-PRASTAV-FREYSSINET type. Typical bridge span with characteristic external tendons is drawn in Fig. 9 and 10. The results of measuring of the strand force in the gradually prestressed tendon according [2] are in Fig. 11 and 12. Comparison of the stresses calculated out of measured elongations with values given by elastomagnetic gauges according [3] is in Fig. 13.

Conclusion

Our experience confirms that the elastomagnetic method is reliable, precise and practically applicable, which is useful also in cases, when other methods of measuring force in prestressing steel are unapplicable. Development and innovation of the measuring gauges and measuring device was in progress simultaneously with serviceable applications of this method. Both cylindric measuring gauges, developed till now, and the measuring device make possible to measure prestressing steel force in wires from 3 mm dia. up to units with the total cross sectional area 10 000 mm², prestressed with 10 MN force, destined for prestressing of nuclear power plant containments. Gauges attachable to prestressing units are in development now. They make the measuring of prestressing steel force possible without the necessity to install the measuring gauge during the construction beforehand.

LITERATÚRA

- [1] Chandoga, M. – Jaroševič, A.: Long and short time stress behaviour of very long grouted and external tendons designed for the Lafranconi bridge. In: Proceedings. International conference "Bridges on Danube". Vienna, Sept. 7 – 12, 1992.
- [2] Chandoga M. – Jaroševič, A.: Meranie sily vo voľných kábloch mosta cez Váh Sučanoch. [Výskumná správa]. PROJSTAR 1993
- [3] Chandoga, M. – Jaroševič, A.: Meranie sily vo voľne vedených kábloch mosta Chochoľná – Skala. [Výskumná správa]. PROJSTAR 1994.

VÝROBA ELASTOMAGNETICKÝCH SNÍMAČOV, MERANIE SILY V PREDPÍNACEJ VÝSTUŽI

MANUFACTURE OF ELASTOMAGNETIC GAUGES AND DEVICES, MEASURING OF PRESTRESSING FORCES IN-SITU



Nad Dunajom 50,
841 04 Bratislava,
Slovak republik,
Tel/fax 722 432

Výpočet stupňa bezpečnosti mosta Lafranconi

Safety Factor of the Lafranconi Bridge Calculation



Ľudovít Fillo – Jaroslav Halvonik

Pri navrhovaní mosta Lafranconi, predpínaného klasickými aj voľnými káblami a budovaného letmou betonážou, bolo nevyhnutné vypočítať medznú ohybovú únosnosť, resp. analyzovať rozhodujúce parametre na posúdenie konštrukcie podľa stupňa bezpečnosti [1]. Zložitosť problému si vyžiadala vytvoriť špeciálny výpočtový postup, ktorý umožňuje získať rozhodujúce parametre na posúdenie.

Pri posudzovaní mosta Lafranconi sa určoval aj stupeň bezpečnosti s proti dosiahnutiu medznej únosnosti v súlade s ČSN 73 1251. Pre letmo budované mosty a mosty predpínané rôznymi typmi káblov bolo treba vzorec z čl. 69 [1] prepracovať na tvar

$$s = \frac{M_u - M_p}{0,9 \cdot [M_g + M_{g1} + M_p^g] + 0,9 \cdot [M_{p1s}^i + M_{p2s}^i] + 1,1 \cdot M_v} \geq 2 \quad (1)$$

Výpočet stupňa bezpečnosti v danom prípade predstavoval veľmi komplikovanú úlohu, ktorej náročnosť vyplýva z najsledujúcich skutočností:

- Most, vybudovaný metódou letmej betonáže, tvorí staticky neurčitá konštrukcia, ktorá počas výroby viackrát zmenila statický systém. Dôsledkom je časová závislosť prierezových síl od zaťaženia (vlastná tiaž, staticky určité káble), ktoré začali pôsobiť na iný statický systém ako hotová konštrukcia $M_g = f_1(t)$, $M_{p1s}^i = f_2(t)$.
- Nosná konštrukcia má premenný prierez s rôznym stupňom vystuženia tvrdou a mäkkou výstužou. Preto sa kritický prierez určuje bežnými metódami veľmi ťažko.
- Na predpínanie konštrukcie sa použil hybridný systém predpätia. Časť tvrdej výstuže tvoria staticky určité a staticky neurčité káble so súdržnosťou, pričom druhú

In connection with determination of the safety factor of the Lafranconi Bridge, prestressed by internal and external cables and constructed by cantilever balance method, it was necessary to use nonlinear analysis by the compilation of ultimate bending moment and readjust the standard formula for this special construction.

Determination of the safety factor s against reaching the ultimate bending strength according the ČSN 73 1251 [1] standard was one of the ways to appreciate the Lafranconi bridge too. It was needed to readjust the standard formula from the art. 69 [1] to the form (1) for as the overhung bridges as that one prestressed with various types of cables

The safety factor computation represented a very complicated task particular about following facts:

- The concrete bridge built by the cantilever balanced method represents a statically indetermined structure which changed the statical system during construction many times. Consequence of this is time dependancy of the cross-sectional forces from the loading (own weight, cables statically determinated) which began to act on a different static system represented like the ready built structure: $M_g = f_1(t)$, $M_{p1s}^i = f_2(t)$.
- The load bearing structure has a variable cross section with various reinforcement and prestressing steel ratio. That makes it very difficult to determine the critical cross section with common methods.
- The hybrid prestressing system was used on structure prestressing. One prestressing part make the grouted statically determinate together with statically undeterminate prestressing steel cables the second one make ungrouted so called unbonded cables. The

Doc. Ing. Ľudovít Fillo, CSc. – dekan SvF STU, Radlinského 11, 813 68 Bratislava; Ing. Jaroslav Halvonik, CSc. – KBKM SvF STU, Starohorská 2, 813 68 Bratislava.

časť predpätia predstavujú voľné káble bez súdržnosti, pri ktorých v dôsledku chýbajúcej súdržnosti neexistuje kompatibilita pomerného pretvorenia tejto výstuže a betónového prierezu $\Delta \varepsilon_p = f_\varepsilon(u, w, \Phi) \Rightarrow M_p^e = f_M(u, w, \Phi)$.

Preto bolo treba mostnú konštrukciu vyšetrovať ako celok.

- Výpočet medznej únosnosti vychádza z metódy medzných pretvorení, kde zohľadňujeme aj nelineárne oblasti pracovným diagramom $\sigma - \varepsilon$ výstuže a betónu (materiálová nelinearita).

Na výpočet medznej ohybovej únosnosti mosta Lafranconi sa použil výpočtový program spracovaný na Katedre betónových konštrukcií a mostov STU v Bratislave. Program umožnil podrobnú analýzu konštrukcie ako celku až do ohybového porušenia. Pri zvolených spôsoboch zaťažovania určil kritické prierezy konštrukcie so súčasným výpočtom momentu na medzi únosnosti M_u a výsledného účinku voľných káblov M_p^e , v ktorom je zohľadnený aj prírastok napätia v nesúdržnej výstuži od deformácií mosta.

Program počíta medznú ohybovú únosnosť prírastkovou metódou prístupom zdola. Pre každý prírastok zaťaženia ΔP_i resp. pre každé iteratívne priblíženie sa určujú prierezové sily ($\Delta M_i, \Delta N_i, \Delta Q_i$) a deformácie ($\Delta u_i, \Delta w_i, \Delta \Phi_i$) vo zvolených uzlových bodoch nosníka. V týchto bodoch sú súčasne definované prierezy, ktoré rozdeľujú konštrukciu na nosníkové elementy. Tuhosť každého nosníkového elementu je vypočítaná ako priemer tuhostí prierezov.

Vrstvičkový model prierezu (obr. 1) umožňuje pri výpočte tuhosti zohľadniť meniace sa fyzikálno-mechanické vlastnosti materiálov (betón, oceľ) v závislosti od hladiny namáhania vyjadrenej ε . Za predpokladu platnosti Bernoulliho a Navierovej hypotézy možno vyjadriť

$$\varepsilon_o = \varepsilon_o + \Delta \varepsilon_o + (\chi_o + \Delta \chi_o) \cdot (z - z_o) \Rightarrow E(\varepsilon) = \frac{d\sigma(\varepsilon)}{d\varepsilon} \quad (2)$$

$$\{\varepsilon_o, \chi_o\}^T = [K^S]^{-1} \cdot \{N, M\}^T \quad (3)$$

$$\{\Delta \varepsilon_o, \Delta \chi_o\}^T = [K^S]^{-1} \cdot \{\Delta N, \Delta M\}^T \quad (4)$$

compatibility of the relative unbonded cables strain with concrete section does not exist:

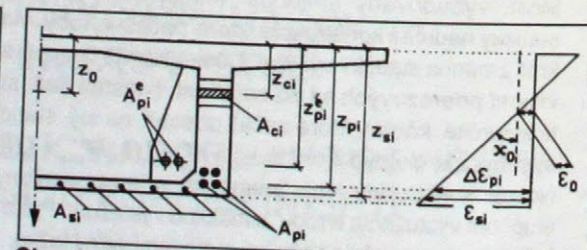
$$\Delta \varepsilon_p = f_\varepsilon(u, w, \Phi) \Rightarrow M_p^e = f_M(u, w, \Phi)$$

For this reason we needed to investigate the bridge structure as a unit.

- Limit load capacity calculation is based on the limit strain method where we take account of the material nonlinearity i. e. the nonlinear zone of stress-strain diagrams of steel and concrete.

Computer program processed on the Department of concrete structures and bridges, STU Bratislava was used on the Lafranconi bridge flexural strength analysis. The computer program made possible the detail analysis of the whole structure as far as the flexural failure. It determined the critical cross sections of the structure for the chosen loading schemes and computed the ultimate bending moment M_u as well together with the resulting influence of the unbonded cables effect M_p^e which takes account on an unbonded steel stress increment resulting the bridge strains too.

The ultimate flexural strength is analysed by the computer program with the increment method from below. The cross sectional forces ($\Delta M_i, \Delta N_i, \Delta Q_i$) and deformations ($\Delta u_i, \Delta w_i, \Delta \Phi_i$) in the chosen beam nodular points are calculated for every load increment ΔP_i and for every iterative approach respectively. Cross sections which divide the structure on beam elements are defined in those points as well. Every beam element stiffness is computed as an average cross sectional stiffness. Cross sectional model in layers Fig. 1 enables by the stiffness analysis to make possible to change the physico-mechanical material characteristics (concrete, steel) depending on their stress-level characteristics expressed as ε . It is possible to express it if we assume that the Bernoulli and Navier hypothesis is true



Obr. 1. Model a parametre pomerného pretvorenia priečneho rezu

Fig. 1. Model and strain parameters of cross-section
Obr. 2. Silová interpretácia výpočtu momentu únosnosti
1 – voľné káble, 2 – staticky určité vnútorné káble, 3 – staticky neurčité vnútorné káble

Fig. 2. Force Interpretation of ultimate bending moment calculation

1 – external tendons, 2 – statically determinate internal tendons, 3 – statically indeterminate internal tendons

Vypočítaným prierezovým silám ($\Delta M_i, \Delta N_i$) zodpovedá určité rozdelenie napätí v priereze (betón, výstuž), ktorého výslednice (vnútorné sily) sú v rovnováhe s prierezovými silami. Toto rozdelenie napätí je vždy spojené s určitou deformáciou prierezu, ktorá vyplýva z funkčnej závislosti $\sigma - \varepsilon$ materiálov.

Účinky voľných káblov sa uvažujú v miestach ukotvenia a v deviátoroch ako reaktívne sily, ktoré sa menia v závislosti od deformácie konštrukcie.

Výpočet prebieha iteratívne dovtedy, kým sa v niektorom z prierezov nedosiahne medzné pomerné pretvorenie betónu v tlaku ε_{cu} resp. výstuže so súdržnosťou v ťahu ε_{su} , prípadne ε_{pu} .

Výsledný moment únosnosti kritického prierezu (obr. 2) možno vyjadriť takto

$$M_u = M_g + M_{g1} + M_p + M_{p0} + \sum_{j=1}^n (\Delta M_{1j} + \Delta M_{pj}^e) \quad (5)$$

Účinok voľných káblov

Unbonded cables influence

$$M_p^e = M_{p0}^e + \sum_{j=1}^n \Delta M_{pj}^e \quad (6)$$

kde M_{g1} sú účinky stálych zložiek zaťaženia (vozovka, zvodidlá, chodníky atď.)

M_p – primárne účinky súdržnej predpínacej výstuže.

Pri posúdení mosta sa uvažovali tieto materiálové charakteristiky:

– pre betón $f_c = 36,5$ MPa, $\varepsilon_{cu} = -0,0025$,

– pre tvrdú výstuž $f_p = 1800$ MPa, $\varepsilon_{pu} = 0,015$.

Pre zaujímavosť, pri zvolenom prírastku rovnomerného zaťaženia v druhom poli ($l = 174$ m) bol v kritickom priereze dosiahnutý moment $M_u = 324$ MNm a $M_p^e = -36$ MNm.

where M_{g1} – dead load components effect (road surface, crash-barriers, pavements...),

M_p – primary bonded prestressing steel effects.

They were considered following material characteristics by the bridge evaluating:

– concrete $f_c = 36,5$ MPa, $\varepsilon_{cu} = -0,0025$,

– prestressing steel $f_p = 1800$ MPa, $\varepsilon_{pu} = 0,015$.

It is of interest that they were reached moments $M_u = 324$ MNm and $M_p^e = -36$ MNm in the critical cross-section by selecting an uniform load v in the second span ($l = 174$ m).

$$s = \frac{324 \cdot (-77)}{0,9 \cdot (33 + 69,6 - 36) + 0,9 \cdot 45,2 \cdot \frac{3,6 + 1,1 \cdot 64,6}{2}} = 2,36 \approx 2$$

*) Poznámka: Ak má sekundárny moment opačné znamienko ako moment od pohyblivého zaťaženia, redukuje ho na 50 %.

*) Note: we reduce the secondary moment to 50 p.c. if it is of reverse sign in comparison with the life load moment.

LITERATÚRA

- [1] ČSN 73 1251. Navrhování konstrukcí z předpjatého betonu. (Design of prestressed concrete structures).
- [2] Fillo, L. a kol.: Ultimate Carrying Capacity of Prestressed Structures With External Tendons. Conference about prestressed concrete. Praha 1989. s. 214–218.

- [3] Fillo, L. – Halvonik, J.: Flexural Failure of Concrete Structures Prestressed by Internal and External Cables. Proceedings of International Conference on Concrete. Teheran 1992. s. 151–160.

Výskum správania sa predpínacích lán firmy Drôtovňa Hlohovec pre použitie v konštrukciách súdržných káblov, voľných káblov a závesov

Investigation of Behaviour of Prestressed Strands Produced by Drôtovňa Hlohovec for Application in Constructions of Bonded Tendons, Unbonded Cables and Cable-stays



Ján Kucharík – Josef Lazar

V článku sú opísané výsledky skúšok predpínacích lán vyrobených na Slovensku výrobcom Drôtovňa Hlohovec. Výskum bol zameraný na zisťovanie potrebnej krycej hrúbky a prípustnej šírky trhlin pri aplikácii lán ako vopred a dodatočne predpätých výstuže, na overenie únavovej únosnosti lán a pevnosti v ťahu pri priečnom tlaku. Výsledky potvrdili, že láná vyhovujú náročným kritériám zahraničných predpisov a sú kvalitatívne porovnateľné s lánami renomovaných výrobcov.

Spofahlivá funkcia predpätých betónovej konštrukcie v rozhodujúcej miere závisí od trvalého bezporuchového pôsobenia predpínacej sily. Jedným z predpokladov tohto pôsobenia je zachovanie kvality predpínacej výstuže počas prevádzkovania konštrukcie. Je to predovšetkým vylúčenie vzniku korózie, na ktorú je predpínacia výstuž náchylná. Na rozdiel od betonárskej výstuže je predpínacia výstuž napnutá na vysokú hodnotu. Vplyv korózie sa neprejavuje len zmenšením plochy výstuže, ale predovšetkým stratou predpätia, a tým znížením únosnosti konštrukcie.

Použitie predpínacích lán, najmä v konštrukciách s voľne vedenými káblami alebo v závesoch zavesených mostov, kladie na ich vlastnosti zvýšené požiadavky.

The results of tests of strands made in Slovakia by Drôtovňa Hlohovec are described. The research was oriented to analyse the required thickness of concrete cover and admissible crack width within the application of strands in pre-tensioned and post-tensioned concrete elements and to demonstrate fatigue strength and tensile strength of deflected strands. The realised tests have documented from the aspect of international codes good quality of Slovak strands.

Reliable performance of a prestressed structure depends to a remarkable extent on permanent non-failure action of prestressed force. One of the conditions of this action is protection of quality of prestressed reinforcement during the performance of the structure. It is of utmost importance to exclude the occurrence of corrosion, which is liable to attack the prestressed steel. Unlike the mild reinforcement prestressed steel is tensioned to a high value. The influence of corrosion is demonstrated not only by decreasing the steel area, but mainly by the loss of prestressing and thus decreasing the load capacity of the structure.

Application of prestressed strands in structures with unbonded tendons or in cable-stays impose high requirements on their properties. Apart from their basic properties (strength, ductility) it is necessary to demon-

Okrem základných vlastností (pevnosť, ťažnosť atď.) treba preukázať aj únavovú únosnosť a pevnosť v ťahu pri súčasnem pôsobení priečného tlaku. V rámci riešenia výskumných úloh sa vo VÚIS-Mosty tieto vlastnosti sledovali a analyzovali, pričom sme sa zamerali predovšetkým na popúšťané a stabilizované láná Ø Lp1 5,5 z drôtov patentovaných v olove pevnosti 1 800 a 1 900 MPa, vyrábaných v Drôtovni Hlohovec. Zistené parametre lán sa konfrontovali so zahraničnými predpismi a s výsledkami skúšok lán renomovaných zahraničných výrobcov.

Výskum pôsobenia agresívneho prostredia na betónové prvky predpäté lánami

Výstuž v betónovej konštrukcii je prirodzene chránená proti korózii účinkom vysokej alkality prostredia. Aby sa pasívny účinok prostredia nenarušil, musí mať krycia vrstva betónu okolo výstuže určitú hrúbku a nepriepustnosť. Pasívny účinok nepriepustnej vrstvy zabezpečujúci protikoróziu ochranu výstuže je ovplyvnený celým radom faktorov:

- konštrukčné riešenie,
- zloženie betónovej zmesi a technológia výroby,
- priebeh zaťaženia konštrukcie,
- chemické vplyvy,
- klimatické vplyvy.

Zrýchlené skúšky pôsobenia agresívnych látok na vopred a dodatočne predpäté prvky s trhlinami

Ako podklad pre analýzu potrebnej hrúbky krycej vrstvy a prípustnej šírky trhlin garantujúcich požadovanú životnosť konštrukcie, sa uskutočnili zrýchlené skúšky. Na skúšky sa pripravilo 6 vopred predpätých a 6 dodatočne predpätých nosníkov z betónu B 400. Predpätie jednotlivých v dodatočne predpätých nosníkoch boli umiestnené v káblových kanálikoch vytvorených ako dutiny v betóne, ako aj v kanálikoch z krepovaných a bezšvových oceľových rúrok. Nosníky boli osadené v spínacích rámoch, ktoré v nosníkoch iniciovali trhliny šírky od 0,04 do 0,25 mm.

Horný povrch nosníkov s predpínacou výstužou s hrúbkou krycej vrstvy 20 mm (pri vopred predpätých) a 30 mm (pri dodatočne predpätých) bol opatrený vodotesnými ohrádzkami. V oblasti s trhlinami sa vytvorili oddelené sekcie, v ktorých pôsobili agresívne látky (obr. 1). Látky sa volili podľa prostredia, v ktorom sa nachádzajú mostné predpäté betónové konštrukcie. Agresívne prostredie bolo simulované pôsobením týchto látok:

- chloridy reprezentoval 3 % roztok NaCl,
- dusičnany reprezentoval 3 % roztok KNO₃,
- sírany reprezentoval 3 % roztok CaSO₄,
- CO₂ reprezentoval vodný roztok nasycovaný plynným CO₂.

Skúšky prebiehali 24 mesiacov. Počas tohto obdobia sa z nosníkov priebežne odoberali vzorky a zisťoval sa pokles pH v krycej vrstve betónu. Laboratórne stanovený obsah látok preniknutých v betóne bol na konci experimentu vo všetkých prípadoch väčší ako koncentrácie zistené na bežne prevádzkovaných konštrukciách s ap-

strate fatigue strength and tensile strength of deflected strands too. These properties were at VÚIS - Bridges Ltd. tested and analysed. The tests were oriented above all at relieved (NR) and low relaxation (LR) strands 15,5 dia made from lead patented wires of strength 1 800 and 1 900 MPa, produced in Drôtovňa Hlohovec. Assured parameters of strands were reviewed with international prescriptions and with results of strands tests of prestigious foreign manufacturer.

Investigation of the influence of aggressive environment on concrete elements prestressed by strands

In the concrete structure the reinforcement is protected naturally against corrosion due to high alkalinity of the environment. To be able to preserve the passivation effect of the environment the covering concrete layer around the reinforcement must have certain thickness and waterproofness. Passivation effect of the covering layer causing corrosion protection of reinforcement steel is influenced by several factors:

- structure design,
- composition of concrete mixture and production, technology,
- load history acting on the structure,
- chemical influence acting on the structure,
- climatic conditions influencing the structure.

Accelerated tests of aggressive substances action on pretensioned and post-tensioned elements with cracks

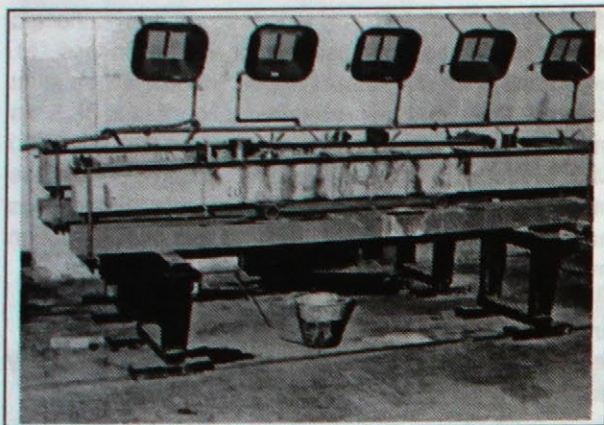
To analyse of the required thickness of concrete cover and admissible crack width securing the required durability of structure accelerated tests were realised. Six pre-tensioned girders and six post-tensioned girders made of concrete B 400 were prepared for this tests. Prestressed tendons in post-tensioned girders were placed in cable ducts created in two ways:

- as hollows in concrete,
- as channels from crepe or seamless steel tubes.

The girders were situated in clamping frames. Thus the cracks with the width 0,05 - 0,25 mm were created. The surface of the girders with prestressed steel (the cover thickness of pretensioned steel was 20 mm and of post-tensioned steel was 30 mm) were provided by waterproof barriers. In the area with cracks isolated section emerged in which aggressive substances acted (Fig. 1). The substances were chosen according to the environment surrounding the concrete bridge structures. Aggressive environment was simulated by four types of substances:

- chloride action was represented by 3 % NaCl solution,
- nitrid action was represented by 3 % KNO₃ solution,
- sulfur action was represented by 3 % CaSO₄ solution,
- CO₂ action was represented by aquatic solution saturated with gaseous CO₂.

The tests lasted 24 month. During this period specimens were continuously taken from the girders and thus decreasing pH value in concrete cover layer was detect-



Obr. 1. Predpäté nosníky vystavené pôsobeniu agresívnych látok

Fig. 1. Prestressed girders with acting aggressive substances

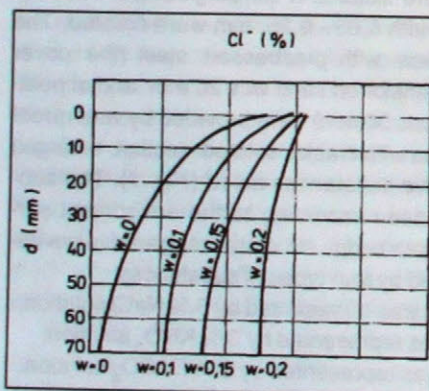
likáciou posypových solí. Po ukončení skúšok sa v sekciách, kde pôsobil roztok NaCl, uskutočnila podrobná analýza obsahu chloridov v trhlinách rôznej šírky a v rôznych hĺbkach od povrchu pomocou súpravy RCT (Rapid Chlorid Test). Výsledky analýzy sú na obr. 2 a 3. V grafoch je znázornená koncentrácia chloridov v % z hmotnosti betónu v závislosti od vzdialenosti od povrchu. Výsledky ukázali, že šírka trhliny je faktor, ktorý výrazne vplyva na rýchlosť prenikania agresívnej látky cez kryciu vrstvu a už šírka trhliny 0,05 nie je pri intenzívnom pôsobení agresívnej látky obsahujúcej chloridy zanedbateľná. Smerom do hĺbky koncentrácia iónov klesá v závislosti od tvaru trhliny. Pri krátkej trhline (obr. 3) je klesanie koncentrácie rýchlejšie ako pri dlhšej (obr. 2). Na obr. 4 je koncentrácia síranových iónov po výške trhliny stanovená laboratórnou analýzou. Znižovanie koncentrácie iónov s rastúcou hĺbkou nie je také evidentné ako pri chloridoch.

Z hľadiska trvanlivosti konštrukcie bolo dôležité, ako sa prejavilo pôsobenie agresívnych látok na zabudovanej výstuži. Ak trhlina vznikla v mieste strmienkovej výstuže, prejavila sa na nej korózia pôsobením chloridov pri šírke trhliny 0,15 veľmi mierne, pri 0,2 výraznejšie, ale iba ako tenký film na povrchu. Čo sa týka vopred predpäté

ed. At the end of the experiment the content of the diffused substances in concrete was in all types of action higher than the concentration detected at the actual structures exposed to de-freezing salts.

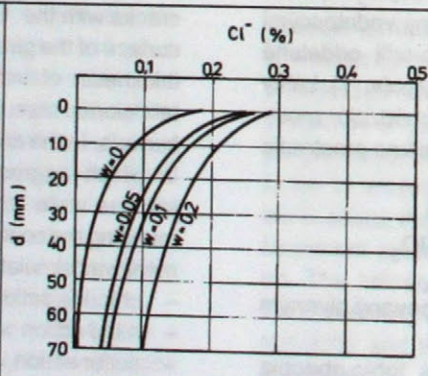
After finishing the tests in the sections exposed to NaCl solution was made a detailed analysis of chloride contents in the cracks of varied width and in differed depth under the surface by the set RCT (Rapid chlorid test). The results of analyses are described in Fig. 2 and 3. In the diagrams we can see the chlorid percentage of concrete mass in dependence of distance from the surface. The results revealed, that the crack width is a factor that has a remarkable influence in the rate of progress of aggressive substances penetrating the cover layer and yet the width crack 0,05 mm is not negligible at the intensity of action of aggressive substances with chloride content. With the increasing depth decreases the concentration of ions in dependence from the crack shape. In case of short crack (Fig. 3) the decrease in concentration is higher than in the case of a longer one (Fig. 2). In Fig. 4 the concentration of sulphur ions along the height of the crack has been assigned by laboratory analyses. Reduction of concentration of ions with increasing depth is not so evident as with chloride.

From the point of view of durability of structure should be emphasised the influence of aggressive substances on built in steel. When the cracks emerged in the area of stirrups steel, corrosion occurred moderately at the crack width of 0,15 mm. At the cracks width it was reasonably higher, but still only a thin film on the surface. In pretensioned steel (strands Lp 15,5 dia.) at the crack width of 0,1 mm corrosion appeared at any aggressive medium. At chloride action spots of corrosion appeared at the width of 0,15 mm and local surface corrosion at the width of 0,2 mm, which is negligible with mild steel. At the action of other substances corrosion of prestressed steel at the crack width of 0,05 - 0,2 mm did not occur. In the post-tensioned girders the experiment showed that through the steel tube forming the cable channels the aggressive substances did not penetrate and jeopardize the prestressed steel. In cement injection mortar in cable hollow without steel tube cracks occurred, but unlike the cracks in concrete cover they were



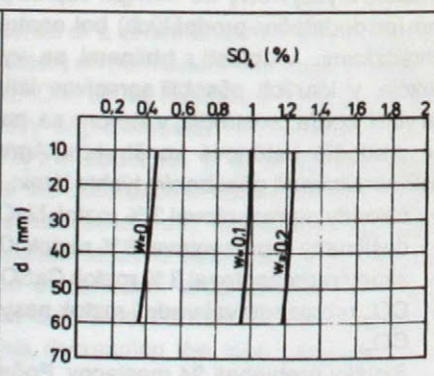
Obr. 2. Koncentrácia Cl^- v trhlínach rôznej šírky (d – hĺbka, w – šírka)

Fig. 2. Concentration of Cl^- in cracks of varied width



Obr. 3. Koncentrácia Cl^- v trhlínach rôznej šírky

Fig. 3. Concentration of Cl^- in cracks of varied width



Obr. 4. Koncentrácia SO_4^{2-} v trhlínach rôznej šírky

Fig. 4. Concentration of SO_4^{2-} in cracks of varied width

výstuže (lano Lp Ø 15,5), pri šírke trhliny 0,1 mm nebola na skúšobných nosníkoch zaznamenaná ani najmenšia stopa po korózii pri žiadnom type agresívneho média. Pri pôsobení chloridov sa objavili stopy korózie pri šírke 0,15 mm a lokálna povrchová korózia pri šírke 0,2 mm. Pri pôsobení ostatných látok sa korózia predpínacej výstuže pri šírke trhlín 0,05 až 0,2 mm nevyskytla. Pri dodatočne predpätých nosníkoch experiment preukázal, že cez krepovanú a oceľovú rúrku káblového kanálika agresívne látky neprenikli a predpínaciu výstuž neohrozili. V cementovej injektážnej malte v káblovej dutine bez oceľovej rúrky vznikli trhliny, ale na rozdiel od trhlín v krycej vrstve boli početnejšie a menšej šírky. Maximálna zistená koncentrácia chloridových iónov bola 0,025 %, takže nevznikli podmienky pre vznik korózie.

Záver experimentálneho výskumu

Viacročný experimentálny výskum poskytol obraz o vplyve trhlín na rýchlosť prenikania kvapalných agresívnych látok a podmienkach vzniku korózie. Nakoľko premenlivými parametrami bola iba šírka trhliny a druh agresívnej látky, nie je možné formulovať všeobecné závery. Pre konštrukcie z betónu obdobnej kvality v prostredí, ktorého účinky sú slabšie alebo porovnateľné s experimentálnymi, však platia nasledujúce skutočnosti:

- trvalá trhlina v krycej betónovej vrstve už pri šírke 0,05 mm spôsobuje rýchlejšie prenikanie agresívnej látky,
- so zväčšujúcou sa šírkou trhliny sa rýchlosť prenikania zvyšuje, zmena koncentrácie s rastúcou hĺbkou závisí od dĺžky a tvaru trhliny,
- pri šírke trhliny do 0,1 mm pri dodržaní podmienok krytia nenastáva korózia výstuže ani pri jednej z bežne pôsobiach agresívnych látok,
- pri šírke trhliny 0,2 mm je možný výskyt lokálnej korózie pri vopred predpäté výstuži, ktorý je zanedbateľný v prípade mäkkej výstuže.

Únavová únosnosť lán

Únavová únosnosť lán a káblov z týchto lán je výsledkom pôsobenia viacerých vplyvov, ktoré treba pri návrhu rešpektovať.

Vplyv technológie výroby na únavovú únosnosť

Únavová únosnosť lán od rôznych výrobcov sa líši až o 30 %. V železiarňach ju ovplyvňuje technológia výroby polotovarov a dôležitý je stav povrchu polotovarov. Optimálny stav predstavuje povrch bez trhlín, vtrúsenín a segregácií vo všetkých fázach výroby. Pri ťahaní sa existujúce trhliny zväčšujú a vtrúseniny sú zdrojom ďalších trhlín. V drôtovní záleží na tepelnom spracovaní pred ťahaním. Kvalitu povrchu ovplyvňuje aj manipulácia s lanami a ich skladovanie. Korózia zvyšuje drsnosť povrchu a znižuje únavovú životnosť. Zatiaľ čo statické charakteristiky (hodnoty R_m , $R_{p0.2}$) sú koróziou minimálne ovplyvnené, únavová životnosť je jej citlivým indikátorom.

more numerous and of less width. The maximum concentration of chloride ions was 0,025 % and therefore no conditions for corrosion emerged.

Conclusions of experimental research

Long lasting experimental research offers an image of how the crack influence the rate of infiltration of fluid aggressive substances, and of the conditions of corrosion. As the variable parameters were only the crack width and the type of aggressive substance it is not possible to draw general conclusions, but only those valid for concrete structures of similar quality in the environment whose effects are lower or comparable to the experimental ones:

- permanent crack in cover concrete layer already at the width of 0,05 mm causes higher infiltration of aggressive substances,
- with the increasing crack width the rate of infiltration increases and the change of concentration with the increasing depth depends on the length and shape of the crack,
- at the crack width less than 0,1 mm there is no corrosion in steel if the criteria minimum concrete cover thickness have been fulfilled at neither of current aggressive substances,
- at the crack width of 0,2 mm eventual occurrence of local steel corrosion is possible, but it is negligible in mild reinforcement.

Fatigue ultimate load of strands

The resulting fatigue ultimate load of strands and of strands assembled in tendons depends on many factors which must be respected by the designer.

Strand production technology influence on fatigue ultimate load

Fatigue ultimate load of strands coming from various producers differs up to 30 %. The billet surface roughness due to the technology in steel mills is of main influence. The optimum state represents crackless surface, lack of inclusion slags or segregations in all phases of production. The wire cracks are widening during drawing and are sources of other cracks together with inclusion slags. It depends on the thermal procedure before drawing in the wire-mill too. The strands handling and storing is another influence. Atmospheric corrosion increases surface roughness and decreases the fatigue ultimate load. As far as the static values (tensile strength f_u , tensile strength by the 0,2 % proof stress $f_{p0.2}$) are influenced by corrosion minimally. The fatigue life is its sensitive indicator.

Loading way influence

The loading way influence of fatigue ultimate load is verified by testing the safety efficiency of the total range of pulsation (double amplitude) Δf ($N = \text{const.}$) or by the fatigue life

Vplyv zafatovania

Vplyv zafatovania na únavovú únosnosť sa overuje stanovením stupňa bezpečnosti rozkmitu $2\sigma_A$ ($N = \text{konšt.}$) alebo životnosťou N ($2\sigma_A = \text{konšt.}$) vzhľadom na Smithov diagram ($N = \text{konšt.}$), resp. Wöhlerovu krivku ($2\sigma_A = \text{konšt.}$) zaručené výrobcom a overené preukaznými skúškami.

Napríklad DIN 4227 T2 v prípade čiastočne predpätých betónových konštrukcií požaduje pre kábel v oblasti kotiev a spojok preukázať výpočtom rozkmit $2\sigma_A$ menší ako 0,7-násobok únavovej únosnosti kotveného kábla, stanovenej preukaznými skúškami. Pre oblasti mimo kotiev je stanovená požiadavka preukázať rozkmit $2\sigma_A$ menší ako 0,4-násobok rozkmitu stanovenej preukaznými skúškami vzoriek predpínacích výstuží, ktoré kábel tvoria, maximálne $2\sigma_A = 140 \text{ MPa}$.

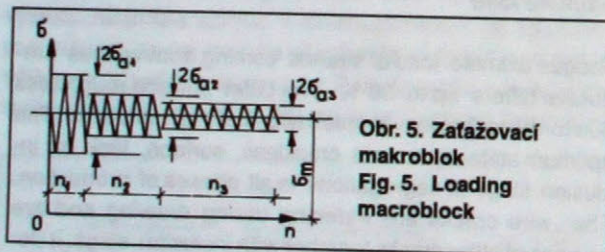
Vplyv stavebnej výroby

Pri zabudovaní predpínacích lán do konštrukcie sa znižuje únosnosť, a to:

- trením lán o injektážnu maltu, káblovú rúrku a susedné lán,
- priečnymi tlakmi pôsobiace v miestach ohybu, poškodením pri doprave a ukladaní do debnenia,
- koróziou pred alebo po injektáži.

Vplyv kotvenia

Nezainjektovaný kábel namáhaný na únavu sa väčšinou poruší v kotvení. Špeciálne systémy na kotvenie lán na závesy betónových mostov prakticky životnosť neznižujú. Klinové kotvy na závesy majú osobitné zúbkovanie a konicitu. Ohyby lán v kotvej oblasti sa môžu zmenšiť použitím niekoľkých kotevných objímok za sebou, pričom v každej je kotvená iba časť lán.



Hodnotenie únavovej únosnosti lán

Únavová únosnosť lán sa hodnotí na základe výsledkov skúšok harmonickým zafatovaním. Priebeh skutočného zafatovania je náhodný. Možno ho zaznamenať a vzorky skúšať makroblokmi stochastického, alebo štatisticky zjednodušeného súboru harmonického zafatovania (obr. 5), ktorý môže byť vstupným údajom na výpočet podľa Palmgrenovej-Minerovej hypotézy.

Výpočtom podľa Palmgrenovej-Minerovej hypotézy stanovíme únavové poškodenie, ktorého prevrátená hodnota je očakávaný počet opakovania makrobloku do po-

N ($\Delta f = \text{const.}$) with regard to Smith diagram ($N = \text{const.}$) or Wöhler curve ($\Delta f = \text{const.}$) which are guaranteed by the producer and checkproofed by the decisive test.

The total range of pulsation Δf is specified e. g. in the German specification DIN 4227 T2 namely for the anchor and coupling zone of the partial prestressed concrete structures. It must be proved by calculation and not less than 70 % of the total fatigue ultimate load the anchored cable which is check proofed by the decisive test. The value of the total range of pulsation Δf out of the reach of the anchorage zone must be i-not greater than 40 % of that obtained by the decisive tests of the high tensile specimens which are composing the cable, ii-maximum $\Delta f = 140 \text{ MPa}$.

Influence of the civil engineering production effect

Decreasing the fatigue ultimate load of strands is influenced by building them into a structure too. It is due to:

- strand friction on grouting mortar and cable conduit and neighbouring strands,
- transversal stresses in the places of local bending,
- injury during the transport and deposition into a shuttering (formwork),
- corrosion before or after grouting.

Influence of the anchorage

Ungrouted tendon stressed by fatigue load fails mostly in anchorage. Special anchorage on strand stays systems used in concrete bridges does not decrease the fatigue life practically. Wedge anchorage used for stays have special as fine teeth as wedge shape. The strand deflection angle in the anchorage zone can be reduced using some of the anchorage sleeves one after another at that every sleeve anchor one part of strands only.

Evaluation of the fatigue ultimate load of strands

Evaluation of the fatigue ultimate load of strands is based on test results of sinusoidal variation of force between the two limits. The real stress course in a structure is accidental. It is possible to record it and the strand samples test by the stored stress blocks of either stochastic or statistically simplified block of harmonic loading which can be an input data for stress analysis by the Palmgren-Miner hypothesis. Palmgren-Miner analysis results on a value named fatigue injury the inverse number of which is the awaited number of repetitions of the block until the structure fails. This method is analogous to the safety efficiency against failure. Injuries are independent and additive on individual levels of harmonic stress ($f_u = \text{const.}$, $\Delta f = \text{const.}$) according to this hypothesis.

Fatigue mean life or life for demanded reliability due to a requested total range of pulsation and mean stress results in Wöhler curve. This is made from the fatigue test results for given steel mill strands chosen for the valid structure. Number of cycles for the given structure divided by the fatigue life of the strand derived from a Wöhler curve both from the same as mean stress as total range of pulsa-

rušenia konštrukcie. Tento počet je analogický so stupňom bezpečnosti proti porušeniu. Podľa uvedenej hypotézy sú poškodenia na jednotlivých hladinách ($\sigma_m = \text{konšt.}$, $2\sigma_A = \text{konšt.}$) harmonického namáhania nezávislé a aditívne. Pri praktickej aplikácii zistíme skúškami pre dané stredné napätie Wöhlerovu krivku. Potom môžeme stanoviť životnosť (buď priemernú, alebo pre žiadanú spoľahlivosť) pre požadovaný rozkmit. Z Wöhlerovej krivky vypočítame podiel počtu kmitov zafatovania častí bloku (daného rozkmitu a stredného napätia) k zodpovedajúcim životnostiam. Spočítané podiely v percentách predstavujú stupeň poškodenia, jeho obrátená hodnota počet opakovaní na dosiahnutie porušenia.

Únavová únosnosť lán vyrábaných v Drôtovni Hlohovec

V našom laboratóriu sme sa v súvislosti s výskumom zavesených mostov zaoberali únavovou únosnosťou lán $\varnothing$ Lp 15,5 určených na závesy. Skúmané popúšťané a stabilizované láná boli vyrobené z drôtov patentovaných v olove v Drôtovni Hlohovec. Vzorky v pulzátoe sa kotvili zo začiatku zalievacími kotvami, neskôr klinovými kotvami. Stredné napätie σ_m sa zvolilo vzhľadom na potrebu závesov zavesených mostov v pomerne nízkej úrovni 0,45 R_m .

Výsledky skúšok lán $\varnothing$ Lp 15,5/1 800 a $\varnothing$ Ls 15,5/1 800 sú na obr. 6. Pri skúškach sa nezistil rozdiel medzi popúšťanými a stabilizovanými lánami, čo je v súlade s výsledkami v SRN. Hodnotený bol priebeh ($2\sigma_A$, N) pre $P = 0,5$ a 0,9. Pomer extrémneho počtu cyklov $N_{\max}/N_{\min}$, pri ktorom dochádza k deštrukcii vzoriek pri rovnakom napätí, je pomerne malý 1 : 2,7 (pre $2\sigma_A = 450 \text{ MPa}$) a 1 : 3,5 (pre $2\sigma_A = 340 \text{ MPa}$). Smithov diagram (závislosť, $2\sigma_A$, N , σ_m) je na obr. 7 pre $N = 0,1 \cdot 10^6$, $N = 2 \cdot 10^6$ a pravdepodobnosť $P = 0,5$.

Skúšky únosnosti lomených lán

Metodika ťahových skúšok lomených lán

Predpínacia výstuž je priestorovo namáhaná ťahom pri súčasnom priečnom tlaku v ohyboch káblov v klinových kotvách, v deviatoroch voľných káblov a sedlách závesov zavesených mostov. Na láná neusporiadaných káblov pôsobia bodové priečne tlaky vplyvom členitosti ich povrchu viac ako v prípade káblov z hladkých drôtov. V klinových kotvách sa prejavuje navyše vrubový účinok, ovplyvňujúci viac dynamickú ako statickú účinnosť.

Príslušné predpisy (FIP, PTI) žiadajú posúdiť zníženie únosnosti lana ohýbaného v ťahu F_{ma} v porovnaní s

tion results in a quotient which is calculated for every part of the loading block. Integrating all the quotients in % gives us an injury efficiency. The reverse value of this injury efficiency represents a number of repetitions of the given loading block needed for the fracture of strands.

Fatigue ultimate load of strands produced in the wire-mill Drôtovňa Hlohovec

We were dealing with the fatigue ultimate load of stress relieved (NR) and low relaxation (LR) strands Lp 15,5 mm dia and Ls 15,5 mm dia in our laboratory. Our research was destined on using these lead patented strands produced in the wire-mill Drôtovňa Hlohovec for stays of concrete cable stay bridges. The samples were anchored in a pulser first of all with a filling-up anchors, later with special wedge anchors.

The main tensile stress f_{um} was an relatively low level namely 0,45 f_u which is prescribed for our stays of concrete stay cable bridges. Test results of the strands i-NR (stress relieved) Lp 15,5 mm dia - 1 800 MPa quaranteed f_u , ii-LR (low relaxation) Ls 15,5 mm dia - 1 800 MPa quaranteed f_u , are in Fig. 6. There was no difference found between the NR and LR strands which is in conformity with test results from Federal Republic of Germany institutes.

We evaluated the (Δf , N) course for the probability $P = 0,5$ and 0,9. The ratio of the maximim and minimum number of cycles which results in failure of samples by the same mean stress is relatively little, namely 2,7 : 1 (for $\Delta f = 450 \text{ MPa}$) and 3,5 : 1 (for $\Delta f = 340 \text{ MPa}$). Smith diagram (Δf , N , f_m relationship) is in Fig. 7 for as $N = 0,1 \times 10^6$ as $N = 2 \times 10^6$ and probability $P = 0,5$.

Ultimate load tests of deflected strands

Method for a deflected tensile test for strands

Prestressing steel is especially stressed through the tension combined with transversal compression either in strand beddings in wedge anchorages or in deviators of unbonded tendons or in cable-stays saddled of cable-stay concrete bridges. Additional transversal spot stresses are applied to concurrent cable strands. They are of greater magnitude in strands due to their broken surface in comparison with plain wires cables. Additional stress is in the wedge anchor zone due to the notch-effects the dynamic ultimate load more than static one.

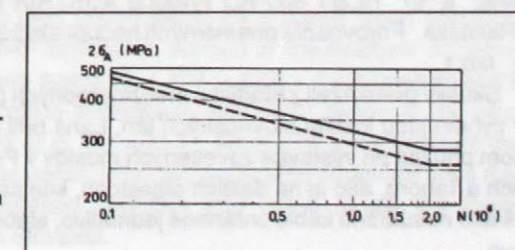
Various international regulations (e. g. FIP, PTI) ask for testing and guaranteeing the value of deflected tensile test efficiency TE. It enables us a comparison of the actual

Obr. 6. Výsledky skúšok únavovej únosnosti lán $\varnothing$ Lp 15,5 z drôtovne Hlohovec (Regresné priamky sú v logaritmickom mlerke)

— $P = 0,5$, - - - - - $P = 0,9$

Fig. 6. Fatigue strenght test results of NR strands 15,5 mm dia. (regression straight lines are in logarithmic scale)

— $P = 0,5$, - - - - - $P = 0,9$

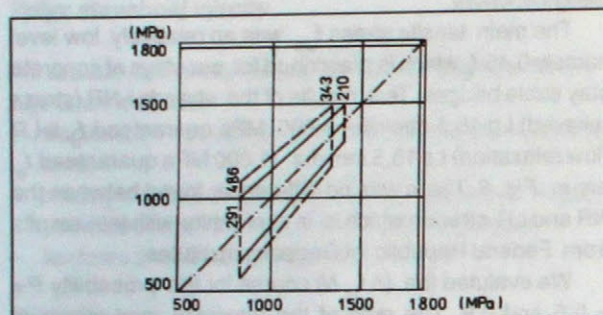


únosnosťou F_m , vyjadrené koeficientom k (%)

$$k = \left(1 - \frac{F_{ma}}{F_m}\right) 100$$

Skúška je predpísaná iba pre sedemdrôtové láná Ø 12,5 a Ø 15,5. Usporiadanie skúšky je zrejme z obr. 8. Vzor-ka lana sa ohýba okolo čapu s klinovou drážkou pod uhlom 160°. V priebehu skúšky sa vzorka posúva po čape a mení sa jej poloha v drážke.

Podľa odporúčaní PTI lano na závesy zavesených mos-tov aj voľne vedené káble vyhovuje, ak je zníženie únosnosti $k \leq 20$ %. Podľa komisie FIP pre predpínacie výstuže a systémy možno používať s hodnotou koeficienta $k \geq 30$ % iba na predpínanie jednotlivých priamych lán (nezdružovaných do kábla a nekotvených v káblových ko-tvách), t. j. iba pre vopred predpätý betón.



Obr. 7. Mediálny Smithov diagram pre Ø Lp 15,5/1 800 a Ø Ls 15,5/1 800 z Drôtovne Hlohovec

Fig. 7. Medial Smith diagram for the normal relaxation (NR) and low relaxation (LR) 15,5 dia. 1 800 MPa strand
----- $N = 0,1.10^6$, ——— $N = 2.10^6$

Tabuľka 1

Lano Strand	F_m f_u (MPa)	F_{ma} f_A (MPa)	$\frac{F_{ma}}{F_m} \cdot 100$ $\frac{f_A}{f_u}$ (%)	k TE (%)	Výrobca Producer (Štát) (state)
Ø Lp 15,5/1 800	1979	1616	82 > 80	18	DH (SVK)
Ø Ls 15,5/1 800	1857	1535	83 > 80	17	DH (SVK)
Ø Ls 15,2/1 800	1932	1618	84 > 80	16	AD (AUT)

Výsledky skúšok stabilizovaných a popúšťaných lán

Vo VÚIS bolo vyrobené skúšobné zariadenie, ktoré tvo-ril rám s čapom a dvojicou lisov 200 kN. Skúšali sa vzorky lán Ø Lp 15,5/1 800, Ø Ls 15,5/1 800-DH z Drôtovne Hlo-hovec a Ø 15,2/1 800-AD výrobcu AUSTRIA DRAHT z Rakúska. Porovnanie priemerných hodnôt skúšok uvád-za tab. 1.

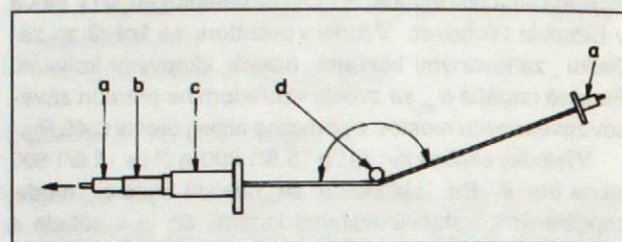
Skúšky preukázali z hľadiska medzinárodných predpis-ov vyhovujúcu kvalitu slovenských lán. Láná boli s úspe-chom použité pri výstavbe zavesených mostov v Poděbradoch a Táboře, ako aj na ďalších objektoch, kde sa apliko-vali ako nesúdržné káble chránené jednotlivo, alebo skupi-novo.

ultimate load f_A with the deflected strand ultimate load f_u

$$TE = \left(1 - \frac{f_u}{f_A}\right)$$

The test is determined for the 12,5 mm and 15,5 mm dia. 7-wire strands only. Details of the deflected tensile test device are shown in Fig. 8. The strand sample is deflected around the tapered slot pin with an angle of 160°. The specimen advances around the pin and changes his position in the slot during the test.

The test efficiency TE for strands used in stays of cable-stay concrete bridges as in unbonded tendons should not be less than 80 % due to the PTI and FIP regulations, too. If the test efficiency TE is less than 70 %, according to the FIP Commission regulation it can be used for one strand cable only (not for the multistrand cables) neither for wedge anchored, that is, for prestressed concrete only.



Obr. 8. Schéma usporiadania ťahovej skúšky lomeného lana
Fig. 8. Scheme of test of tensile strength of deflected strand
a – anchor, b – dynamometer, c – press, d – pin

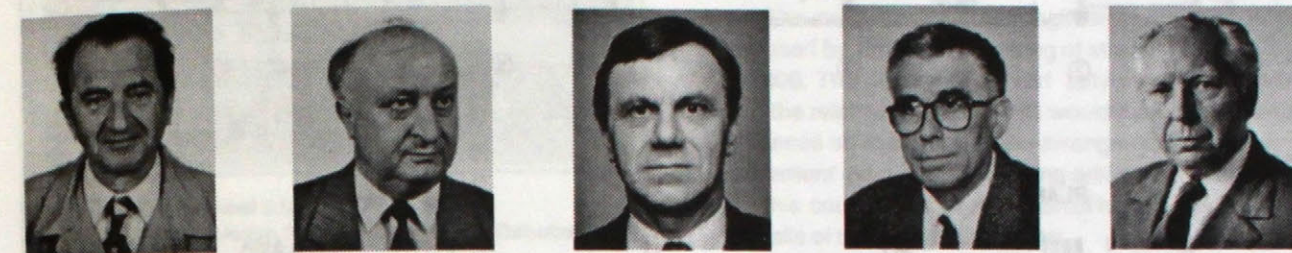
Test results of the low relaxation and stress-relieved strands

The test device was built in our VUIS Institute laboratory. It is realized of a beam with a pin and a pair of 200 kN presses. The strand samples 15,5 mm dia. are NR (stress-relieved) Lp 15,5 mm dia. - 1 800 DH and LR (low relaxation) Ls 15,5 mm dia. - 1 800 DH producer Drôtovňa Hlohovec. Other samples were LR 15,2 mm dia - 1 800 AD producer AUSTRIA DRAHT Austria. Comparison of the average test results is in the Table 1.

The realised tests have documented from the aspect of international codes convenient quality of Slovak strands. The strands were successfully applied in construction of cable stay bridges in Poděbrady and Tábor and also in many objects, where they were applied as unbonded tendons of monostrand or monogroup type.

Most Lafranconi cez Dunaj v Bratislave

The Lafranconi Bridge across the River Danube in Bratislava



Bohumil Búci – Štefan Choma – Ľubomír Hrnčiar – Tibor Šefčík – Jozef Zvara

Bratislava sa stala významným dopravným uzlom v Slovenskej republike, ktorým prechádzajú dva cestné ťahy E-15 a E-16 s prepojením do Viedne a Budapešti. Most Lafranconi je štvrtým premostením na území Bratislavy a v jeho koncepcii sa objavujú niektoré zaujímavosti prezentujúce teoretickú úroveň aj praktické inžinierske schopnosti.

Bratislava je významným dopravným uzlom v Slovenskej republike. Jej územím prechádzajú dva cestné ťahy európskeho významu:

- E – 15, ktorého časťou je diaľnica D2 Brno–Bratislava – hranica Maďarskej republiky,
- E – 16, zahŕňajúca diaľnicu D61 Trenčín–Bratislava – hranica Rakúska.

Obidva tieto cestné ťahy križujú Dunaj v Bratislave mostami:

- diaľnica D2 mostom "Lafranconi", ktorý bol vybudovaný v rokoch 1986 až 1991,
- diaľnica D61 mostom "Prístavný" postaveným rokoch 1977 až 1983.

Most Lafranconi je štvrtým premostením Dunaja v Bratislave a prvým z predpätého betónu. Príprava mosta začala už v roku 1975 vypísaním súťaže na riešenie hlavného mostného objektu. Po vyhodnotení ôsmich predložených súťažných návrhov sa prijalo definitívne riešenie, a to sedem-položový spojitý nosník s jednou rámovou stojkou v koryte Dunaja s rozpätiami 83 + 174 + 172 + 4 x 83 m a celkovou dĺžkou v osi diaľnice 761 m v jednom dilatáčnom celku (obr. 1, 2 a 3). Na spoločnej spodnej stavbe sú vybudované dve

Bratislava is at present an important communication centre in the Slovak Republic, where the two trunkroads E-15 and E-16 cross on their way to Vienna and Budapest. The bridge Lafranconi is the fourth bridge across the river Danube on the territory of the town Bratislava. In the technical ideas of this bridge we can find some peculiarities giving a picture of the theoretical and practical engineering abilities.

Bratislava is an important communication centre in the Slovak republic. Two significant trunkroad lines of Europe pass through this territory:

- E-15, of which a part is the highway D2 Brno-Bratislava - Hungarian border,
- E-16, comprising the highway D61 Trenčín-Bratislava-Austrian border.

Both these trunkroad lines cross the river Danube in Bratislava by the bridges:

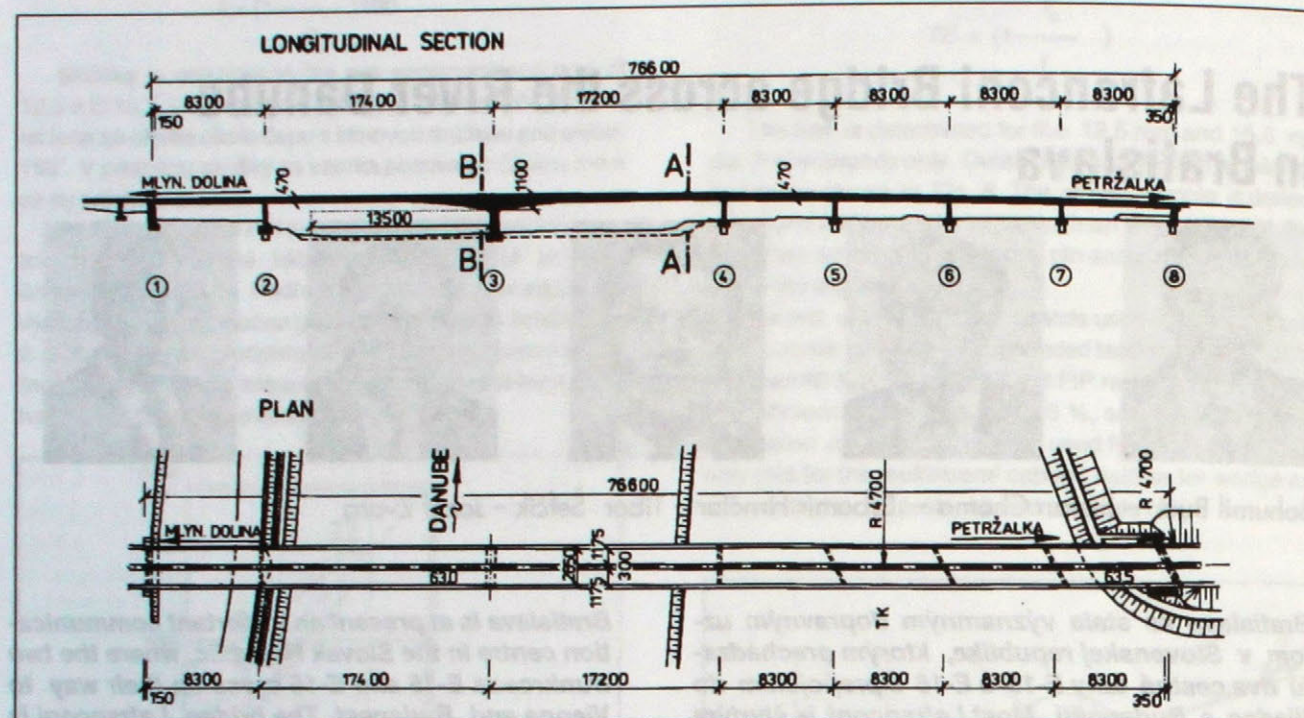
- highway D2 by the bridge Lafranconi built in the year 1986 to 1991,
- highway D61 by the bridge Prístavný (harbour bridge) built in the years 1977 to 1983.

Bridge Lafranconi is the fourth one across the Danube in Bratislava and the first on in case of prestressed concrete. The preparation of this development begun in the year 1975 by publishing a competition to design the principal part of the bridge. The evaluation of eight designs showed that the best option would be a seven span continuous girder with one frame support in the riverbed of Danube, the spans being 83 + 174 + 172 + 4 x 83 metres and the total length in the highway axis of 761 metres in one expansion unit (Fig. 1, 2 and 3). On a joint understructure there would be constructed two separated structural units made of prestressed concrete and going to be the longest span in Slovakia.

Prof. Bohumil Búci, CSc., Ing. Štefan Choma – Riaditeľstvo diaľnic, Továrnská 7, 813 44 Bratislava; Ing. Tibor Šefčík – Dopravoprojekt, a. s., Kominárska 4, 832 03 Bratislava; Ing. Ľubomír Hrnčiar – Doprastav, Mlynské nivy 70, 824 96 Bratislava; Doc. Ing. Jozef Zvara – SZSI, Mýtna 2, 811 07 Bratislava.

samostatné konštrukcie z predpätého betónu s najväčším rozpätím poľa na Slovensku [1].

Obr. 1. Most cez Dunaj pri Lafranconi
Fig. 1. Bridge across the Danube near Lafranconi

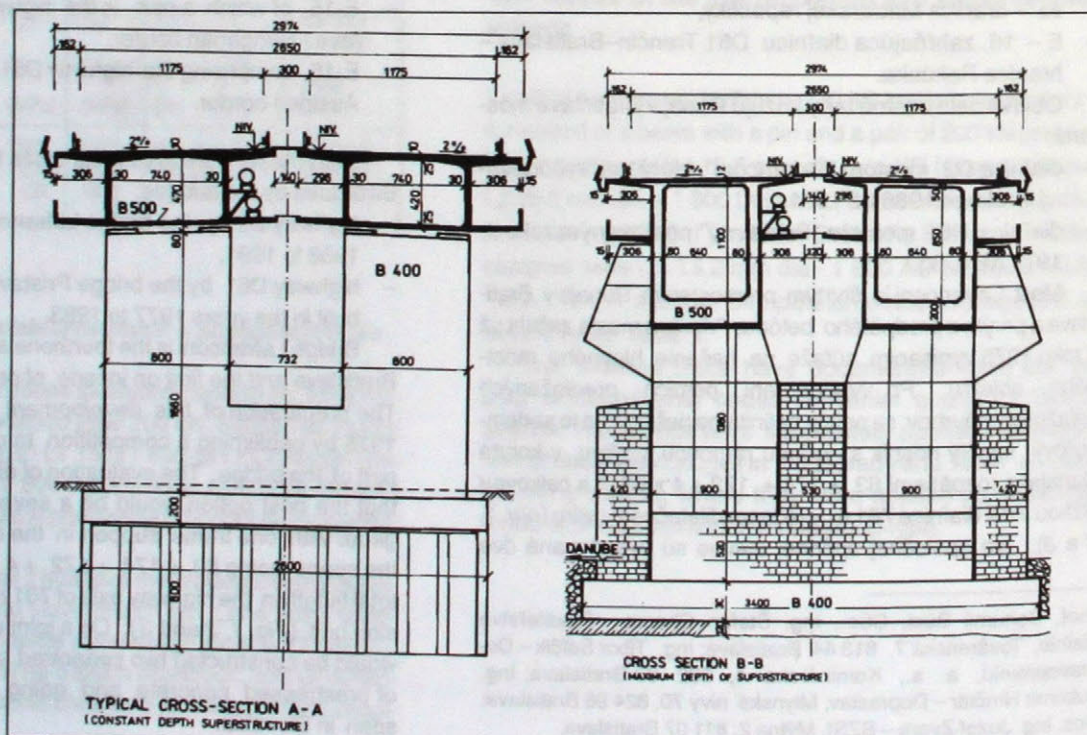


Koncepcia návrhu nosnej konštrukcie

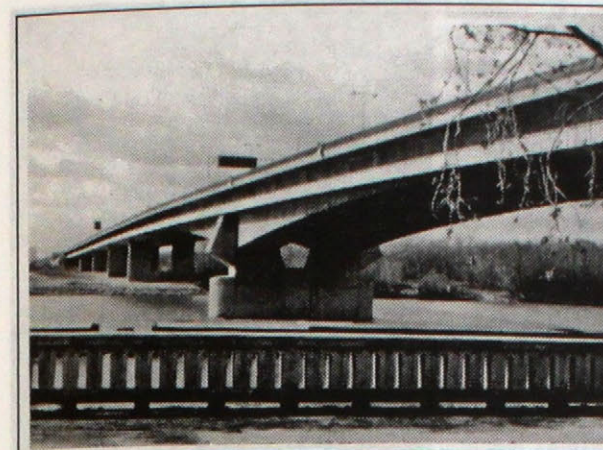
Rozhodnutie pre sústavu spojitého nosníka s maximálnym rozpätím poľa 174 m vyplynulo z predošlých dobrých skúseností s letnou betonážou. Napriek tomu to bola pre naše podmienky z hľadiska realizácie mimoriadne náročná úloha.

The general features of the designed superstructure

The decision to plan a continuous girder with maximum span of 174 metres was made because of good experience with the free cantilever method. In spite of that, the task, from the point of view of our not very favourable conditions in building industry, was very hard.



Obr. 2. Pričné rezy mosta
Fig. 2. Cross section of the bridge



Obr. 3. Pohľad na most z ľavého brehu Dunaja
Fig. 3. View of the bridge from the left bank of Danube

Odfahčením konštrukcie sa mohli minimalizovať rozmery priečneho rezu tak, že hrúbka stien pri dlhých poliach nad podperou je 0,80 m a v poli 0,30 m, pri krátkych poliach nad vnútornými podperami je 0,50 m a v poli 0,30 m. Tým sa dosiahlo podstatné zníženie vlastnej tiaže ako rozhodujúceho zafazenia. V priečnom smere je konštrukcia vystužená len mäkkou výstužou bez priečneho predpätia.

V pozdĺžnom smere je konštrukcia plne predpätá predpínacími káblami z lán 12 Ø 15,5 mm / 1 800. Umiestnenie zakrivených káblov na plné predpätie do subtlých stien by veľmi negatívne ovplyvnilo vhodnosť usporiadania priečnej výstuže (strmienkov) aj betonáž a zhutňovanie stien. Prejavilo by sa to znížením homogenity betónu stien komorového prierezu.

Káble sme potom rozdelili do troch skupín:

1. Káble staticky určitých konzol, umiestnené v hornej doske komorového prierezu, sa postupne napínali v priebehu letnej betonáže konzol. Laná sú vedené v oceľových rúrkach a sú zainjektované cementovou maltou. Maximálna dĺžka týchto káblov je až do 245 m.

2. Zmonolitňujúce káble staticky neurčitej konštrukcie sú umiestnené a kotvené v spodnej doske. Majú rovnaké parametre ako konzolové káble, nachádzajú sa v oceľových rúrkach a sú zainjektované cementovou injektážnou maltou. Obidve tieto skupiny káblov sú ako vnútorné zainjektované káble a preberajú účinky od celého stáleho zafazenia.

3. Voľné káble umiestnené vo vnútri komorového prierezu prechádzajú deviatormi a sú kotvené v blokoch pri priečnikoch nad podperami. Laná sú v polyetylénom obale chránené mazivom [2]. Preberajú celé pohyblivé zafazenie a eliminujú vplyv dotvarovania a zmršťovania betónu sústavy. Napínajú sa až po zmonolitnení konzol, keď už nosná konštrukcia pôsobí v definitívnej statickej sústave.

Výhodou voľných káblov je, že sa dajú ľahko kontrolovať a v prípade potreby dopĺňať aj ľahko vymeniť. Pripravené voľné (rezervné) otvory v nadpodperových priečnikoch a deviatormi pre ďalšie káble sú určené v budúcnosti na upravenie predpätia celej sústavy. Takéto usporiadanie zdvíhaných káblov neovplyvní homogénosť

The reduction of the dead-weight of the structure made the minimalisation of the dimensions of the cross section possible, so that the thickness of walls in the long spans above the support is 0,8 metre and 0,3 metre in the mid-span and in the short spans above the inner supports 0,5 metre and in mid-span 0,3 metre. Thus it has been achieved a substantial reduction of dead-weight, which is the determining load. In the cross direction the structure is reinforced by mild steel without cross prestressing.

The structure is in the longitudinal direction fully prestressed by tendons consisting of strands 12 Ø 15,5 mm / 1 800. The placing of curved fully prestressed tendons into the relatively subtile walls would have a very negative influence on feasibility of the arrangement of shear reinforcement (stirrups), concreting and compacting as well. All this could result in reduction of homogeneity of concrete in walls of the box cross-section.

We then divided the tendons into three groups:

1. Tendons of statically determinate cantilevers placed in the upper flange of the box section. They have been gradually prestressed during the concreting of free cantilevering. The strands are in steel tubes and grouted with cement mortar. The maximum length of these is up to 245 metres.

2. Monolithicizing tendons of the statically indeterminate structure are placed and anchored in the lower flange. They have the same parameters as the cantilever tendons, they are inside of steel tubes and grouted with cement mortar. Both those groups of tendons are internal grouted (bonded) tendons and they sustain the total effects of dead load.

3. Free tendons placed inside the box section pass through the deviators and are anchored to the crossbeams above the supports. the strands are protected by a PE sheath and grease [2]. they sustain the whole effect of moving load and they eliminate the effects of shrinkage and creep of the concrete system. They are being prestressed after the monolithicization of cantilevers, i. e. when the system acts in the definite static scheme.

The advantage of free tendons is in the easy monitoring and they can be changed if necessary. The arranged free (reserve) openings in crossbeams and deviators for other tendons are determined for prospective additional prestressing of the system. Such arrangement of sup-

Obr. 4. Plavenie štetovnicovej ohrádzky do priestoru mosta
Fig. 4. Floating in of the sheet wall to the right position



tenkých stien hrúbky 0,30 m komorového prierezu. Zároveň umožní jednoduché usporiadanie a uloženie strmienkovej výstuže a podstatne zlepši podmienky betonáže vysokých stien. Keďže v stenách nie sú zainjektované káble a ak pri vzniku trhlin v stenách nehrozí korózia predpínacej výstuže, môžeme pri posudzovaní považovať steny za železobetónové [2].

Kvôli posúdeniu medzného stavu únosnosti takejto komplikovanej sústavy, predpätej súčasne adhéznym a voľným predpätím, bolo potrebné problém aj teoreticky analyzovať [8].

Zakladanie mosta

Rámová podpera (pilier č. 3 v koryte Dunaja) je založená plošne v skalnom podloží. Náročné zakladanie sa vyriešilo pomocou dvojitej štetovnicovej ohrádzky, zostavenej v priestoroch bazénu bratislavského prístavu. Odtiaľ sa ohrádzka plavila proti prúdu Dunaja na miesto zabudovania (obr. 4). Priestor dvojitej ohrádzky medzi štetovnicami bol vyplnený zeminou a štrkovité dno rieky sa utesnilo injktážou.

Ostatné podpory sú hĺbkovo založené na podzemných stenách. Podpery majú obdĺžnikový tvar, pričom podpory č. 5 až 8 sú z hydraulických príčin (smer toku Dunaja) orientované šikmo na os mosta.

Technológia výstavby nosnej konštrukcie

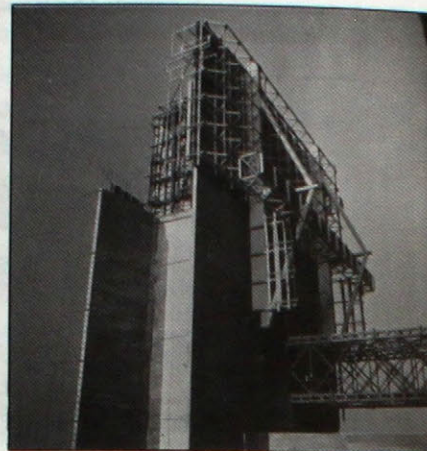
Nosná konštrukcia mosta sa budovala technológiou letmej betonáže. Polovice dĺžok krajných polí a zárodky nosnej konštrukcie nad podporami boli vybetónované na pevnej skruži a predstavujú 28 % z celkovej dĺžky mosta.

Komórkový priečny rez priamopásovej časti mosta má konštantnú výšku 4,7 m. V hlavných poliach na dĺžke 2 x 100 m od piliera č. 3 sa výška parabolicky zväčšuje na 11 m. Vzhľadom na výšku prierezu sa použili dva typy betónovacích vozíkov.

Veľké konzoly premenného prierezu, dĺžky 120 m, sa vybetónovali symetricky z piliera č. 3 na betónovacích vozíkoch osvedčenej konštrukcie nórskej firmy Ostlandske Spennbetong A-S. Betónovací vozík vyhotovil slovenský dodávateľ Montostroj podľa dokumentácie firmy A. AS Jacobsen (obr. 5). Hmotnosť betónovacieho zariadenia je

Obr. 6. Betonáž priamopásovej časti - konzola z piliera č. 2

Fig. 6. Concreting the constant depth part - cantilever from the pier No. 3



ported tendons has no influence on the homogeneity of this walls (0,3 metres) of the box section. Along with those advantages it enables a simple arrangement of stirrups and substantially improves concreting of the tall walls. We can consider the walls being made of reinforced concrete, because there are no grouted tendons in the walls and there is no threat of corrosion when cracking occurs [2]. In order to estimate the bearing capacity of this complicated system, simultaneously prestressed by free and bonded elements, it was necessary to analyse this question theoretically [8].

Foundation of the bridge

The frame support (pier No. 3 in riverbed of Danube) is constructed on spread footing. The exacting problem of construction were solved by using a double sheet-wall, assembled in a dock of the harbour of Bratislava. The completed structure has been floated up the stream of the river to its right position (Fig. 4). The space between the two sheetwalls has been filled with soil, the gravel of the footing bottom has been sealed by cement grout.

The other supports are deep constructed on diaphragm walls. The supports have a rectangular cross-section, the supports No. 5 to 8 are because of hydraulic reasons in an oblique position related to the axis of the bridge.

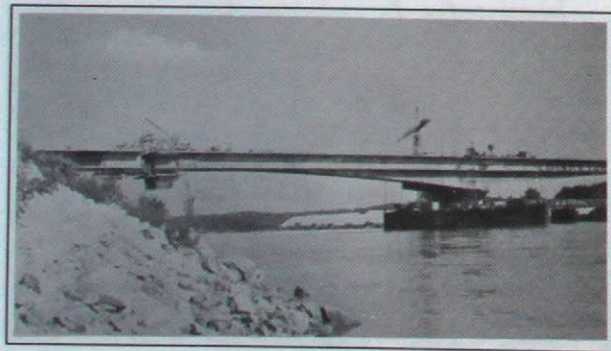
The technology of construction of the superstructure

The superstructure was made by the free cantilever method. Halves of the two outer spans and the initial part of the superstructure above supports were concreted on a supporting falsework and these parts represent 28 % of the total bridge length.

The box girder has a constant depth of 4,7 metres. In the principal spans rises this dimension parabolically up to 11 metres on a length 100 metres to both sides. Because of the depth of the cross-section there were used two types of travelling formwork.

Great cantilevers with rising depth, 120 metres long, were concreted from the pier No. 3 by means of the travelling formwork of a proved construction of the norwegian firm Ostlandske Spennbetong A-S. On the base of

Obr. 5. Betonáž 120 m konzoly z piliera č. 3
Fig. 5. Concreting the 120 m cantilever from the pier No. 3



100 t. Zariadenie je schopné preniesť kompaktný segment hmotnosti 330 t pri dĺžke 3,5 m a 290 t pri dĺžke 5 m. Toto zariadenie umožňuje betónovať aj spodné chodníkové konzoly, čo predstavuje 30 až 35 % užitočnej tiaže segmentu.

Segmenty priamopásových konzol konštantnej výšky sa budovali v dvoch etapách na novom betónovacom vozíku, ktorý vyvinul Doprastav. Jeho základný nosný systém hmotnosti 16 t tvorí vzperadlová sústava, ktorá prenáša tiaž betónu spodnej dosky a trámu (obr. 6). Po vybetónovaní spodnej dosky a trámov a po dosiahnutí pevnosti betónu B 25 sa vyhotoví časť prierezu segmentu predpne dvoma predpínacími tyčami k predchádzajúcej časti nosnej konštrukcie. Tým sa prvá časť segmentu stane samonosná a je schopná preniesť zariadenie od debnenia a tiaže betónu vrchnej dosky. V druhej etape sa dobetónuje kompletný segment a definitívne sa predpne. Pri maximálnej hmotnosti segmentu 225 t tvorí hmotnosť zariadenia 7,1 %.

Statický systém nosnej konštrukcie sa niekoľkokrát menil. Staticky určité obojstranné konzoly sa postupne zmonolitizovali od podpory č. 7 smerom k podpore č. 2. Tým sa postupne vytváral rad staticky neurčitých sústav – od základného systému prostého nosníka s konzolou až po spojitú konštrukciu so siedmimi poľami. Spojenie výrazne nesymetrických konzol dlhých 120 a 50 m v druhom a treťom poli znamenalo náročný technický problém. Treba pripomenúť, že symetrické riešenie konzol by viedlo k rozpätiu 243 m, ktoré by predstavovalo súčasne maximum v Európe. Realizované nesymetrické konzoly vyplynuli z prijatej architektonickej koncepcie riešenia a podstatne skomplikovali projekciu a realizáciu mosta.

Návrh pracovnej nivelety a sledovanie výškového vedenia konzol pri letmej betonáži

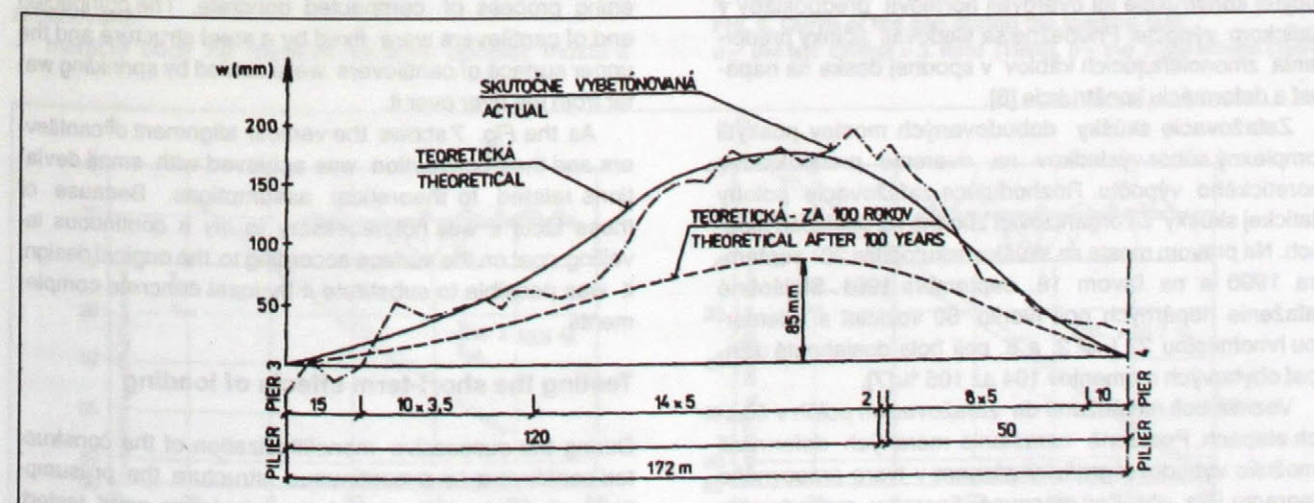
Na vedenie nivelety bol pre tento prípad zostavený výpočtový program, ktorý vyhovoval požiadavkám vykonávacieho projektu a dohodnutému stavebnému postupu. Výpočtový program umožňoval operatívne zmeny časového harmonogramu výstavby a priebežnú kontrolu skutočného stavu nivelety [3].

the documentation from the firm A. AS Jacobsen the travelling formwork was constructed by the Slovak contractor Montostroj (Fig. 5). the weight of this equipment is 100 tons and it is capable of shifting segments up to their weight 330 tons and 3,5 metres length or 290 tons the length being 5 metres. The equipment makes possible the concreting even the lower cantilever for the pedestrian communication.

The segments of the constant depth cantilever were constructed in two stages by means of a new travelling equipment developed by Doprastav. Its basic structure weighing 16 ton consists of a strutted frame sustaining the weight of the lower flange concrete and of the girder (Fig. 6). After concreting of the lower flange and girders and after the strength of concrete B25 gets its proper value there will be the finished part of the segment prestressed by two tendons and jointed to the foregoing part of the superstructure. Thus the first part of the segment becomes to be self-supporting and is ready to sustain the load of the formwork and the weight of the upper flange. In the second stage the complete segment will be concreted and finally prestressed. The maximum weight of the segment is 225 tons, the weight of the equipment amounts to 7,1 % of it.

The static system of the superstructure has been several times changed. Statically determinate cantilevers on both sides were gradually monolithicized from the support No. 7 in the direction to the support No. 2. In that way it gradually arose a sequence of statically indeterminate system – from a basic system of a simple cantilever girder to a continuous 7 span structure. The connection of expressively asymmetric cantilevers 120 and 50 metres long in the second and third span involved an exacting technical problem. It is worth mentioning, that an option of symmetric cantilevers would lead to a span of 243 metres what would be a maximum value in Europe at present. The finally accepted asymmetric cantilevers resulted from the architectural point of view of the design and made the planning and constructing substantially more inconvenient.

Obr. 7. Priebeh deformácií hlavného poľa po spojení konzol
Fig. 7. Principal span deformation after cantilever jointing



Na overenie vstupných údajov teoretického výpočtu sa na charakteristických miestach mosta vyhodnocovali teplotné a vlhkosťové pomery ovzdušia, teplota konštrukcie v priečnom reze, skutočný priebeh dotvarovania a zmršťovania vzoriek identických s nosnou konštrukciou, moduly pružnosti betónu a ocele, vnášaná predpínacia sila, napätosť v betóne, sadanie a stlačenie pilierov, odchýlky tvaru konštrukcie a pod. Takto získané hodnoty sa archivovali v databanke u spracovateľa deformačného výpočtu a nahrádzali sa nimi pôvodné teoretické vstupy [4].

Ukázalo sa, že zvládnutie problematiky tepelných deformácií bolo základom k úspešnému výškovému vedeniu betónovacích vozíkov letnej betonáže. Pri maximálnej dĺžke konzoly 120 m boli denné zvislé odchýlky konca konzoly až 85 mm a v priebehu niekoľkých dní až 120 mm. Pri nastavovaní výškovej polohy betónovacích vozíkov sa musel zohľadniť aj vplyv teploty. Na tento účel bol zostavený výpočtový program, pomocou ktorého sa na základe aktuálnej teploty meranej v troch rezoch nosnej konštrukcie mohol vykonať deformačný výpočet [5]. Jednotlivé snímače teplôt boli cez meraciu ústredňu napojené na počítač PC-AT-286, umiestnený priamo na moste, ktorý poskytoval okamžité výsledky deformačného výpočtu v grafickej alebo numerickej forme.

Samostatným a veľmi náročným technologickým problémom bolo spojenie (zmonolitnenie) nesymetrických konzol dĺžky 120 a 50 m. Každá konzola vykazovala rozdielne hodnoty deformácií účinkom denných zmien teploty, pričom rozdiel týchto hodnôt bol až 45 mm. Tomu bolo treba zabrániť, aby sa tuhúci betón zmonolitňujúceho segmentu nepoškodil. Zmonolitňované konce konzol boli fixované oceľovou konštrukciou a horný povrch konzol sa ochladzoval postrekovaním vodou z Dunaja.

Ako vidno z obr. 7, výškové vedenie konzol a ich spojenie sa dosiahlo len s malými odchýlkami od teoretických hodnôt. Preto sa mohla pôvodne navrhovaná súvislá vyrovnávacia vrstva nahradiť len lokálnymi úpravami povrchu betónu.

Testovanie krátkodobých účinkov zaťaženia

Pri postupnom zmonolitňovaní vybudovaných konzol do spojitkej konštrukcie sa overovali normové predpoklady v statickom výpočte. Priebežne sa sledovali účinky predpínania zmonolitňujúcich káblov v spodnej doske na napätosť a deformáciu konštrukcie [6].

Zaťažovacie skúšky dobudovaných mostov poskytli komplexný súbor výsledkov na overenie predpokladov teoretického výpočtu. Rozhodujúce zaťažovacie polohy statickej skúšky sa organizovali zhodne na oboch mostoch. Na pravom moste sa skúška uskutočnila 20. septembra 1990 a na ľavom 18. septembra 1991. Skúšobné zaťaženie nepárnych polí tvorilo 60 vozidiel s priemernou hmotnosťou 23 t. V 2. a 3. poli bola dosiahnutá účinnosť ohybových momentov 104 až 105 % [7].

Vozidlá boli navádzané do zaťažovacích polôh v šiestich etapách. Postupné narastanie meraných deformácií umožnilo vybudovať grafický záznam v tvare pracovného diagramu. Na obr. 8 sú pracovné diagramy rozhodujúce-

Design of vertical alignment during the concreting and design of monitoring the vertical behaviour of cantilevers during the free cantilevering

It was necessary to prepare a computer programme for computing the vertical alignment of the axis which would meet the requirement of the contractors drawings and the determined schedule of construction. The computer programme enabled to perform operative changes of the time schedule and monitoring of the actual state of alignment [3]. There were evaluated the temperature and humidity parameters of the air, temperature in the cross-section, the actual course of creep and shrinkage of samples, Young's moduli of concrete and steel, the input prestressing force, stresses in concrete, settlement and strain of piers, deviations of the shape of superstructure a. s. n.

The gained values have been stored in a databank and the computing centre replaced the initial estimated inputs by the actual ones.

The results showed, that the mastering of the problems caused by thermal strains leads to the successful vertical shifting of the travelling formwork during the free cantilevering. At a maximal length 120 metres of the cantilever there were the daily vertical deviations at the end of the cantilever not less than 85 millimetres and in course of several days even 120 millimetres. By the vertical adjusting of the shifting equipment the influence of temperature had to be respected. For that purpose there was assembled a computer programme, by means of which and using the actual values of temperature measured in three cross-section points of the superstructure, can the computing of deformation be carried out [3]. The separate pick-ups of temperature are connected through a measuring exchange to the computer PC-AT-286 placed directly on the bridge. The computer gives immediately the results of the deformation computing in graphical or numerical form.

A separate and very exacting problem was the connecting of the asymmetric 120 and 50 metres long cantilevers. Each cantilever showed different values of deformations due to changes of temperature, the difference being up to 45 millimetres. It was important to prevent the demolition of the segment just under the setting and hardening process of compacted concrete. The compacted end of cantilevers were fixed by a steel structure and the upper surface of cantilevers were cooled by sprinkling water from the river over it.

As the Fig. 7 shows the vertical alignment of cantilevers and their convection was achieved with small deviations related to theoretical assumptions. Because of these facts it was not necessary to lay a continuous levelling coat on the surface according to the original design, it was possible to substitute it by local concrete complements.

Testing the short-term effects of loading

During the successive monolithization of the constructed cantilevers to a continuous structure the presumptions of standards in the static calculation were tested.

ho priebehu 3. poľa. Uvedená smernica pracovného diagramu definuje mieru výstižnosti teoretického výpočtu. Na ľavom moste sa prejavila zvýšená tuhosť a spolupôsobenie dokončených mostov.

Zaťažovanie vozidlami trvalo 3 dni a na vyhodnotenie nameraných deformácií bolo treba separovať účinky teplotných zmien. Teoretický výpočet deformácie z priebežne meraných teplôt betónu sa overoval na meraných deformáciách nezataženého mosta. Prvý deň skúšky sa merali všetky sledované veličiny v 4 hodinových intervaloch od klimatického zaťaženia. V druhom poli ľavého mosta bol nameraný maximálny priebeh pri ohriatí konštrukcie +6,6 mm a pri ochladení -8,6 mm. Výstižnosť teoretického výpočtu dosahovala 85 %.

V priamej nadväznosti na statické zaťažovacie skúšky sa vykonali na oboch mostoch dynamické zaťažovacie skúšky. Okrem základných dynamických parametrov (dynamický súčiniteľ, vlastná frekvencia a logaritmický dekrement útlmu) sa na ľavom moste sledoval aj vodorovný pohyb konštrukcie nad pilierom č. 3, kmitanie zväzku voľných káblov a dynamická odozva pravého mosta pri skúške ľavého.

Pri dynamickej skúške sa získali tieto hodnoty:

	PM	LM
- dynamický súčiniteľ pre max.		
rozpätie 174 m	1,027	1,014
pre rozpätia 83 m	1,045 až 1,082	1,053 až 1,099
(v statickom výpočte 1,1)		
- vlastné frekvencie		
namerané hodnoty	0,875 až 2,775	0,850 až 2,200
vypočítané hodnoty	0,865 až 2,606	0,876 až 2,101
- logaritmický dekrement	0,024 až 0,049	0,032 až 0,070

Vyššia nameraná hodnota logaritmického dekrementu útlmu na ľavom moste poukazuje na vzájomné spolupôsobenie dokončených mostov.

Dlhodobé sledovanie mosta

Merania po ukončení zaťažovacej skúšky tvoria základné údaje na dlhodobé sledovanie konštrukcie. V moste zostali zabudované:

- meracie body na meranie sadania podpíer mosta a

There were continuously monitored the effects of prestressing the jointing tendons in the lower flange on stress and strains in the construction.

The load testing of completed bridges gave a thorough set of results to test the presumptions of theoretical calculations. The decisive position of the static loading test were organised correspondingly. On the right bridge the test was carried out on 20th september 1990, on the left one on 18th september 1991. The testing load of uneven spans was represented by 60 vehicles of 23 tons average weight each. In the 2nd and 3th spans the 104 to 105 % efficiency of bending moments was achieved [7].

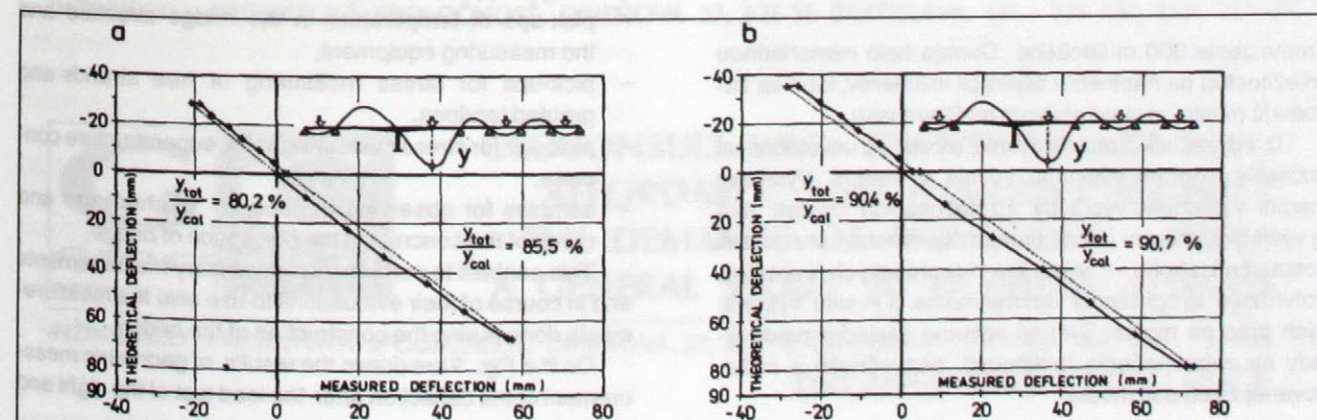
The vehicles were directed to the right positions in six stages. The gradual rise of measured deformation enabled to plot the graph in a form of working schedule. On Fig. 8 they are the working diagrams of the decisive sag of the 3rd span. The presented instruction of the working diagram defines the measure of fitness of the theoretic calculation. On the left bridge a higher rigidity can be seen, additional effect of finished bridges, too.

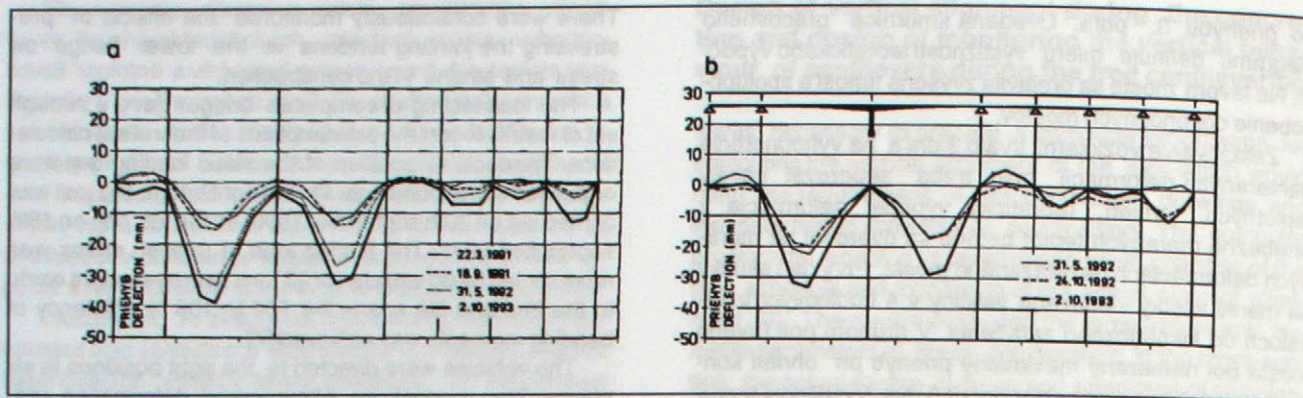
The loading by vehicles lasted for 3 days and for the evaluating of the measured deformations it was necessary to separate the effects of temperature changes. The theoretical calculation of deformations from the continuously measured temperatures of concrete was testified by comparison with the measurements on the non loaded bridge. On the first day of testing the monitored quantities were measured in intervals of 4 hours from the climatic loading. In the second span of the left bridge there was a +6,6 millimetres maximum sag measured after the heating of the structure and -8,6 millimetres after cooling the structure. The fitness of the theoretic calculation reached up to 85 %.

Immediately after the static load testing the dynamic load tests on both bridges were carried out. Except of the basic dynamic parameters (dynamic coefficient, natural frequency, logarithmic decrement of damping) there was measured on the left bridge the horizontal movement above the support No. 3, tow. Further there was observed the vibration of the free strand bundles and the dynamic resonance of the right-hand bridge during the testing of the left-hand one.

Obr. 8. Pracovné diagramy priebehu pri zaťažovacej skúške a - ľavý most - 3. pole (r. 1990), b - pravý most - 3. pole (r. 1991)

Fig. 8. Curve of the sag during the loading test a - the left bridge - 3. field (1990), b - the right bridge (1991)





Obr. 9. Vertikálne deformácie namerané geodeticky pri dlhodobom sledovaní mosta
a – pravý most (základné meranie 20.11.1990), b – ľavý most (19.9.1991)
Fig. 9. Vertical deformation – geometric measuring in the long-term monitoring
a – the right bridge (fundamental measurement 20.11.1990), b – the left bridge (19.9.1991)

Values obtained in the dynamic test:

	RB	LB
dynamic coefficient for max. span of 174 m	1,027	1,014
for the span 83 m (equals 1,1 in static calculation)	1,045 to 1,082	1,053 to 1,099
natural frequency measured values	0,875 to 2,775	0,850 to 2,200
calculated values	0,865 to 2,606	0,876 to 2,101
logarithmic decrement	0,024 to 0,049	0,032 to 0,070

The higher value of the logarithmic decrement of the left bridge shows the additional effects of the jointed finished bridges.

Long-term Monitoring of the Bridge

Measuring after the load testing gives the basic reading for the long-term monitoring of the structure. In the bridge there remained the following devices:

- measuring points for measuring of settlement of the bridge supports and deflection of the superstructure,
- pick-ups of temperature in the bridge structure and the measuring equipment,
- pick-ups for stress measuring of free strands and grouted tendons,
- pick-ups for stress measuring in the superstructure concrete,
- samples for observing the course of shrinkage and creep of the concrete in the box space of bridge.

This enables to perform the necessary measurements and in course of their evaluations to use also the measurements done during the construction of the bridge.

On the Fig. 9 are drawn the results of geometric measurement of the deflection after the load test of the right and

priebyhov nosnej konštrukcie,

- snímače teplôt v betóne nosnej konštrukcie a meracia aparátúra,
- snímače napätosti voľných káblov a zabudovaných predpätých káblov,
- snímače na meranie napätí v betóne nosnej konštrukcie,
- vzorky na sledovanie priebehu zmrašťovania a dotvarovania betónu umiestnené v komorovom priestore mosta.

Umožňujú realizovať potrebné merania a pri ich vyhodnocovaní využiť aj merania vykonané počas výstavby mosta.

Na obr. 9 sú vykreslené výsledky geodetických meraní priebyhov nosnej konštrukcie pravého a ľavého mosta od základného merania po zafazovacej skúške. Tvary priebybových kriviek a dosiahnuté hodnoty priebyhov korešpondujú s tvarom a hodnotami projektovaného prevýšenia konštrukcie (pre pole s rozpätím 172 m znázorneného na obr. 4).

Súčasnou dlhodobého sledovania mosta je aj pravidelný monitoring dynamických parametrov mostnej konštrukcie od prevádzkového zafazenia. Ako hlavné parametre sa sledujú nosné frekvencie prevádzkového kmitania mostnej konštrukcie a efektívne hodnoty amplitúd výchylky kmitania. Zistené hodnoty uvedených parametrov poukazujú na stabilnú tuhosť mostnej konštrukcie pre pravý aj ľavý most.

Záver

Premostenie 300 m širokého Dunaja bolo mimoriadnou príležitosťou na naplnenie aspirácií inžinierov, ktorí sa zaoberajú mostným staviteľstvom na Slovensku.

Už od začiatku projektovania mosta sa uskutočňoval rozsiahly program výskumu, vývoja a meraní. Výsledky meraní v priebehu výstavby a zafazovacích skúšok, ako aj výsledky meraní počas prevádzky mosta, preukázali dostatočnú zhodu s výsledkami teoretických výpočtov. Potvrďuje to správnosť návrhu mosta a kvalitu vykonaných prác na moste. Tým sú splnené základné predpoklady na zabezpečenie funkčnosti, bezpečnosti a požadovanej životnosti mosta.

Zúčastnené organizácie

Investor: Riaditeľstvo diaľnic, Bratislava,
Projektant: Dopravoprojekt, a. s., Bratislava,
Dodávateľ: Doprastav, a. s., Bratislava,
Spolupracujúce organizácie: Stavebná fakulta STU, Bratislava, Výskumný ústav inžinierskych stavieb, Bratislava, Technický a skúšobný ústav stavebný, Bratislava, Vysoká škola dopravy a spojov, Žilina.

LITERATÚRA

- [1] Šefčík, T. - Tevec, G.: Diaľničný most cez Dunaj pri Lafranconi v Bratislave. (Motorway Bridge across the Danube near Lafranconi in Bratislava). Inžinierske stavby, č. 3-4, 1990.
- [2] Chandoga, M. - Zvara, J.: Niektoré konštrukčné problémy mosta cez Dunaj pri Lafranconi v Bratislave. (Some Specific Structural Problems of the Danube Bridge near Lafranconi in Bratislava). Inžinierske stavby, č. 3-4, 1990.
- [3] Búci, B. - Bolha, L. - Šoltész, J. - Fillo, L.: Výpočet prevýšení letmo budovaných konzol. (Computation of the Camber of Bridge Cantilevers Concreted by the Free Cantilever Method). Inžinierske stavby, č. 3-4, 1990.
- [4] Osuský, J.: Návrh a sledovanie výškového vedenia mosta pri Lafranconi v Bratislave. (Design and Monitoring of Vertical Alignment of the Bridge near Lafranconi in Bratislava). Inžinierske stavby, č. 3-4, 1990.
- [5] Búci, B. - Bolha, L. - Šoltész, J. - Bobík, M.: Sledovanie a vyhodnotenie vplyvu teploty na deformácie mosta. (Observation and Evaluation of Temperature Influence upon the Deformation of a Bridge Structure). Inžinierske stavby, č. 12, 1990.
- [6] Búci, B. - Bolha, L. - Šoltész, J.: Meranie deformácií priamopásových konštrukcií mosta mládeže. (Measurement of Deformation of Straight Band Structures of the Youth Bridge). Inžinierske stavby, č. 12, 1990.
- [7] Šefčík, T.: Most Lafranconi cez Dunaj v Bratislave. (Lafranconi Bridge across the Danube in Bratislava). In: 12. konferencie o predpätom betóne, Praha 1993.
- [8] Fillo, L. - Halvonik, J.: Výpočet stupňa bezpečnosti mosta Lafranconi. Inžinierske stavby, č. 3, 1994 (v tlači).

left bridge related to the initial measurement. The courses of deflection curves and the actual values of sags correspond with the courses and values of analysed camber of the structure (for the span of 172 metres shown in the Fig. 7).

A part of the long-term observation of the bridge is as well the regular monitoring of dynamic parameters of superstructure due to moving load. As the principal parameters are observed the bearing frequencies of the traffic vibration of the bridge structure and the effective values of amplitudes of vibration. The stated values of mentioned parameters confirm the stable stiffness of the bridge superstructure for the right- and left-hand bridge.

Conclusion

Building the bridge across the 300 metres broad Danube was a quite extraordinary challenge for engineers, who are involved in the bridgebuilding in Slovakia. From the very beginning of the bridge planning has been realised a wide research, development and measurement programme. The results of measurement during construction and load testing as well as the results during the traffic, proved a sufficient agreement of measured and analysed results. This confirms the correct design and construction of the bridge itself. Thus are proved the basic presumptions for good functioning, safety and required durability.

Partnership

Client: RD Bratislava

Designer: DPP a. s. Bratislava

Contractor: DPS a. s. Bratislava

Cooperating establishments: STU Bratislava, VÚIS Bratislava, TSÚS Bratislava, VŠDS Žilina.



GEOCONSULT S.R.O. BRATISLAVA JE TU, ABY SPLNIL VAŠE POŽIADAVKY NA VYHOTOVENIE PRÍPRAVNEJ A PROJEKTOVEJ DOKUMENTÁCIE POZEMNÝCH A INŽINIERSKÝCH STAVIEB

INŽINIERSKO - PROJEKTOVÁ SPOLOČNOSŤ, DRIEŇOVÁ 27, 826 56 BRATISLAVA, TEL.: 231 300, FAX: 231 806



GEOCONSULT L.T.D. BRATISLAVA ARE ABLE, AFFORDABLE, AND AVAILABLE TO MEET THE DEMANDS OF ANY DESIGN - FROM A GENERAL STUDY TO DETAILED DESIGNS

INŽINIERSKO - PROJEKTOVÁ SPOLOČNOSŤ, DRIEŇOVÁ 27, 826 56 BRATISLAVA, TEL.: 231 300, FAX: 231 806

ENGINEERING EXCELLENCE

Dva segmentové mosty na Slovensku

Two Precast Segmental Bridges in Slovakia



Ladislav Bača

Charakter trasy komunikácií v slovenskej geomorfológii veľmi často vyžaduje technológie letmej betonáže alebo montáže. Príklady obidvoch mostov sú charakteristické nepravidelnosťami vyplývajúcimi z konfigurácie terénneho reliéfu.

Výstavba diaľničnej siete v pomerne komplikovanej geomorfológii Slovenska si vyžaduje náročné riešenie premostení prekážok (rieky, železničné a cestné trasy v úzkych údoliach, terénny reliéf a pod.). V mnohých prípadoch sa pri budovaní nosných konštrukcií výhodne uplatňuje technológia letmej montáže. Ide o technológiu, ktorú s úspechom využívajú naše stavebné podniky v ostatných 30 rokoch pri estakádnych objektoch, mostoch s celkovou dĺžkou nad 180 m a pri prekonávaní prekážok so sťaženým prístupom z terénu.

Segmentové estakádne mosty sa aj u nás postupne vyvíjali. Segmenty sa vyrábali (1966) na dlhých linkách, s predpínacou výstužou s adhéziou umiestnenou v priečnom reze a montážou na pevnej skruži. Naše súčasné segmentové mosty 3. generácie (1985) spĺňajú celosvetový trend. Segmenty sa vyrábajú v buňkách kontaktným spôsobom. Optimalizáciou geometrie segmentu sa využíva priečny rez v maximálnej prípustnej hladine napätosti. Použitie voľne vedených predpínacích jednotiek až do veľkosti 3 600 kN výrazne zjednodušilo aj technológiu výroby segmentov. Špeciálne montážne zariadenia umožňujú rýchlu montáž nezávislú od konfigurácie terénu pod mostom.

V príspevku sú opísané dva mosty, ktoré sa projektovali a vybudovali v rokoch 1990 až 94, a to most V-1 nad diaľnicou D2 v Bratislave a most v Sučanoch.

Ing. Ladislav Bača, CSc. – Geoconsult, s. r. o., Drieňová 27, 826 56 Bratislava.

Character of road alignments in slovak geomorphology makes it very often necessary to use the overhang-concreting or -erection technology. The described examples of both bridges are characteristic with irregularities due to the configuration of ground relief.

The complex highway network system in Slovakia requires in many circumstances challenging solutions to the problems of bridging obstacles such as rivers, deep valleys, and unusual terrain projections. In such cases the best framework for bridge construction has been the cantilever method, assembling precast segments into one superstructure. Slovak construction companies have been successfully practicing this technology for thirty years in which span more than 180 meters, extending over obstacles which would otherwise make access from the ground difficult.

Precast segmental bridges were gradually developed in Slovakia. Production of segments began in 1966, in long precasting beds with bonded prestressed steel placed in the cross sectional area. The segments were assembled using stationary scaffolding. The modern third generation bridges (1985) follow present day worldwide trends because the segments are produced in high-tech moulds by the contact method. The cross sectional area's maximum safe tension level is determined by optimizing the segmental geometry. The application of the unbonded external prestressed strand units up to the capacity of 3 660 kN extremely simplified segment production. Special assembly equipment allowed for quick erection of the segments independent of the ground configuration beneath the bridge.

A description of two cantilever precast segmental bridges designed and built from 1990 to 1994 are presented in this paper.

Most V-1 nad diaľnicou D2 v Bratislave

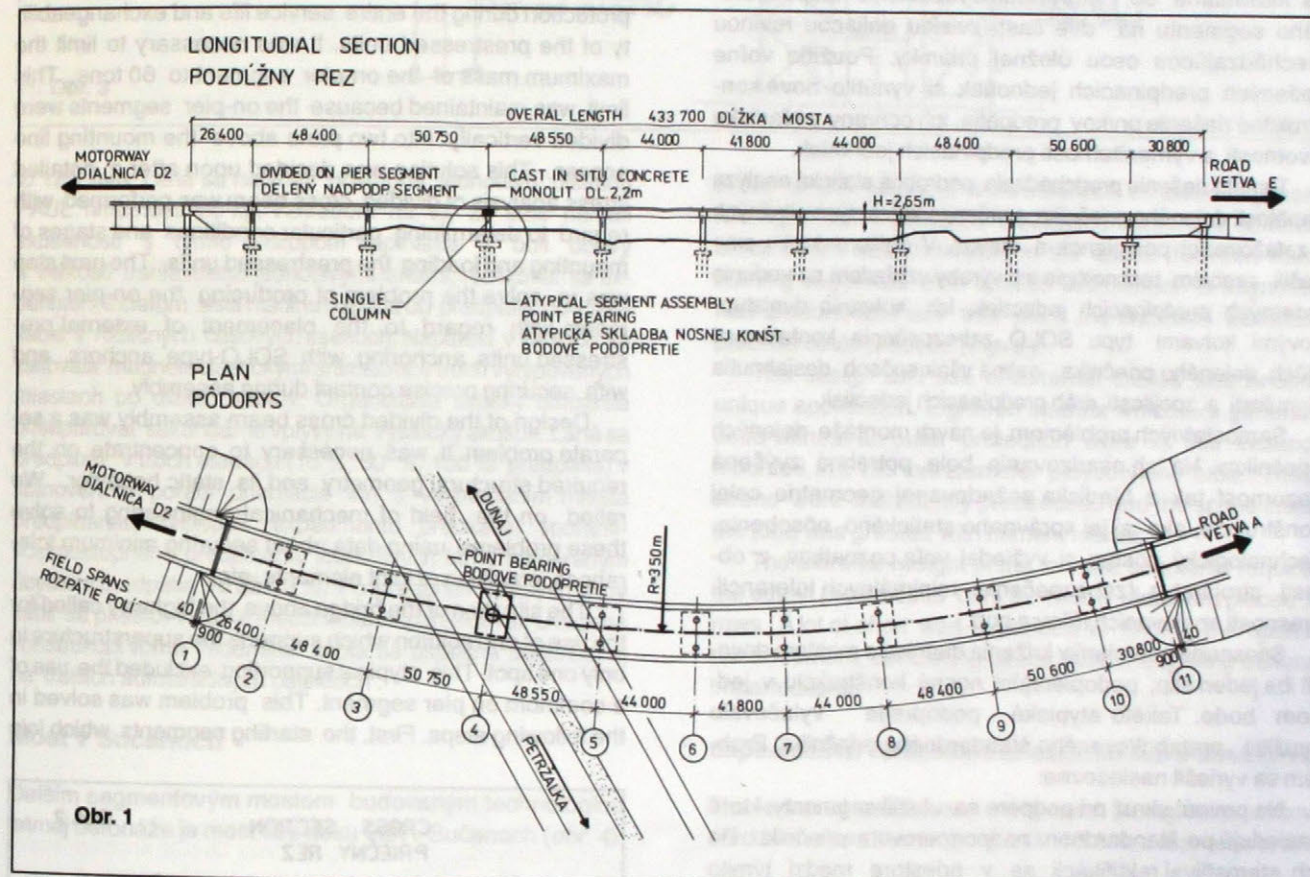
Most je súčasťou diaľničného systému premostenia Dunaja a dotvára dopravnú-komunikačný systém v mestskej časti Petržalka.

Navrhnutý je ako 10 poľový spojitý nosník s rozpätím poľí 26,4 + 48,40 + 50,75 + 48,55 + 44,0 + 41,8 + 44,0 + 48,4 + 50,6 + 30,8 pri celkovej dĺžke mosta 433,7 m. Trasa mosta vedie v smerovom kružnicovom oblúku $R = 350$ m a v zakružovacom vrcholovom oblúku $R = 4\,500$ m v strede mosta (obr. 1 a 2).

The V-1 Bridge crossing the D2 highway in Bratislava

The V-1 Bridge is a part of the D2 highway system which crosses the Danube river and connects to the road system of Petržalka, a suburb of Bratislava.

The design is a continuous girder of 10 spans with 26.4 + 48.4 + 50.75 + 48.55 + 44.0 + 41.8 + 44.0 + 48.4 + 50.6 + 30.8 m span lengths and a total bridge length of 433.7 m. The bridge line has a horizontal circular radius of $R = 350$ m, and a vertical curve radius of $R = 4\,500$ m in the center of the bridge (Fig. 1 and 2).



Spodná stavba

Vzhľadom na zvláštnosti podložia zvolilo sa zakladanie na veľkopriemerových pilótach $\varnothing 127$ m, dĺžky 12 m s preinjektovanou päťou.

Statické zafažovacie skúšky VP pilót sa uskutočnili systémom VUIS-P. Posúdenie únosnosti predpokladá rozdelenie pilóty na dve nezávislé deformačné časti; na časť päty a časť drieku pilóty (plášť). Zafažovacie bremeno sa vyvodzovalo v uzavretom systéme skúšobnej pilóty. Výsledky skúšky pilóty umožnili nezávislú kvantifikáciu odporu päty a priemerného plášťového namáhania pilóty. Skúšobné pilóty boli súčasťou zakladania spodnej stavby.

Zafažovacie skúšky pozitívne potvrdili správnosť upraveného zakladania. Preukázalo sa zvýšenie únosnosti upravenej VP pilóty pri rovnakej deformačnej práci o 190 %.

The substructure

Due to poor soil conditions, a pile foundation 12 m high and 1,27 m diameter was used. The area around the pile toes was later grouted.

A static load bearing test on the piles was performed using the VUIS-P system which separates the piles' effect on the subsoil into two independent parts, the pile toe and the pile-skin respectively. The test load is induced in a closed test pile system. The results of such a pile test allowed for independently quantifying the resistance parameters of the pile toe and the average pile skin stress. The piles were tested after being placed in situ. The results of the load bearing tests confirmed the accuracy of the foundation method. The results showed an increased load bearing capacity of the pile to be 190 % after grouting.

Nosná konštrukcia

Premostenie prekážky – trasy diaľnice – si vyžiadalo nerovnomerné rozdelenie jednotlivých polí mosta a atypické bodové podopretie segmentovej konštrukcie. Nosná konštrukcia vedie v extrémne malom smerovom kružnicovom oblúku $R = 350$ m, má atypickú zostavu segmentov, čiastočne je monolitická a bodovo podopretá v mieste kríženia diaľnice.

Hmotnosť nadpodperových segmentov prekročila maximálnu únosnosť montážneho súboru. Obmedzenie hmotnosti nadpodperových prefabrikovaných segmentov na maximálne 60 t si vyžiadalo rozdelenie nadpodperového segmentu na dve časti zvislou deliacou rovinou prechádzajúcou osou ťažnej priamky. Použitie voľne vedených predpínacích jednotiek si vynútilo nové konštrukčné riešenie prvkov predpätia, ich ochrany z hľadiska životnosti a vymeniteľnosti predpínacích jednotiek.

Tomuto riešeniu predchádzala podrobná statická analýza napätosti deleného priečnika s určením korektných ťažkových podmienok a stavov. V ďalšom kroku sme riešili problém technológie ich výroby vzhľadom na vedenie externých predpínacích jednotiek, ich kotvenia dvojitými kotvami typu SOLO, zabezpečenia kontaktnosti plôch deleného priečnika, najmä však spôsob dosiahnutia plynulosti a spojitosti dráh predpínacích jednotiek.

Samostatným problémom je návrh montáže delených priečnikov. Na ich osadzovanie bola potrebná zvýšená pozornosť tak z hľadiska požadovanej geometrie celej konštrukcie, ako aj jej správneho statického pôsobenia. Technologický postup si vyžiadaval veľa poznatkov z oblasti strojárstva (zabezpečenie minimálnych tolerancií, presnosti spojovacích trŕňov a pod.).

Stiesnené podmienky kríženia diaľnice s mostom dovolili iba jeden stĺp, podopierajúci nosnú konštrukciu v jednom bode. Takéto atypické podopretie vylučovalo využitie prefabrikovaného štandardného priečnika. Problém sa vyriešil nasledovne:

Na pevnú skruž pri podpore sa uložili segmenty, ktoré nasledujú po štandardnom nadpodperovom priečniku. Po ich starostlivej rektifikácii sa v priestore medzi týmito "štartujúcimi segmentami" vybetonoval atypický monolitický železobetónový priečnik a ďalej sa pokračovalo bežným montážnym postupom (obr. 3).

Zaujímavý je aj návrh a realizácia externých káblov. V polyetylénovej rúrke $\varnothing 125$ mm je 18 nechránených lán $\varnothing 15,5$, ktoré sú napínané jednotlivo a nakoniec je vnútorný priestor zainjektovaný cementovou maltou.

Extrémne zaťaženie nadpodperového segmentu v priečnom reze si vynútilo návrh predpínacích tyčí CPS $\varnothing 32$ vo viacerých radoch. Preto sme riešili jeho účelné vystuženie, betónáž, adjustáciu predpínacích dráh a minimálne imperfekcie.

Konštrukcia voľne vedených káblov – experimentálne overovanie

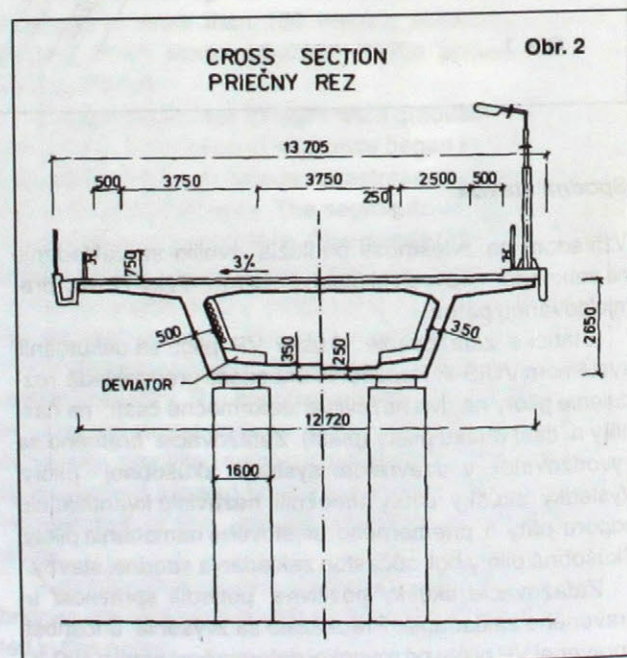
Voľne vedené káble sú z 18 lán $\varnothing 15,5$ Ls bez obalu či ochrannej vrstvy a sú uložené v polyetylénovej rúrke

The superstructure

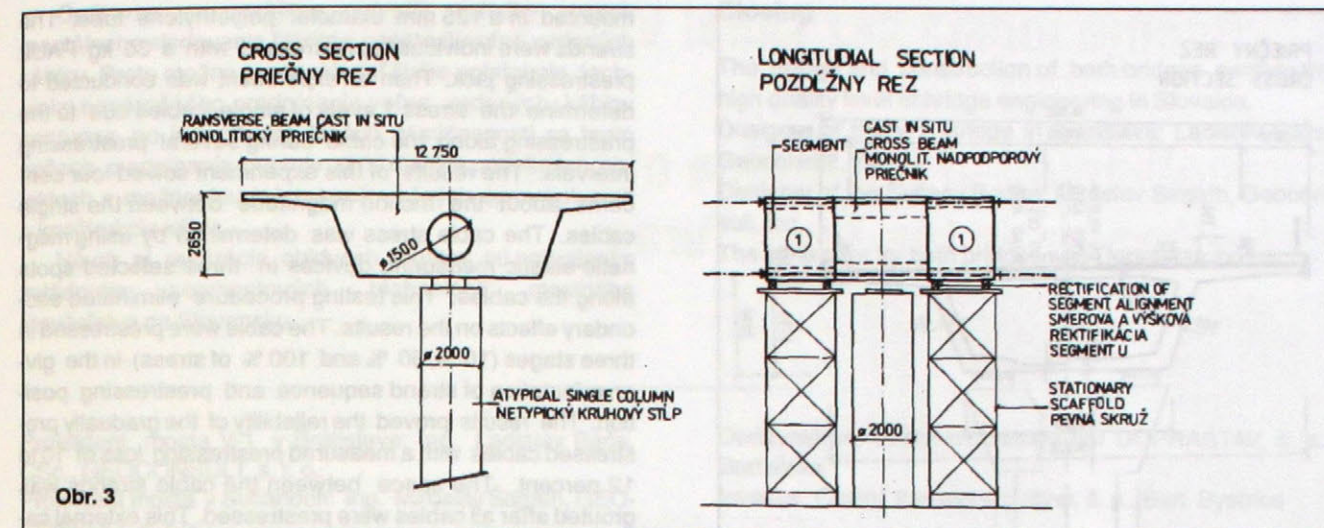
The V-1 Bridge spans over an operating highway route and thus its construction necessitated an uneven distribution of piers. When the bridge crosses the highway it is supported in the center by only one column. The superstructure has an extremely small horizontal curve radius of $R = 350$ m. The atypical segment assembly required that the monolith be cast in situ above the area where the single column was placed. The mass of the on-pier segments exceeded the maximum load – bearing capacity of the assembly equipment. The use of unbonded prestressed units necessitated a new structural solution with special attention to protection during the entire service life and exchangeability of the prestressed units. It was necessary to limit the maximum mass of the on-pier segment to 60 tons. This limit was maintained because the on-pier segments were divided vertically into two parts above the mounting line access. This solution was decided upon after a detailed stress analysis of divided cross beam was performed with regard to determining particular conditions and stages of mounting and loading the prestressed units. The next step was to solve the problem of producing the on-pier segments with regard to the placement of external prestressed units, anchoring with SOLO-type anchors, and with securing precise contact during assembly.

Design of the divided cross beam assembly was a separate problem. It was necessary to concentrate on the required structural geometry and its static behavior. We relied on the field of mechanical engineering to solve these problems, using data about securing minimum tolerances, precision of joint elements, etc.

The situation of the bridge above the highway called for the use of one column which supports the superstructure in only one spot. This atypical supporting excluded the use of a common on pier segment. This problem was solved in the following steps. First, the starting segments which join



Obr. 2



Obr. 3

$\varnothing 125$ mm. Laná sa napínali postupne jednotlivo pištoľou PAUL hmotnosti 30 kg. Vzhľadom na to, že sme nemali skúsenosti s týmto postupom napínania a boli obavy z veľkosti trenia medzi jednotlivými lanami, realizoval sa experiment s cieľom zistiť hladinu napätia od predpätia po dĺžku kábla v rozličných časových úsekoch. Napätosť v kábloch sa zisťovala magnetoelastickými snímačmi v troch vytypovaných miestach po dĺžke káblov. Organizácia skúšky umožnila odseparovať sekundárne vplyvy na výsledky skúšok. Laná sa predpínali v troch etapách (10 %, 50 %, 100 % predpätia) v stanovenom poradí orientácie lán s vystriedaním miesta predpínania. Výsledok experimentu preukázal spoľahlivosť postupného predpínania jednotlivých lán s nameraným úbytkom predpätia 10 až 12 %. Po predpnutí všetkých lán v kábli sa priestor v rúrke medzi lanami zainjektoval. Uvedená konštrukcia voľne vedeného kábla sa úspešne uplatnila aj na ďalších autostrádnych objektoch.

Most v Sučanoch

Ďalším segmentovým mostom budovaným technológiou letnej betónáže je most cez rieku Váh v Sučanoch (obr. 4).

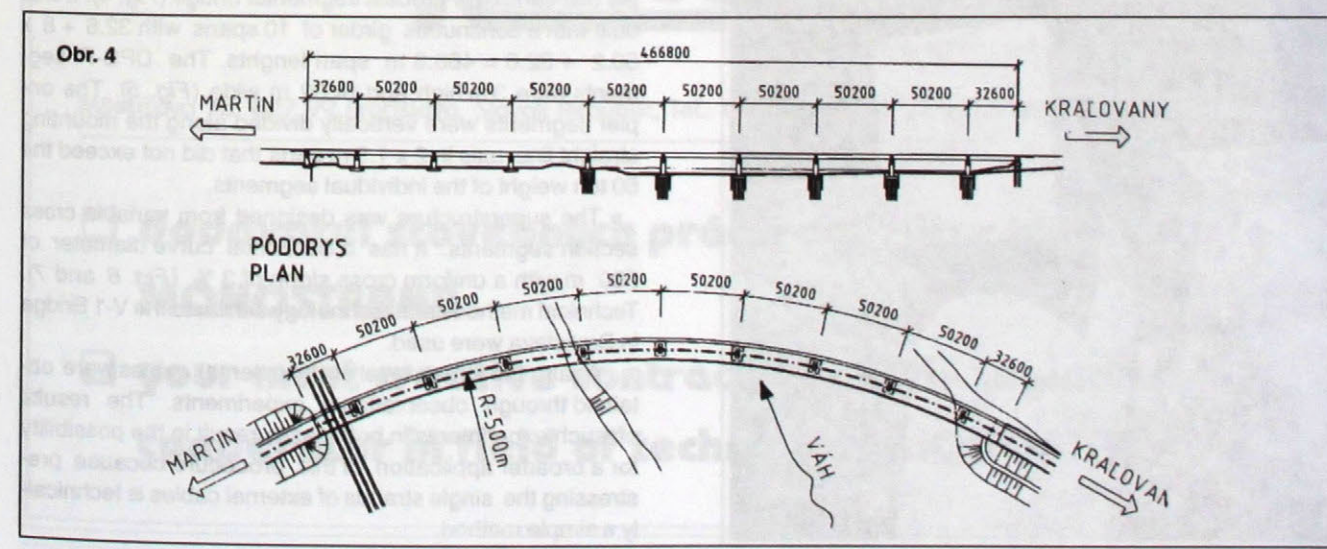
to the on-pier segment were mounted on stationary scaffolding. Then an atypical monolithic reinforced concrete cross beam was concreted in the space between these starting segments after careful rectification of alignment was performed. From this point the standard assembly process could proceed (Fig. 3).

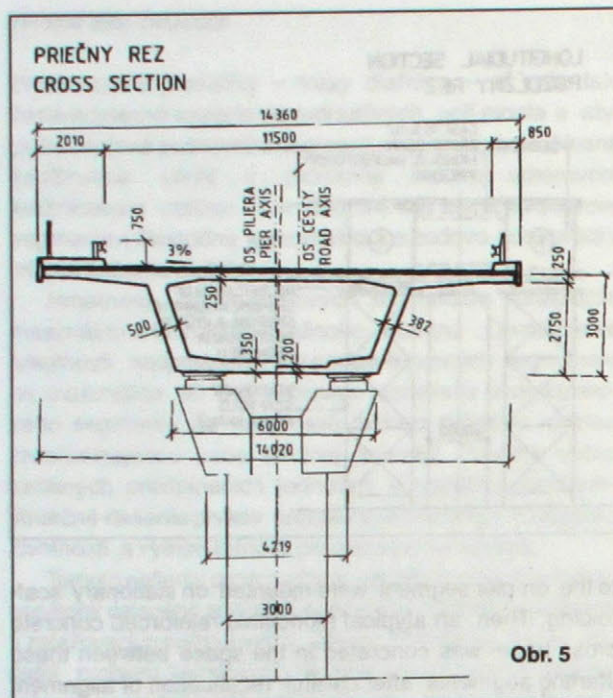
The design and use of external cables was another unique application. Eighteen strands which are generally used without an outer protection were in this instance mounted in a 125 mm diameter polyethylene tube. These strands were individually prestressed and the space inside the tube was grouted with cement mortar.

The extreme weight of the on-pier segments required the use of prestressed bars 32 mm in diameter, placed in rows. A lot of effort was expended in finding the optimal reinforcement, concreting space, and in adjusting minimal imperfections.

Experimental verification of external cable structures

The external cables are composed of eighteen uncovered low relaxation strands with 15.5 mm diameters, and





Obr. 5

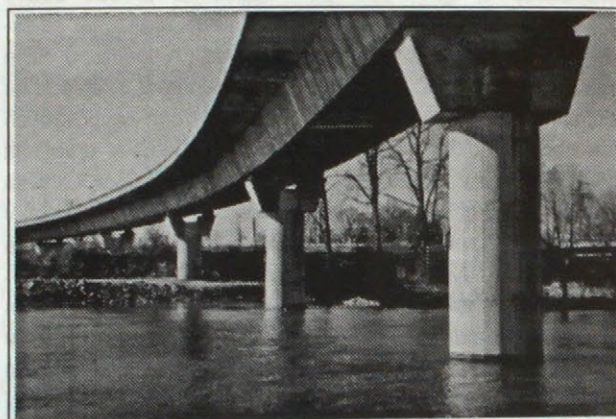
Most sa navrhol ako 10 poľový spojitý nosník s rozpätím polí $32,6 + 8 \times 50,2 + 32,6 = 466,8$ m. Na stavbu nosnej konštrukcie sa použili segmenty DPS-FI výšky 3 m a šírky 14,02 m (obr. 5). Nadpodperový priečnik je takisto delený v osi úložnej priamky v dĺžke $2 \times 1,5$ m tak, aby hmotnosť jednotlivých dielcov neprekročila maximálne 60 t.

Nosnú konštrukciu tvoria segmenty s premenným priečnym rezom. Most je vedený v kružnicovom smerovom oblúku $R = 500$ m s jednotným priečnym sklonom 3 % (obr. 6 a 7). Pri realizácii objektu sa použili obdobné technické a technologické postupy, ako pri estakádnom objekte V-1 v Bratislave.

Obr. 6



mounted in a 125 mm diameter polyethylene tube. The strands were individually prestressed with a 30 kg PAUL prestressing jack. Then an experiment was conducted to determine the stress levels of single cables due to the prestressing along the cable during several prestressing intervals. The results of this experiment solved our concerns about the friction magnitude between the single cables. The cable stress was determined by using magnetic-elastic measuring devices in three selected spots along the cables. This testing procedure eliminated secondary effects on the results. The cable were prestressed in three stages (10 %, 50 % and 100 % of stress) in the given orientation of strand sequence and prestressing position. The results proved the reliability of the gradually prestressed cables with a measured prestressing loss of 10 to 12 percent. The space between the cable strands was grouted after all cables were prestressed. This external cable structure was also successfully applied in other highway projects.



Obr. 7

The Sučany Bridge

The Sučany Bridge crossing the Vah river is another example of a cantilever precast segmental bridge (Fig. 4). It was built with a continuous girder of 10 spans with $32,6 + 8 \times 50,2 + 32,6 = 466,8$ m span lengths. The DPS-FI segments were 3 m high and 14.02 m wide (Fig. 5). The on-pier segments were vertically divided along the mounting straight line axis in $2 \times 1,5$ m parts that did not exceed the 60 ton weight of the individual segments.

The superstructure was designed from variable cross section segments. It has a horizontal curve diameter of 500 m with a uniform cross slope of 3 % (Fig. 6 and 7). Technical methods and technology similar to the V-1 Bridge in Bratislava were used.

Again, the stress level of the external cables were obtained through observational experiments. The results of such experiments in both cases result in the possibility for a broader application of this procedure because prestressing the single strands of external cables is technically a simple method.

Opätovne sa pozitívne potvrdili výsledky experimentálneho sledovania hladiny napätosti voľne vedených káblov. Preto možno predpokladať širšie uplatnenie technicky nenáročného predpínania voľne vedených káblov postupne po jednotlivých lanách. V súčasnosti sa tento spôsob predpínania overuje aj na ďalších podobných objektoch s možnosťou iných konštrukčných úprav kotvenia a konštrukcie kábla.

Návrh aj realizácia obidvoch mostov sú potvrdením zvládnutia segmentových technológií mostného staviteľstva na Slovensku.

Projektant mosta V-1 v Bratislave: Ing. Ladislav Bača, CSc., GEOCONSULT, s. r. o.

Projektant mosta v Sučanoch: Ing. Miroslav Šagáth, GEOCONSULT, s. r. o.

Closing

The design and construction of both bridges confirm the high quality level of bridge engineering in Slovakia. Designer of the V-1 Bridge in Bratislava: Ladislav Bača, Geoconsult, inc.

Designer of the Sučany Bridge: Miroslav Sagath, Geoconsult, inc.

The contractor for both bridges was Doprastav, co.

Dodávateľom obidvoch mostov bol DOPRASTAV, a. s., Bratislava.

Investor: Cestný investorský útvar, š. p., Ban. Bystrica

Renos

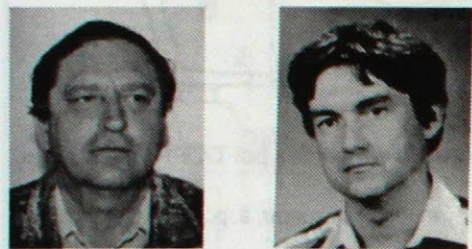
BRATISLAVA, a. s.

Miletičova 7a, 827 99 Bratislava, Slovak Republic, Tel.: 00427 / 626 47, Fax: 00427 / 641 63

- ☐ **dodávateľ stavebných prác, realizátor technológií MONOSTRAND**
- ☐ **your most creative contractor in civil engineering, cooperator in field of technology MONOSTRAND**

Zosilnenie mosta cez kanál Váhu v Turanoch

Strengthening of the Bridge over the River Váh-Channel in the Town Turany



Miloš Hruška – František Karaba

Článok opisuje výsledky prehliadok, diagnostiky mostného objektu, riešenie zosilnenia a skúsenosti z realizácie.

Opis konštrukcie pred zosilnením

Ide o šikmý spojitý trojpoľový most (28,5+57+28,5 m), ktorý v priečnom reze tvorí roštová sústava z piatich hlavných železobetónových nepredpätých nosníkov premenného prierezu (obr. 1 a 2). Šikmost je pravá 51°30'. Výška nosníkov uprostred stredného poľa a nad krajnými oporami je 210 cm. Parabolickými nábehmi sa výška smerom k stredným podporám zvyšuje na 340 cm. Mostovková železobetónová doska má v strednom poli hrúbku 20 cm a v krajných poliach 30 cm. Spodná časť nosníkov je kolmo na ich pozdĺžnu os spojená priečnikmi rozmerov 30/100 cm.

Zhrnutie výsledkov prehliadok a diagnostiky

Pred započatím projektových prác VŠDS Žilina spracovala výsledky dlhodobého sledovania mosta a VÚIS Bratislava vykonal diagnostiku súčasného stavu mosta s týmito závermi:

- hlavné nosníky, najmä obidva krajné nosníky majú trhliny statického pôvodu, a to v hornej ľahanej oblasti nad piliermi (záporného momentu) a v dolnej ľahanej oblasti (kladného momentu) v strede rozpätia hlavného poľa šírky až do 2 mm,
- izolácia na moste je porušená, voda preteká cez trhliny v hornej doske a zapríčiňuje vyluhovanie betónu. Vznikli rozsiahle a početné výkvety vápnika na hornej doske a nosníkoch, s následnou hĺbkovou koróziou

Inspection results, bridge structure diagnosis, solution of the above mentioned bridge strengthening and experiences based on its implementation.

Structure description before its strengthening

It is a skew three-span bridge (28,5 + 57 + 28,5 m) composed from the five main reinforced concrete unprestressed beams of variable cross-section (Fig. 1 and 2). The obliquity is genuin 50°30'. The beam height is 210 cm as in span middle as above the outside supports. The beam height increases through the parabolic haunches to the middle supports up to 340 cm. Cooperating reinforced concrete slab is 20 cm thick in the middle span and 30 cm in the end spans. Lower part of the beams is perpendicular to its longitudinal axis braced with the cross girders dimensions of which are 30/100 cm.

Summary of inspection and diagnosis results

VŠDS Žilina elaborated the long-term observing results before the desing work started and VUIS Bratislava realized the recent state of bridge diagnosis with following results:

- main girders first of all the both (flank front) outside one show cracks of static origin namely in the upper tensioned zone above the piers (in the negative moment area) and in the middle span of the main field as far as the 2 mm width
- bridge insulation is damaged so that water passes trough the static cracs in the upper slab and it caused the leaching out of concrete which is proved by evidence of widespread and various calcium scums on the upper slab and following reinforcing honeycomb corrosion. Corrosion is in many spots sot thick, that it causes the concrete cover layer spalling trough the increased volume of the corrosion product. Water freely flows down the beam in the middle span of the outside

Ing. Miloš Hruška, Ing. František Karaba – VÚIS-Mosty, s. r. o., Lamačská cesta 8, 817 14 Bratislava.

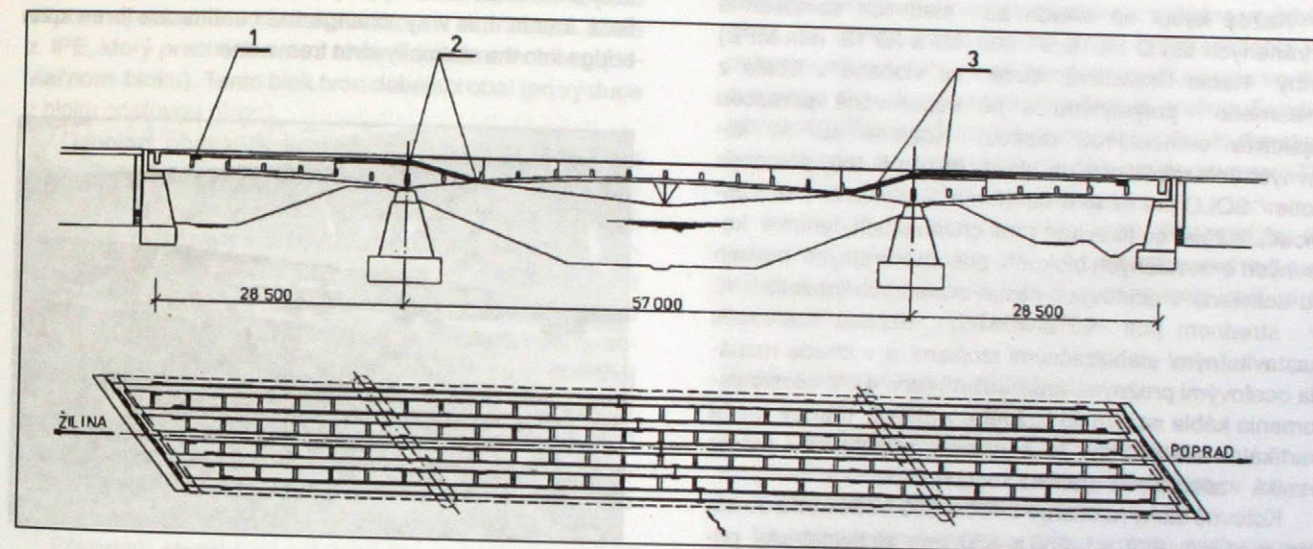
výstuže. Na mnohých miestach je korózia taká silná, že spôsobuje odlupovanie krycej vrstvy betónu. V strede rozpätia hlavného poľa krajného návodného nosníka voľne stekajúca voda spôsobila koróziu výstuže a odtrhnutie spodnej časti betónu v hrúbke do 15 cm, čím sa hlavná ľahová výstuž obnažila (obr. 3),

- statické trhliny sú príčinou viditeľného priebyhu v strede hlavného poľa (asi 12 cm),
- podľa výsledkov diagnostiky kvalita betónu trámov je B 170,
- most je v havarijnom stave a je nevyhnutná okamžitá oprava vozovky a následne nosnej konštrukcie. Súčasný stav mosta je veľmi zlý s povolenou zaťažiteľnosťou 18 t a výhradnou zaťažiteľnosťou 30 t podľa 73 6220.

water-side main field. It constitutes suitable conditions for the reinforcement corrosion which caused spalling of the lower part of concrete untill the 15 cm thickness (Fig. 3). The main tensile reinforcement exposure was caused in this way,

- the visible deflexion (about 12 cm) was caused by the visible statical cracs in the middle of the main field,
- concrete quality of girders is B 170 after the diagnosis results,
- the bridge is in a crash state and an immediate road surface and following load bearing structure repair work is needed because the recent state of this bridge is very bad with it's permitted loading capacity of 180 kN and reserved loading capacity of 300 kN after the ON 73 6220 standard.

Obr. 1. Pozdĺžny rez a pôdorys mosta (1 – kotevný blok, 2 – deviátor, 3 – protivandalové oplechovanie)
Fig. 1. Longitudinal cross section and ground plan of the bridge (1 – anchorage block, 2 – deviator, 3 – steel sheet covering against vandals)



1. etapa sanácie – oprava mostného zvršku a priečne zopnutie nosnej konštrukcie

Zlepšenie priestorového spolupôsobenia mosta nastalo po priečnom zopnutí pri každom druhom priečniku dvojicou predpínacích tyčí CPS 32/37, ktoré sa uskutočnilo v roku 1991. Celoplošnú izoláciu na moste vykonal v roku 1992 Doprastav závod 03.

Návrh zosilnenia

Konštrukcia mosta je zosilnená predpätím voľnými káblami (obr. 1). Každý trám mosta je po obidvoch stranách predpätý dvojicou zdvíhaných siedmich lanových priebežných káblov (celkovo 10 káblov, v každom kábli je sila 1 158 kN). Vedenie káblov v strednom poli sa navrhlo tak, že vnášajú opačné napätia do konštrukcie, t. j. v tlačenej oblasti vnášajú ľah a v ľahanej tlak. Ide o statický zásah do konštrukcie mosta, ktorý vlastným pôsobením vykryva všetky kombinácie zaťaženia, vrátane zvlášť nej súpravy triedy A podľa ČSN 73 6203.

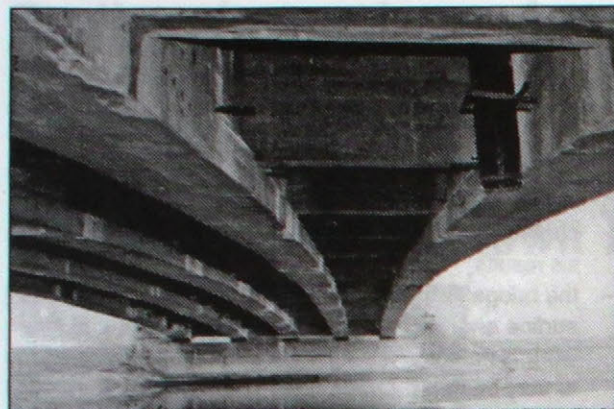
1. Rescue stage – bridge superstructure repair and load bearing structure transversal prestressing

Improvement of the bridge spatial cooperation followed after:

- the transversal prestressing of every second cross beam by the means of the CPS 32/37 prestressing bars couple which was realized in the year 1991,
- putting the full-surface insulation on the bridge by the Doprastav 03 plant in the year 1992 which prevented another cement wash-out of the bridge structure.

Bridge strengthening design

Bridge strengthening was designed trough the prestressing of External Unbonded Tendons - EUT (Fig. 1). Every bridge girder is prestressed with one couple of the seven strand tendon which is elevated and continuous. There are 10 tendons altogether with the force of 1 158 kN in every one of them. The tendon line is designed in this way that they are putting the contrary stress into the structure i. e. they introduce tension in the stressed zones and stress in

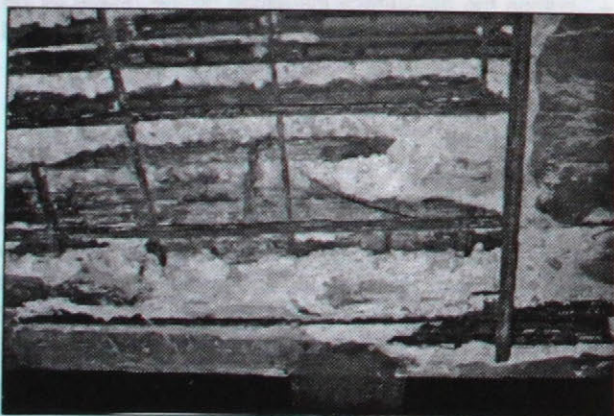


Obr. 2. Pohľad na trámy stredného poľa pred rekonštrukciou
Fig. 2. General view on the middle field girders before reconstruction

Každý kábel sa skladá zo siedmich samostatne chránených lán $\varnothing$ Ls 15,5/1 800 MPa ($\varnothing$ 18 mm MPE) firmy Kablo Bratislava, ktoré sú vložené v obale z lineárneho polyetylénu a sú separované pomocou injekcie cementovou maltou. Kotvené sú do kotevných železobetónových blokov (betón B 400) pomocou kotiev SOLO pre sedem lán (firma NAPKO, s. r. o. Olomouc). Káble sú fixované proti chveniu uchytením v kotevných a deviačných blokoch, pričom v krajných poliach sú uchytené v oceľových nastavovateľných konzolách K. V strednom poli vo štvrtinách rozpätia oceľovými nastaviteľnými stabilizačnými stojkami a v strede rozpätia oceľovými pružnými vzperadlami (obr. 4). V mieste zlomenia kábla sa tým do každého z piatich trámov vnáša vertikálna sila 240 kN. Zo spojitého trojpoľového mosta vzniká vzperadlová statická sústava.

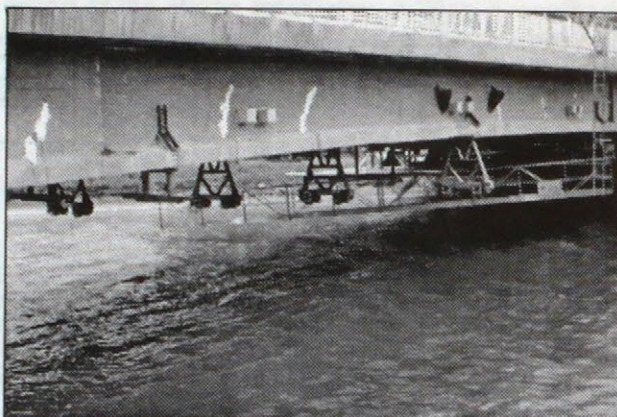
Kotevné bloky rozmerov 1 400 x 550 x 550 mm a deviatory rozmerov 900 x 1 050 x 550 mm sú symetricky pribetónované na trám a prikotvené predpínacími tyčami (obr. 5). Kvôli lepšiemu prenosu sily do trámů sú cez škáry osadené oceľové trne, ktoré sú vplenené do starého betónu spojovacou hmotou na báze epoxy.

Obr. 3. Koróziou poškodené tri vrstvy hlavnej ťahovej výstuže stredného poľa
Fig. 3. Three main layers of the tension reinforcement were injured with corrosion in the middle field



the tensioned one. It represents such a static influence into the bridge structure that incorporates all the load combinations including the special loading set of the A class ČSN 73 6203 standard.

Every tendon consists of seven individually protected low relaxation strands Ls 15,5 dia. - 1 800 MPa (18 mm dia. cover) produced by the Kablo Bratislava company. Strands are mounted in a high density polyethylene cover and separated through the cement mortar grouting. These tendons increase the moment loading structure capacity on an asked level and they serve pick up the shear forces. They are anchored into the reinforced concrete anchor blocks (B 400 concrete) through the SOLO anchors for seven strands tendon (NAPKO company Olomouc). Tendons are fixed to prevent vibration not only in anchorage blocks but also in steel adjustable cantilevers "K", adjustable stabilizing columns and steel elastic strut frames (Fig. 4) on which the tendons bend and in this way is the five girders, they are situated in the quarter of the span in the middle field and in this way change the continuous three span bridge into the statically strut frame one.

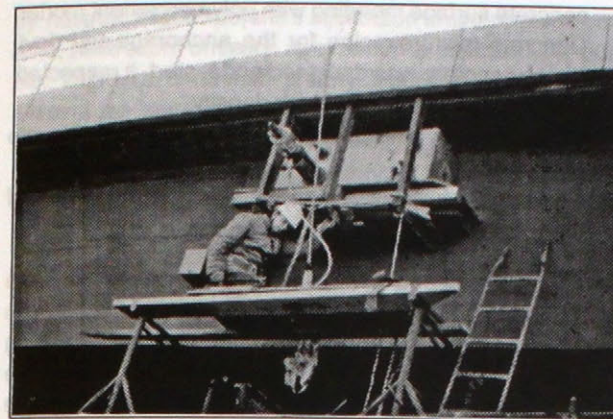


Obr. 4. Pohľad na zmontované pružné vzperadlá bez zavetrovacích tyčí (na zábere vidieť stopy po injektovaní trhlín v trámoch)

Fig. 4. View on the assembled elastic strut frames without wind bracing bars up to now. Grouting traces after girder grouting are seen in the picture

Dimensions of anchor blocks are 1 400 x 550 x 550 mm and those of deviators are 900 x 1 050 x 550 mm. They are both symmetrically affixed with concrete and fixed with anchored prestressing bars (Fig. 5). Steel mandrels are put and pasted with the special epoxy glue into the girder joints of the old concrete to improve the force transfer into the girders.

The shuttering cover EUT is with the 95/3,5 dia. 1 120 mm long steel tube constituted. This tube is bent on the 2 500 mm radius precisely. The EUT cover is on both ends on the 200 mm length slit longitudinally. The 145/95 mm dia. 200 mm long rubber rings of the 55 Shore hardness were slipped through the EUT cover. The steel tube protrudes over the both sides of the deviator in the 100 mm length and follows the prestressing unit in the axial direction. It was very important to secure during reinforcing and



Obr. 5. Príkotvovanie kotevných blokov predpínacími tyčami
Fig. 5. Supplementary anchor block anchorage with prestressing bars

Vonkajšie voľne vedené predpínacie káble sú vedené v kotvejnej oblasti a v oblasti deviatora v ochrannom obale z IPE, ktorý prechádza cez otvor v kotevnom bloku (deviačnom bloku). Tento blok tvorí debniaci obal (pri výstupe z bloku oceľovou rúrou).

Debniaci obal VVK je v oblasti deviatora (oceľovou rúrou $\varnothing$ 95/3,5 dĺžky 1 120 mm presne ohnutou na polomer 2 500 mm). Na oboch koncoch je debniaci obal VVK pozdĺžne rozrezaný v dĺžke 200 mm a má nasadené gumové prstence $\varnothing$ 145/95-200 tvrdosti 55 Shore tak, že z deviatora vyčnieva na oboch stranách v smere kábla osovo 100 mm oceľovej rúry. Na zaručenie zvislosti roviny oblúka pri armovaniach a debniacich prácach sú v strednej časti debniaceho obalu značky roviny oblúka. VVK možno doplniť, a preto oblasť kotvy a za kotvou (priestor pod krytom kotvy kábla) je zainjektovaná za tepla mazivom INJEKT-HKL firmy Slovnaft Bratislava. V zvyšnej oblasti je kábel zainjektovaný cementovou maltou.

Pôvodný statický výpočet konštrukcie nebol k dispozícii. Nový statický výpočet zosilnenia nosnej konštrukcie vychádzal z výpočtu účinkov pohyblivého zafarbenia na konštrukciu a ich vykrytia predpínacími káblami. Predpokladali sme, že existujúca nosná konštrukcia prenáša účinky vlastnej tiaže a ostatných stálych zafarbení a predpínacie káble sa nadimenzujú na účinky pohyblivého zafarbenia triedy A. Kvôli výpočtu účinkov predpätia na nosnú konštrukciu sa konštrukcia modelovala ako rovinný rám so zohľadnením premenlivosti jednotlivých prierezov. Vplyv šikmosti nosnej konštrukcie sa overoval výpočtom ako rošt. Rozdiel ohybových momentov od predpätia v dôsledku šikmosti konštrukcie bol pre jednotlivé nosníky zanedbateľný. Kvôli výpočtu účinkov pohyblivého zafarbenia sme konštrukciu takisto modelovali ako rošt.

Kotevné bloky a deviatory sa staticky posúdili pomocou priehradovej analógie. Lokálne účinky kotevných blokov na trámy boli overované pomocou metódy konečných prvkov.

Realizácia zosilnenia

Pred začiatkom statických zásahov do konštrukcie mos-

shuttering the vertical plain in which the deviator steel tube must be. We marked the vertical plane position on the middle part of the formwork cover to make it possible. The EUT prestressing is possible. The anchorage zone and the zone behind it (the area under the cover of the tendon anchorage) is grouted with the warm grease INJEKT-HKL. The grease is made in the Slovnaft Bratislava company. The tendon is grouted with the cement mortar in other zones of the tendon.

The static analysis of the strengthened load bearing structure was based on the life load test results on the structure which was prestressed with tendons covering the life load effects. It was needed because the original analysis of the structure was not available and the consequence of which is that we presumed the recent load bearing structure transfers the dead load of its own weight effects and rest of the dead loads and prestressing tendons are dimensioned on the life load class "A" results. The structure was simulated as a plane frame considering variability of as the centroid axis as the single cross sections. The obliquity effect of the load bearing structure was verified analyzing the structure simulated as a grating. Bending moments difference from the prestressing due to the structure obliquity was negligible for the single beams. The structure was simulated as a grating.

Anchor blocks and deviators were designed by the means of framework analogy and after the method published in [2]. Local effects on the girders were verified by the help of the finite element method.

Realization of strengthening

It was needed to realize following operations:

- grouting of all cracks on the bridge structure,
- the bottom beam surface cleaning,
- the released concrete particles removal by the means of the pressure water (by WOMA equipment),
- reinforcement treatment,

Obr. 6. Celkový pohľad na most počas rekonštrukcie (časť konštrukcie je už opravená a nastriekaná konečnou povrchovou úpravou)

Fig. 6. General view on the bridge during reconstruction. One part of the structure is mended already and sprayed with the finite surface arrangement



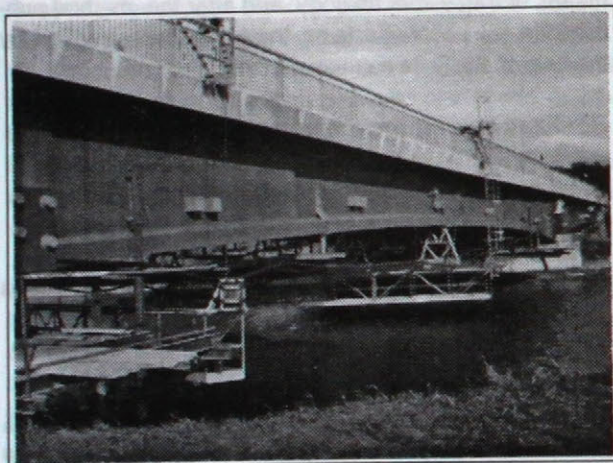
ta sa vykonali nasledujúce práce: zainjektovanie všetkých trhlín na mostnej konštrukcii, očistenie spodného povrchu nosníkov a odstránenie uvoľnených častí betónu tlakovou vodou (WOMOU), ošetrovanie betonárskej výstuže a upravenie povrchu betónu plastmaltou.

Na betonáž kotevných a deviačných blokov sa navrhla a odskúšala receptúra betónovej zmesi (vyhovuje veľkej hustote vystuženia, triede betónu B 400 a požiadavke spracovateľnosti do 2 hodín od výroby).

Vzhľadom na pomerne vysoké ceny zahraničných opravných a finálnych ochranných nástrekových materiálov bol v spolupráci s firmou VUIS Stavebná chémia, s. r. o., vyvinutý (1993) VUIS-M systém na opravu a ochranu betónu nosných konštrukcií a mostov (obr. 6).

Tento systém zahŕňa:

- podkladový betón a oceľovú výstuž očistenú tlakovou vodou,
- odstránenie hrdze,
- naniesenie ochranného povlaku na výstuž VUIS-M-POZ a VUIS-M-PS,
- penetráciu betónového podkladu polymérom,
- spojovací mostík VUIS-M-SM,
- opravnú maltu VUIS-M-VMP a VUIS-M-VMC do hrúbky vrstvy 5 mm, resp. 5 až 50 mm,
- finálnu úpravu polymercementovým nástrekom VUIS-M-ON.



Obr. 7. Pohľad na stredné pole s konečným nástrekom a osadenými káblami (mobilné lavičky a pevné závesné lešenie).
Fig. 7. General view on the middle with the finit spray and with the fitted tendons. Mobile berms and suspended stationary scaffold is in the picture

Pri realizácii VVK sa počítalo s určitou nepresnosťou vytýčenia a osadenia. Povolné tolerancie vrcholov polygónu (absolútne chyby) vedenia káblov boli v tomto prípade (podľa odporúčaní SETRY Paríž) pozdĺžne 35 mm, výškovo 30 mm a priečne 30 mm, pričom maximálna relatívna chyba, t. j. v rámci jedného deviatora, je výškovo 9 mm, priečne takisto 9 mm a chyba z nesprávneho osadenia-naklonenia deviačného obalu, t. j. maximálny šikmý uhol 5/100 rad. Navrhované riešenie výstupov z deviatorov a kotevných blokov tieto podmienky plne splnilo.

Po skončení statických úprav sa na spodný povrch mostnej konštrukcie naniesol polymercementový ochran-

- concrete surface mending with polymercement mortar. Concrete mixture recipe for the anchorage and deviator block concrete was designed and tested. It respected
- the great reinforcement block density,
- the conditions called for the B 400 class on concrete cube strenght,
- a needed workability to two hours from the start of manufacture.

It was developed a VUIS-M system on the concrete load bearing and bridge repair work and protection (in the year 1993) in cooperation with the VUIS Building chemistry company (Fig. 6). This was with respect on the relatively high price of foreign mend and final protective spray materials.

The VUIS-M system includes following operations:

- concrete bed and steel reinforcement cleaning with pressure water,
- rust removal,
- the VUIS-M-POZ and VUIS-M-PS reinforcement protective coating application,
- concrete bed penetration with polymer,
- VUIS-M-SM joint substance,
- VUIS-M-VMP and VUIS-M-VMC mending mortar to the 5 mm or from 5 mm to 50 mm layer thickness,
- VUIS-M-ON final polymercement spray finishing.

We took in account certain layout and fitting unaccuracy of the tendons during the EUT implementation. They were permitted tolerances (allowable absolute error) of the tendon line polygon apex (after the SETRA Paris recommendation) the value of which is 35 mm for the length, 30 mm for the height and 30 mm for the transverse length.

But the maximum relative error is 9 mm only considering the elevation and transverse length too in the one area deviator. The maximum deviator cover skew angle value is 5/100 rad. i. e. the error caused by the fault deviation cover fitting or its inclination. Designed deviator and anchorage block outlets solution fulfilled the requested conditions completely.

Polymercement protective spray was applied on the bottom surface of the bridge structure after the static finishing was ended. Operations connected with crack grouting, surface mending, plaster spraying, stabilization tendon supports fixing and strut frames, that is elastic tendon supports fitting, were realized from the suspended berm (Fig. 7). Other operations were executed from the scaffold and suspended scaffold. All the permanent steel parts except the concreted one are corrosion protected by the means of metallizing with 100 μ m zinc coat, S 2003 priming coat protection and S 2003 two-fold top coat.

Loading test was executed according to the ČSN 73 6209 standard. Deflexion (temperature effects were counted off) was 12,93 mm in the middle of the middle field's middle girder by the maximum loading in the middle of the middle field the 0,9978 efficiency. Transverse restoration measuring confirmed the cross stiffness restoration of the bridge after the transverse prestressing.

ný nástrek. Práce spojené s injektážou trhlín, opravou povrchu, nástrekom omietky, upevnením stabilizačných podpier káblov a osadením pružných podpier káblov sa realizoval zo závesnej lavičky (obr. 7). Ostatné práce sa vykonali z lešení a závesných lešení. Všetky trvalé oceľové časti (okrem zabetónovaných častí) sú chránené proti korózii metalizáciou – zinkovou vrstvou 100 μ m, základným náterom S 2003 a dvojnásobným vrchným náterom S 2029.

Počas predpínania prebiehalo technologické meranie. Na strednom tráme v strede rozpätia stredného poľa sa dosiahlo vzopätie 12,95 mm (očistené od účinkov teploty).

Na záver sa uskutočnila zafažovacia skúška podľa ČSN 73 6209. Pri maximálnom zafažení s účinkom na stred stredného poľa pri momentovej účinnosti 0,9978 bol priebeh stredného trámu v strede rozpätia stredného poľa 12,93 mm (očistené od účinkov teploty). Meranie priečneho roznosu potvrdilo obnovenie priečnej tuhosti mosta po priečnom zopnutí.

Údaje o stavbe:

Názov: I-18 Turany – rekonštrukcia mosta,
Miesto stavby: Turany, okres Martin,
Investor: CIÚ Banská Bystrica,
Hlavný dodávateľ: Doprastav Z 03, Žilina,
Poddávateľ: VUIS-MOSTY, s. r. o., Bratislava.
Zaťažiteľnosť pôvod.: na základe zafaž. skúšky z r. 1983 bola výhradná zaťažiteľnosť 30 t
bežná zaťažiteľnosť 18 t
po oprave: je výhradná zaťažiteľnosť 80 t
bežná zaťažiteľnosť 32 t

Informations about the structur:

Name: I/18 Turany – bridge reconstruction
Site locality: Turany, district Martin
Investor: CIÚ Banská Bystrica
Main contractor: Doprastav 03 plant, Žilina
Subcontractor: VUIS-MOSTY Ltd., Bratislava
Initial load capacity was: 30 t exeptional load capacity 18 t in general use load capacity both based on the test load capacity fromm the y. 1983
Load capacity after repairing: 80 t exeptional load capacity 32 t in general use

LITERATÚRA

- [1] VUIS-MOSTY, s. r. o.: Zosilnenie mosta cez kanál Váhu v Turanoch, jednostupňový projekt. (Bridge over the river Váh channel strengthening in the town Turany, one-level project). Bratislava 1992.
- [2] Smernice VUIS pre navrhovanie, realizovanie a kontrolu konštrukcií predpätých voľnými káblami (VUIS instruction of structures prestressed with unbonded tendons. Designing, realization and inspection). [P 07-526-822/RV-8]. VUIS Bratislava 1991.
- [3] SETRA (France): Precontrainte exterieure, 1990.
- [4] Karaba, F.: Konštrukčné riešenia konštrukcií s voľnými káblami. (Construction solution of structures prestressed with unbonded tendons). [P 07-526-822-02]. VUIS Bratislava 1991.

Most Lafranconi – ľavobrežné estakády

Lafranconi Bridge – Left Riverbank Viaducts



Miroslav Mafaščík

V komplexe mosta Lafranconi sú zaujímavé pravobrežné a ľavobrežné estakády. Opísaná je ľavobrežná časť a pomerne náročným postupom výstavby odbočujúcich vetiev. Najmä vetva (objekt 215) si vyžiadala experimentálne sledovanie pohybu ložísk na podrobnú analýzu účinkov teploty.

Most cez Dunaj v Bratislave pri Lafranconi je na ľavom brehu napojený na sústavu estakád, ktoré umožňujú mimoúrovňové kríženie diaľnice D2 s veľmi frekventovanou nábrežnou mestskou komunikáciou a s trasou električky, premostujú riečku Vydrice a zabezpečujú pripo-

From the complex of the bridge Lafranconi are the left and right riverbank viaducts the interesting parts. We describe here the left part which claimed a rather exacting operation during the construction of branches. Especially the branch No. 215 required monitoring the displacement of bearings in order to analyse properly the temperature effects.

The bridge across the Danube in Bratislava, near by Lafranconi area, is connected on the left bank with a system of the overpasses and the slip roads, which from an interchange, crossing the Motorway D2, an quay urban

jenie diaľnice na mestský komunikačný systém. Sústavu tvorí 5 estakád – obj. 211L, 211P, 212, 213 a 215 (obr. 1), ktoré sú na seba bezprostredne napojené a tak ich tvarovanie aj technológia výstavby museli byť úzko koordinované.

Zakladanie a spodná stavba

Podložie, vhodné na zakladanie, tvorí popri štrku prevažne zvetralá žula. Úroveň žuly sa nachádza vo veľmi premenlivej hĺbke pod terénom (1 až 14 m) a jej povrch sa prudko zvažuje smerom k Vydrici (niekde v sklone až 45°). Preto boli zvolené rôzne spôsoby zakladania – podzemné steny, vibrodrapakové pilóty a plošné zakladanie. Hĺbka plošného zakladania sa určila operatívne počas hĺbenia výkopu.

Spodná stavba estakád sa skladá zo systému štíhlych kruhových stĺpov, ktorý umožňuje kríženie s nábrežnou komunikáciou pod veľmi ostrým uhlom (35°), ďalej umiestnenie podpier v plošne veľmi striesnených pomeroch pod estakádami a dovoľuje prechod a podopretie použitého technologického zariadenia.

Nosná konštrukcia

Nosné konštrukcie estakád tvoria 5 až 12 poľové spojité nosníky (rozpätia poľí 16 až 40 m) z monolitického betónu. Odbočujúce vetvy (obj. 212, 213) sú monoliticky spojené s diaľničnými estakádami (obj. 211L, 211P).

Priečny rez nosnej konštrukcie diaľničných estakád je premenný (obr. 1).

V úseku B-B je priečny rez dvojkomorový podopretý iba jedným stĺpom. Takýto priezrer najlepšie zabezpečuje roznos zaťaženia a prenos extrémnych torzných účinkov.

V úseku C-C je priečny rez jednokomorový bez priečnikov nad podperami. Tento tvar si vynútilo použitie posuvného vnútorného debnenia. Aby bol možný presun vnútorného debnenia z jedného poľa do druhého, nosná konštrukcia v štádiu výstavby nemá priečniky nad podperami. Po presune debnenia boli nadpodperové prierezy zosilnené dodatočne dobetónovanými subtilnými rebrami.

V úseku D-D je k jadru prierezu budovanému obdobne ako v úseku C-C dodatočne dobetónovaná časť prierezu vytvárajúca ďalšiu komoru.

Priečny rez estakád (úseky A-A) je jednokomorový vzhľadom na šírku nosnej konštrukcie a spôsob podopretia.

Podopretie nosných konštrukcií zabezpečujú hrncové ložiská. Vzhľadom na problémy s jednoznačným definovaním smeru dilatovania estakád sa použil maximálne možný počet všesmerných klzných ložísk. Niektoré ložiská počas výstavby menili svoju funkciu (napr. klzné ložiská boli dočasne zablokované).

Technológia výstavby nosnej konštrukcie

Technológia výstavby nosných konštrukcií vyplývala z požiadavky rýchleho tempa výstavby a zo snahy dodávateľa stavby využiť všetky technológie, ktoré mal k dispozícii.

road with heavy traffic, and the Vydrice creek. The left-bank approach system also provides a connection of the Motorway D2 with an Urban traffic system. There are 5 the bridge structures in all system, denominated as the parts 211L, 211P, 212, 213 and 215 (Fig. 1), which are tied up together, so that their shaping and a technology of construction had to be closely coordinated.

Foundations and substructure

A foundation soil has been formed prevalingly from a gravel and a weathered granite, the levels of which have occurred at the variable depth under the ground level (from 1 to 14 m). A surface of these layers was in a steep slope towards the Vydrice creek (in certain spots with inclination of 45°). Owing to above mentioned, the different methods of foundation had to be used – the underground walls, the piles with the large diameters excavated by a vibratory grab, and the spread footings. The depth of the spread footings had to be changed operatively during construction (excavation). The substructure of all bridges has been designed as a system of the slender columns with a circular cross section. Due to spacing of the piers (relatively small distances between them) the circular section was required because such a shape has been visually constant under different angles of view from the adjacent roads. Besides, the design of the circular shape of cross section allows:

- crossing the quay urban road at an acute angle of 35°,
- location of the piers in very straitened circumstances in a space below the bridges,
- horizontal shifting as well as supporting of an used technological equipment.

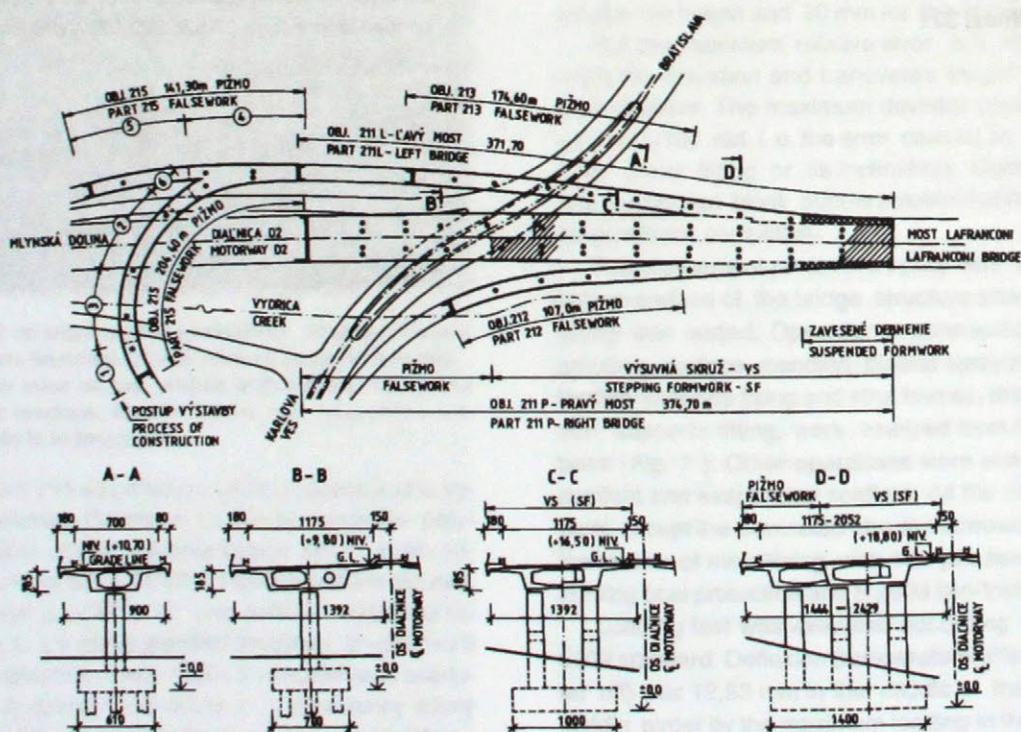
Superstructure

The superstructures of the individual viaducts consist of the continuous beams over the spans with variable number and length, from 5 to 12 spans, from 16 to 40 m long, made of the concrete cast in-situ in a slipping formwork. The overpass and slip road bridges, the parts 212 and 213, have been monolithically connected with the both Motorway bridges – the parts 211L and 211P.

A cross section of the both parallel parts, right and left, of the Motorway bridge varies as it is shown in Fig. 1.

In section B-B, a closed double-cell (naturally, with three webs) box cross section was designed. This shape of cross section provides the best possible way of the load distribution and an appropriate transmission of the torsional moments, at the parts of the superstructure which are supported by one column only.

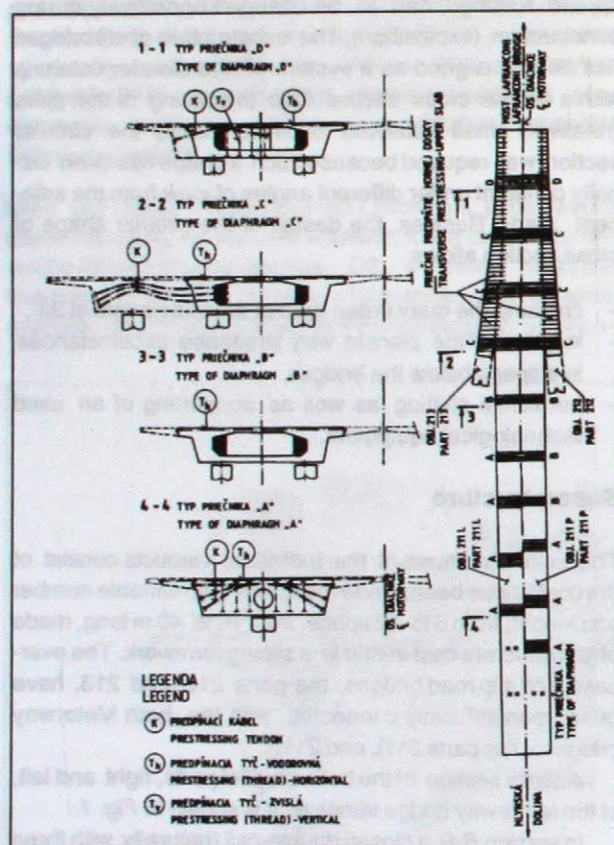
In section C-C, the cross section has been proposed as a closed single-cell box beam without the transverse diaphragms above the piers. Such shape was dictated by using of a choosen construction (technological) technique – the inside stepping formwork. In order to shift this sliding device, there were not possible to build any transverse diaphragms above the piers, during construction process.



Diaľničné estakády sa prevažne budovali pomocou výsuvnej skruže. Niektoré úseky boli vybudované kombináciou dvoch technológií. "Jadro" prierezu sa vybudovalo výsuvnou skružou, zvyšok prierezu na debnení zavesenom z boku na "jadro". Zvyšná časť estakád bola vybudovaná na stabilnej skruži.

Všetky estakády sa betónovali v etapách po jednom poli s konzolou (pracovná škára približne v pätine rozpätia).

V priestore estakád počas ich výstavby prebiehali súčasne práce na mnohých ďalších objektoch. Celá výstavba estakád na komunikáciách sa realizovala bez prerušenia veľmi intenzívnej automobilovej a električkovej dopravy. Tieto okolnosti si vynútili postup výstavby, ktorý zo statického hľadiska bol často zdanlivo nelogický. Najmä postup výstavby obj. 215 bol neštandardný, jednotlivé etapy neboli budované postupne, ale podľa postupu výstavby objektov pod mostom (obr. 1). Tento postup značne skomplikoval predovšetkým vedenie predpínacej výstuže.



Obr. 2. Pričné predpätie
Fig. 2. Transverse prestressing

Predpätie

Vedenie káblov v pozdĺžnom smere je štandardné. Káble sú spájané spojkami v pracovnej škáre. Len asi 20 % káblov je vedených cez pracovnú škáru bez spojok (kotvenie v priečnikoch).

Predpínacie prvky rôznej veľkosti vytvárajú káble 12 $\varnothing$ Lp 15,5, 9 $\varnothing$ Lp 15,5 a predpínacie tyče $\varnothing$ 32 mm. Káble rôznej veľkosti umožnili rovnomerné rozmiestnenie kotiev

Only after shifting of the formwork, the parts of the superstructure above the piers could be stiffened additionally by the slender transverse diaphragms (walls), cast in-situ.

In section D-D, similarly as it was in section C-C, the rest part of the cross section, forming the additional part of cell box section, has been built.

In section A-A, the cross section of the bridge has been designed as a closed single-cell box beam, what is, with regard to the width and a way of supporting of the superstructure, the reasonable shape.

All superstructures have been supported on the "NEO-POT" bearings. Some problems, due to defining of the bridge expansion movements directions, arose. Therefore the maximum possible quantity of the multi-directional movable bearings has been used. However, some of them had changed their function during construction (for example the movable bearing were temporarily fixed).

Superstructure – technology of construction

A construction technique was determined by the following requirements:

- a high speed (pace) of the construction process,
- a choice of "technologies", what is the technological equipment at the contractor's disposal.

Major part of the bridges carrying the Motorway D2, the parts 211L and 211P, has been erected by means of the stepping formwork equipment (Fig. 1). The other parts, however, have been built up by combination of two different technological procedures; a central portion so-called "a core" of the cross section has been built by using of the stepping formwork and the rest part of the section has been additionally cast in-situ in a formwork, suspended on the lateral sides of the core. The rest part of bridges has been erected by means an on-the-ground nontraveling centering- the falsework.

All bridges had been erected in the stages, one span after the another, with the construction joints in one fifths of the span lengths.

During construction of the bridges, the parallel works on many other structures had been carried out. In addition to that, the roads below constructed overpasses, mainly the urban road below the Motorway, were with extremely heavy traffic at the same time. Such circumstances considerably affected the construction progress, which was sometimes, from a static point of view, rather non-logical. Mainly the construction procedure of the part 215 was non-standard, the individual spans had not been erected sequentially, but in an order depending on the construction pace on the structures below the bridges (Fig. 1). Due to a such procedure, the static behaviour of the bridge, and the statics as a whole, especially the design of a prestressing steel became considerably complicated.

Prestressing

The longitudinal prestressing has been standard. The tendons have been in a construction joint connected by the

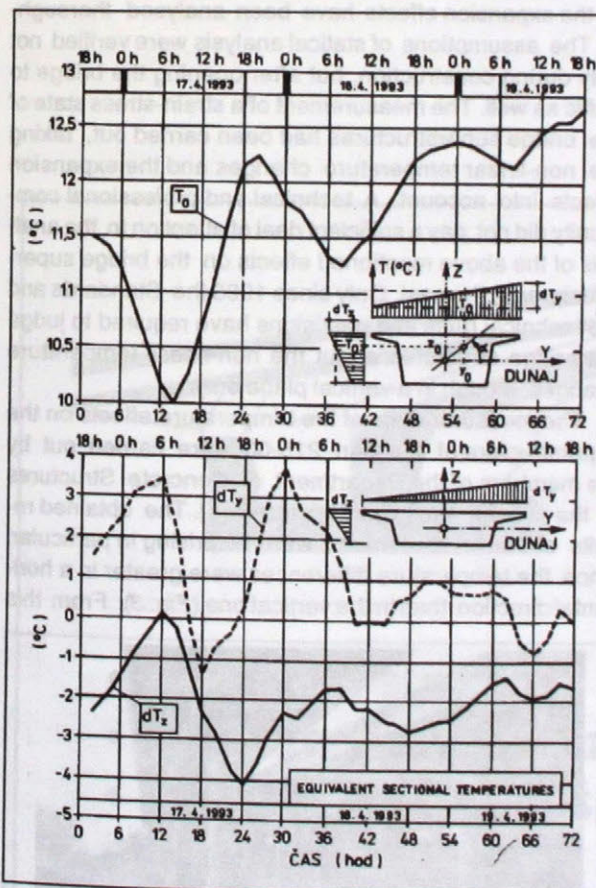
po priečnom reze nosnej konštrukcie. Vzhľadom na to, že predpätie sa vnášalo do konštrukcie už po 3 dňoch od betonáže, takéto rozloženie kotiev zabezpečilo rovnomerný roznos predpätia v kotvejnej oblasti, a tým vylúčilo koncentráciu predpätia v mladom betóne.

Väčšina priečnikov je súčasne predpnutá káblami aj predpínacími tyčami (obr. 2).

Priečniky typu A nad centricky umiestneným jedným stĺpom sú vzhľadom na ich extrémne namáhanie predpnuté vodorovne aj zvislo. Mostovkové konzoly na šírku priečnika sa dobetónovali dodatočne v dvoch etapách. Dôvodom bola nevyhnutnosť ukotviť mohutné kotvy vodorovných káblov do bočných stien komory prierezu a ukotvenie predpínacích tyčí v mostovkovej konzole.

Priečniky typu B tvoria dodatočne dobetónované steny. Dodatočnú betonáž si vyžiadala potreba ponechať nad podperou vnútorný obrýs priečného rezu umožňujúci posuv posuvného vnútorného debnenia. Priečniky sú predpnuté vodorovnými predpínacími tyčami.

Priečniky typu C sa budovali v dvoch etapách. V prvej etape bola vybudovaná časť prierezu na výsuvnej skruži s priečnikom typu B. V druhej etape sa dobudoval plný priečnik ako súčasť dodatočne pribetónovaného prierezu odbočujúcej vetvy. Dodatočne dobetónovaná časť priečnika sa priplá vodorovnými káblami predpínacími z vnútra komory ako aj spojovanými predpínacími tyčami.



Obr. 3. Výsledky meraní vplyvu nerovnomernej teploty na nosnú konštrukciu
Fig. 3. Measured results of the effects due to different distributed temperature in structural elements

couplers. Although a certain amount of the tendons (cca 20 %) has been connected through the joints without the couplers, as it was in case of the anchorage in the cross-beams. The prestressing steel in the bridges is composed of the following elements with different dimensions:

- tendons 12 $\varnothing$ Lp 15,5 mm,
- tendons 9 $\varnothing$ Lp 15,5 mm,
- prestressing (thread) bars of 32 mm diameter.

In order to secure of the uniform distribution of the anchors at the cross section of the superstructure, the tendons with the different diameters have been used. Considering the fact that the superstructure had been prestressed only 3 days after concreting, the required lay-out of the anchors had to provide the uniform distribution of the prestressing in an anchorage zone and consequentially to eliminate the concentration of the stresses from a "young" concrete.

Most of the diaphragms have been prestressed by means of the tendons and the prestressing (thread) bars (Fig. 2).

The transverse diaphragms of type A have been, in the sections where the bridge is supported only by one centric column, vertically and horizontally prestressed, for their exposing to the extreme loads, the internal force-sand the stresses respectively. The deck slab cantilevers have been attached to the lateral parts of the diaphragms by an additional concreting in two phases. Such the solution was dictated by a necessity of the placing of rather bulky anchors of the horizontal tendons in the sectional webs (lateral walls of the cells) as well as the anchorage of the thread bars in the cantilever.

The transverse diaphragms of type B have been built as the additionally concreted thin walls. The procedure resulted from the requirement of a such shaping of the interior part of the cross section above the pier, which would permit the shifting of the slipping formwork. The diaphragms have been prestressed by the prestressing (thread) bars.

The diaphragms of type C have been built up in the two phases. In the first phase, the part of the cross section with diaphragms of type B was constructed on the stepping formwork. In the second phase, the full diaphragm was completed as a part of the additionally concreted cross section of the slip road. This part of the diaphragm has been fixed to the webs by the horizontal tendons that have been prestressed from the interior space of the cell, and by the thread bars with the couplers.

The diaphragms of type D have been built analogically to those of the type C. A part of the diaphragm, additionally concreted in the suspended formwork, has been attached to a concrete block, also additionally concreted inside the sectional cell after shifting of the stepping formwork, by the prestressing (thread) bars. The interior concrete block was cast in-situ through the holes in a upper slab and fixed to "the core" of the cross section by means of the thread bars. The horizontal tendons have been prestressed from the inner space of the cell.



Priečníky typu D sa budovali analogicky ako typ C. Časť priečníka dodatočne dobetónovaného na zavesenom debnení sa priplá káblami kotvenými do betónového bloku vo vnútri komory, ktorý sa dobetónoval takisto dodatočne po presune vnútorného debnenia. Blok bol dobetónovaný otvorom v hornej doske a pripnutý na "jadro" prierezu zvislými tyčami. Vodorovné káble boli predpnuté z vnútra komory.

Ostatné časti nosnej konštrukcie, ktoré sa dodatočne dobetónovali k prierezu budovanému na výsuvnej skruži, boli s týmto "jadróm" prierezu zmonolitnené pomocou vodorovných predpínacích tyčí v hornej doske (obr. 2).

Statická analýza, dlhodobé sledovanie mostov

Diaľničné estakády nie sú svojimi parametrami mimoriadne, ale komplikovaný postup výstavby spôsobil, že ich statická analýza bola pracná a obťažná. Obzvlášť podrobne sa analyzovali vplyvy zmrašťovania a dotvarovania betónu v pozdĺžnej pracovnej škále medzi "jadróm" prierezu budovanom na výsuvnej skruži a z boku dobetónovanou časťou prierezu pri diaľničných estakádach. Výsledok analýzy však potvrdil, že výrazný rozdiel vo veku betónu spomínaných dvoch častí prierezu zásadne neovplyvňuje na statické pôsobenie konštrukcie. Táto časť konštrukcie sa bude dlhodobo sledovať, aby sa overili výsledky statickej analýzy.

Pri objekte 215 je neštandardný malý polomer pôdorysného oblúka ($R = 80$ m). Preto sa dôsledne analyzoval vplyv predpätia a nerovnomernej zmeny teploty vo vertikálnom aj horizontálnom smere a spôsob dilatovania konštrukcie. Predpoklady statického výpočtu sa overovali nielen počas výstavby, ale aj po uvedení mosta do prevádzky meraniami napätostí nosnej konštrukcie, nerovnomernej zmeny teploty a dilatovania.

Vplyvu nerovnomernej teploty na mostné konštrukcie sa v našej odbornej verejnosti v minulosti nevenovala dostatočná pozornosť.

Až do roku 1986 normové predpisy požadovali posudzovať mostné konštrukcie z hľadiska nerovnomernej teploty, ale iba vo vertikálnej rovine.

Merania vplyvu nerovnomernej teploty na nosnú konštrukciu obj. 215-00 vykonal pracovníci Katedry betónových konštrukcií Slovenskej technickej univerzity [1].

Výsledky meraní boli prekvapujúce najmä tým, že rozdiely teplôt v horizontálnom smere boli väčšie ako vo vertikálnom smere (obr. 3). Pri nevhodnom spôsobe podopretia nosnej konštrukcie a najmä pri mostoch, ktoré sú pôdo-

The corresponding parts of the superstructure between the diaphragms have also been concreted (cast in-situ) additionally and attached to "the core" by means of the horizontal prestressing bars in the upper slab.

Static analysis and long-term observations (on bridges)

The Motorway bridges – the overpass structures – have not been an extraordinary complicated structures with their technical parameters, and a static analysis was not very demanding. However, the creep and shrinkage effects, in a longitudinal construction joint between "the core" and the lateral, additionally constructed parts of the cross section, have been analysed in more detail. The results of the analysis have proved that a considerable difference between the concrete age of the above mentioned parts had no substantial influence on a statical behaviour of the structure as a whole. In order to verify and confirm the results of statical analysis this sensitive part of the superstructure will be under a long-term observation and all changes will be monitored. Some difficulties, from a statical point of view, were caused by a relatively small radius ($R = 80$ m) of the bridge curved in plan – the part 215. Therefore the non-linear temperature changes in the vertical and horizontal directions as well as the expansion effects have been analysed thoroughly. The assumptions of statical analysis were verified not only during construction, but after opening the bridge to traffic as well. The measurement of a strain-stress state of the bridge superstructures had been carried out, taking the non-linear temperature changes and the expansion effects into account. A technical and professional community did not pay a sufficient deal of attention to the analysis of the above mentioned effects on the bridge superstructures in the past. Only since 1986 the Standards and the technical rules and provisions have required to judge the bridge structures about the non-linear temperature changes, though in a vertical plane only.

The measurements of the temperature effects on the superstructure of the part 215-00 were carried out by the members of the Department of Concrete Structures of the Slovak Technical University [1]. The obtained results of the measurements were surprising in particular, since the temperature differences were greater in a horizontal direction than in the vertical one (Fig. 3). From this



rysne v oblúku s malým polomerom, môže mať nerovnomerná teplota v horizontálnom smere nie zanedbateľný vplyv na statické pôsobenie konštrukcie. Preto bude vhodné venovať tomuto javu patričnú pozornosť pri statickej analýze mostných objektov a pri ich dlhodobom sledovaní, s perspektívou zohľadniť vplyv nerovnomerného ohriatia konštrukcie v horizontálnej rovine aj v normových predpisoch.

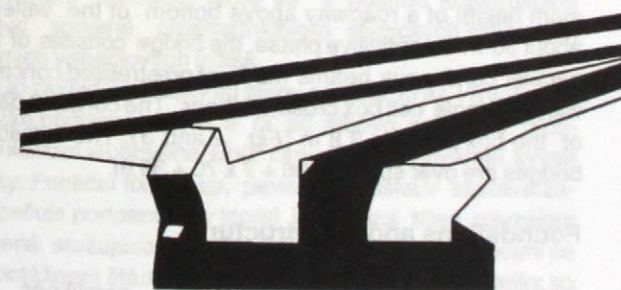
V závere s uspokojením konštatujem, že v súčasnosti všetky opisované mostné objekty sú už v prevádzke a bezproblémovo slúžia svojmu účelu.

LITERATÚRA

- [1] Búci, B. a kol.: Betonstab in Unlinearen Temperaturfeld. In: Annual report, KBKM SvF STU, Bratislava 1993.

fact results that in a case of the bridge superstructures curved in plan, especially with the small radius as well as with an unsuitable type of supporting, the non-linear temperature changes can have a non-negligible influence on the statical behaviour of the bridge superstructure. Thus it points out that it will be necessary to pay a greater part of attention to the above mentioned effects in statical analysis as it was previously. Besides, it appears to be reasonable to introduce some of the results, obtained from the long-term observations on the bridges, into the standards.

Finally it should be stated with a satisfaction, that the all above describe bridge structures have been opened to traffic lately and are reliably serving their purpose at present.



DOSTAV INKO, š.p.

Kočankova ul.

852 28 Bratislava

Slovak Republic

Tel.: 00427 / 850 056

Fax: 00427 / 850 150

- ♦ **dopravné stavby a inžinierske konštrukcie**
- ♦ **kvalitné betónové zmesi**
- ♦ **production of transport and civil engineering structures**
- ♦ **mixed concrete of high quality**

Diaľničný most Hybica

The Motorway Hybica Bridge



Tibor Michalka – Eduard Sedlák

Trasa diaľnice D1 v podtatranskej, geomorfologicky komplikovanej, oblasti križuje niekoľko údolí. Na 13,5 km úseku sú štyri veľké estakádne mosty celkovej dĺžky 2,438 km. Most Hybica je jedným z nich. Nosná konštrukcia mosta je zmontovaná letmo zo segmentov hmotnosti do 80 t. Predpätie je v definitívnom štádiu tak zainjektovanými, ako aj voľnými káblami z lán 10 Ø Lp 15,5/1 800.

Diaľničný úsek D-1 Liptovský Ján – Hybe, ktorý je v súčasnosti už v prevádzke, prebieha v členitom území v oblasti Vysokých Tatier. Na 13,5 km dlhom úseku diaľnice sú štyri väčšie mostné objekty celkovej dĺžky 2 438 m. Most Hybica, ktorý zabezpečuje šikmé kríženie diaľnice s údolím rovnomenného potoka, je jedným z nich (obr. 1).

Most je dlhý 562 m, medzi lícami vonkajších rím má šírku 29,74 m a je v smerovom oblúku $R = 2\,300$ m. Niveleta je v údolnicovom oblúku $R = 20\,000$ m, pričom stúpa v celej dĺžke mosta od 0,6 do 3,14 %. Maximálna výška mosta nad terénom je 30 m. Most tvoria v definitívnom štádiu dva súbežné segmentové predpäté jednokomôrkové spojitý nosníky konštrukčnej výšky 3,8 m (obr. 2 a 3) s rozpätiami poľí 36 + 7 x 70 + 36 m.

Založenie a spodná stavba mosta

Nepriaznivé geologické pomery si vyžiadali založenie mosta na veľkopriemerových vŕtaných pilótach priemeru



Obr. 1. Pohľad na dokončený most Hybica
Fig. 1. Overall view of the completed Hybica Bridge

Ing. Tibor Michalka – DOPRAVOPROJEKT, a. s., Kominárska 2-4, 832 03 Bratislava; Ing. Eduard Sedlák – Inžinierske stavby, a. s., DZ 06 Prešov, Lubochnianska 7, 080 06 Prešov.

The alignment of the highway D1 in the geomorphologically complicated territory of Tatras, crosses some valleys. In a 13,5 km long section there are four significant bridges and viaducts of 2,4 km total length. The bridge Hybica is one of them. The structure of bridge was assembled by means of free cantilevering of precast segments up to the weight of 80 tons. The structure in its final state of completion is prestressed by free and bonded (grouted) tendons, the free tendons being 10 Ø Lp 15,5/1 800 strands.

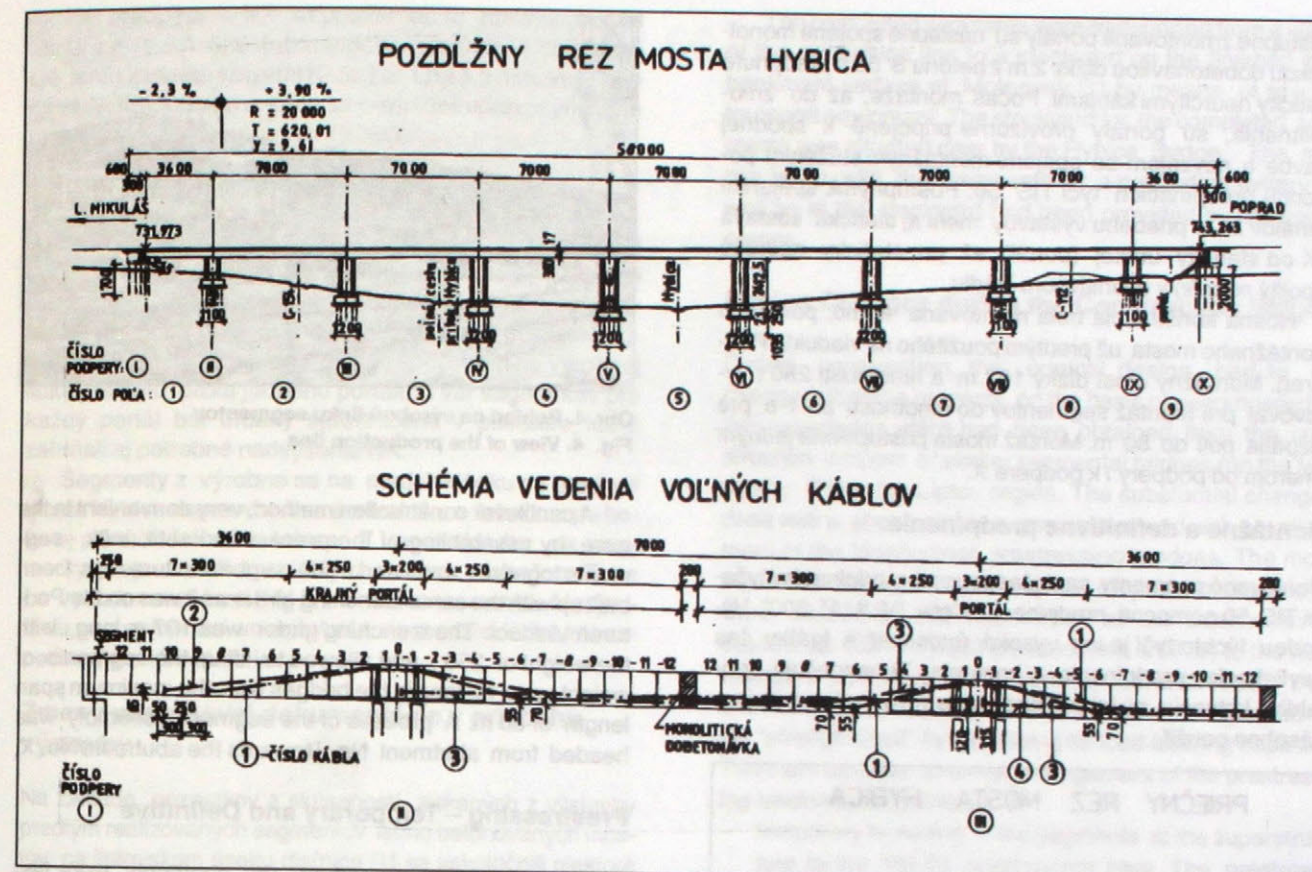
The Motorway D1 passes the High Tatras region of Middle Slovakia. The Motorway section between Liptovský Ján and Hybe has been opened to traffic lately. There are four large bridges of 2 438 m total length within this 13,5 km long section. The Hybica Bridge, one of them crosses the valley with the creek of the same name (Fig. 1).

The Hybica Bridge is 562 m long structure with the total width of 29,74 m. The superstructure of the bridge is curved in plan with a radius $R = 2\,300$ m. A profile is formed from a vertical curve with the radius $R = 20\,000$ m, over the whole bridge length and an ascent from 0,6 to 3,14 %. The maximum height of a roadway above bottom of the valley is about 30 m. In definitive phase, the bridge consists of two parallel continuous beams made of prestressed concrete, with the single cell box cross sections. The constant depth of the box beam is 3,8 m (Fig. 2 and 3). The individual bridges are over spans of 36 + 7 x 70 + 36 m.

Foundations and Substructure

Owing to the unfavourable subsoil conditions, the bridge substructure has been founded on the bored piles with diameter of 92 cm. The piles are of variable lengths from 9,8 to 10,8 m at the piers, and from 17 to 20 m at the abutments. The piles have been embedded properly into a claystone layer.

A standard pier is composed of two vertical thin walls, founded on the common concrete footing. The walls are hinged to the superstructure at the top by an atypical alloy bearings. The walls are fixed into the footings at the bottom or, in a case of short piers, hinged at the both ends. Longitudinal stability of the bridge has been secured by a special shaping of the fixed pier No. V, in which the walls are mutually connected by a stiffening diaphragm. During construction phase the bottom hinges of the short piers were



Obr. 2. Charakteristické priečne rezy ľavého a pravého mosta Hybica
Fig. 2. Characteristic (typical) cross section of the Hybica Bridge

92 cm a dĺžky 9,8 až 10,8 m pri medzifahľoch a 17 až 20 m pri krajných podperách, dostatočne votknutých do ílovca. Podpery boli navrhnuté ako dvojice štíhlych stien na spoločnom základe, ktoré sú s nosnou konštrukciou klbovo spojené prostredníctvom atypických liatinových pevných vahadlových ložísk.

Do základovej pätky sú steny podpier III až VII votknuté a nízke podpery II, VIII a IX sú klbovo pripojené prostredníctvom vrubového klbu, čím staticky vytvárajú kyvné stojky. Funkciu fixu, resp. pevného ložiska v sústave zabezpečuje podpera V, v ktorej je dvojica stien navzájom spojená stužujúcou stenou. Portály s kyvnými stojkami sú v montážnom štádiu dočasne fixované spojením stojky so základom, prostredníctvom betonárskej výstuže prechádzajúcej zo stojky do základovej pätky. Nosná konštrukcia je uložená na podperách I a X pomocou oceľových valčekových ložísk.

Nosná konštrukcia

Nosná konštrukcia (ďalej len NK) je zmontovaná z prefabrikovaných jednokomôrkových segmentov hmotnosti do 80 t z betónu B 50. Vonkajší tvar priečného rezu segmentov je stály, vnútorný tvar je premenný v závislosti od zmeny hrúbky trámov (0,45 až 0,6 m) a spodnej dosky (0,25 až 0,55 m). Základným prvkom NK v montážnom štádiu je portál s obojstrannými konzolami 2 x 34 s vloženými prefabrikovanými priečnikmi nad medzifahľmi podperami.

temporarily fixed; the piers of small lengths together with a corresponding part of the deck, so-called a portal, were stabilised by the temporary steel reinforcing bars, passing the bottom hinge from the walls to the footing block. The superstructure of the bridge has been supported at the abutments by the steel rolling bearings.

Superstructure

The bridge superstructure has been assembled of the precast single box segments with weight of 80 tons and of concrete Class of B 500. An exterior shape of segmental cross section has been designed constant along the whole length of the bridge. The thickness of the precast unit webs varies from 0,45 to 0,6 m and the bottom slab thickness varies from 0,55 to 0,25 m.

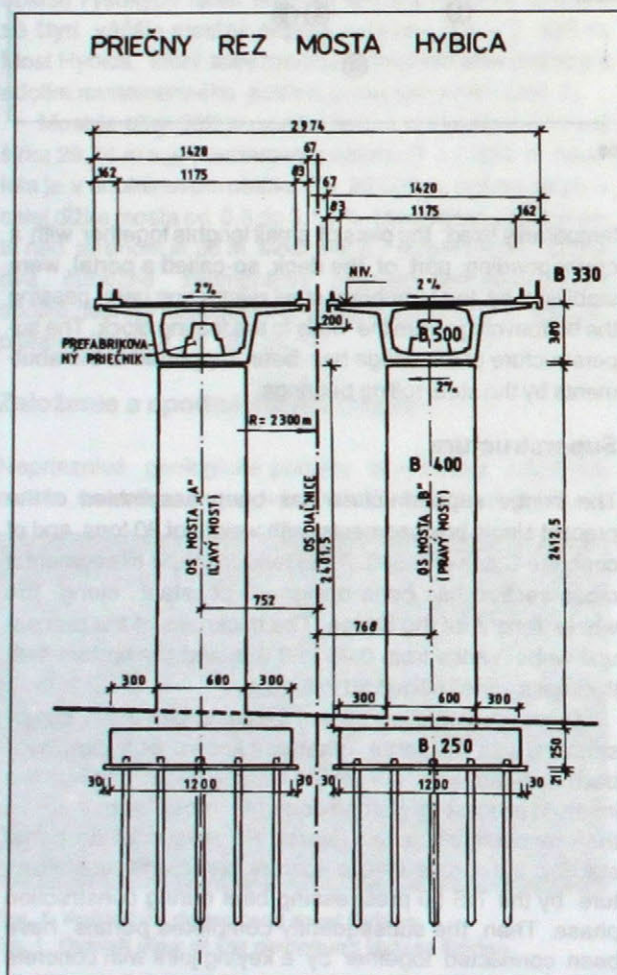
During construction phase, the basic part of the superstructure was the portal, otherwise known as a cantilever balance beam, with the length of 2 x 34 m and with the inserted precast reinforced concrete cross beams above the intermediate supports (piers). For reason of the portal stability, the portals were temporarily fixed to the superstructure by the TIS 50 prestressing bars during construction phase. Then, the subsequently completed portals have been connected together by a keying joint with concrete Class of B 500. A continuity of the whole structure was secured by the prestressing cables (the integration tendons) which were tensioned after hardening of the concrete in the keying joint.

Postupne zmontované portály sú následne spojené monolitickou dobetonávkou dĺžky 2 m z betónu B 50 a predpnuté staticky neurčitými káblami. Počas montáže, až do zmontovania, sú portály provizórne pripojené k spodnej stavbe a navzájom sú spojené montážnym stužením pomocou predpínacích tyčí TIS 50. Postupným spájaním portálov sa v priebehu výstavby mení aj statická sústava NK od staticky určitej (portál) až po staticky neurčitú (spojitý nosník) v definitívnom štádiu.

Nosná konštrukcia bola montovaná letmo, pomocou montážneho mosta už predtým použitého na viadukte Podtureň. Montážny most dĺžky 107 m a hmotnosti 250 t vyhovoval pre montáž segmentov do hmotnosti 80 t a pre rozpätia polí do 80 m. Montáž mosta postupovala jedným smerom od podpory I k podpore X.

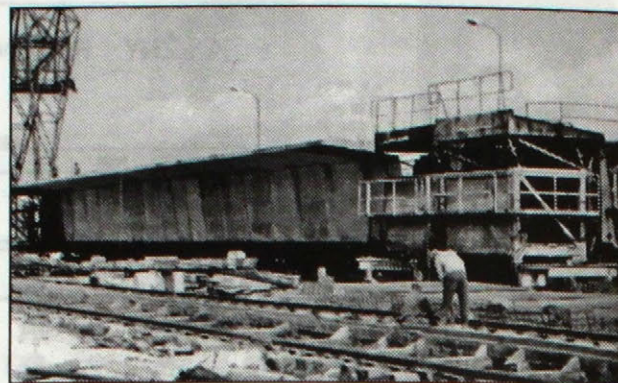
Montážne a definitívne predpínanie

Montované segmenty sa dočasne zopli predpínacími tyčami TIS 50 pomocou predpínacích lisov "VUMAT-600". Výhodou týchto tyčí je ich vysoká únosnosť a krátky čas navliekania, predpínania a kotvenia. Zabezpečujú spoľahlivé kotvenie, sú ľahko rozoberateľné a možno ich viackrát použiť.



Obr. 3. Pozdĺžny rez mosta Hybica a schéma vedenia voľných káblov

Fig. 3. Hybica Bridge – longitudinal section and scheme of the external prestressing tendons



Obr. 4. Pohľad na výrobnú linku segmentov
Fig. 4. View of the production line

A cantilever construction method, very convenient in the case, by assembling of the precast concrete units - segments together, was used. The superstructure has been built up with the same launching girder as it was on the Podtureň Viaduct. The launching girder was 107 m long, with the weight of 250 t, and allowed to lift up the segments of weight up to 80 tons in the bridges with the maximum span length of 80 m. A process of the segment assembly was headed from abutment No. I towards the abutment No. X.

Prestressing – Temporary and Definitive

During assembling procedure, the segments were fastened temporarily to the superstructure by means of the prestressing bars. The bars had been tensioned by the "VUMAT-600" prestressing jacks. The main advantages of using of these bars are as follows:

- considerably high load-bearing capacity,
- relatively high speed of threading, tensioning and anchoring.

Both prestressing elements, the prestressing tendons of a cantilever beam as well as the integral tendons, consist of 10 strands of 15,5 mm diameter. The strength stress of these tendons is 1 620 MPa. The K-5 x 2 Ø Lp 15,5 mm anchorage system was used. This system has been proposed and developed at the Research Institute of Civil Engineering in Bratislava. The anchorage system as well as the prestressing strands and wires have been produced in Czechoslovakia. The prestressing of tendons was carried out by means of a special prestressing equipment – a modified jack of fy PROCEQ.

Manufacturing and Transportation of Segments

A special long production line had to be established for manufacturing of the segments. This production line had been utilized parallelly for the Podtureň Viaduct and for the Hybica Bridge at the same time (Fig. 4). The production line was capable of producing the segments not only for vertically curved structure, but for the bridge curved in plane as well. The segments were cast continually, one next to the other (stepwise), per a portal length.

A required shape of each individual segment has been determined by the spatial coordinates in which a precamber of the superstructure was included.

Na predpínanie NK sa použili káble zostavené z 10 lán Ø Lp 15,5/1 620 (nízkoteplne popúšťané predpínacie lán) kotvené kotvami K-5x2 Ø Lp 15,5 mm, vyvinutými vo VÚIS Bratislava. Laná sa predpínali upraveným predpínacím zariadením firmy PROCEQ.

Výroba a doprava prefabrikátov

Výroba segmentov si vyžiadala vybudovanie osobitnej stavenišťnej výrobnéj linky, spoločnej pre mosty Podtureň a Hybica (obr. 4). Táto linka umožnila výrobu segmentov smerovo a výškovo zakrivenej nosnej konštrukcie. Segmenty NK sa vyrábali kontaktným spôsobom na výrobnéj linke pre celú dĺžku jedného portálu. Tvar segmentov pre každý portál bol určený súradnicami v priestore, ktoré zahŕňali aj potrebné nadvýšenie NK.

Segmenty z výroby sa na medziskládke na predpoli mosta Hybica dopravovali na podvalníku s ťahačom po hotovej pláni diaľničného telesa. Z medziskládky sa segmenty prepravovali špeciálnym vozíkom s ťahačom Tatra po vybudovanej časti NK k montážnemu mostu. Manipuláciu so segmentmi vo výrobni a na medziskládke zabezpečovali portálové žeriavy.

Zmeny projektovej dokumentácie v priebehu výstavby

Na základe poznatkov a skúseností získaných z výstavby predtým realizovaných segmentov letmo betónovaných mostov na liptovskom úseku diaľnice D1 sa uskutočnili niektoré zmeny oproti riešeniu v pôvodnom projekte. Význačnejšie z nich sa dotýkali zmeny tvaru navádzacích ozubov v čelách segmentov a zmeny usporiadania pozdĺžnych káblov. Podnetom na najzávažnejšiu úpravu pôvodného riešenia v projekte mosta bola zmena normy ČSN 73 6203 (Zmena a/1976) na ČSN 73 6203 a Zmeny b11/1989. Zvýšenie pohyblivého zaťaženia podľa požiadaviek novej normy bez zmeny rozmerov priečného rezu si vyžiadalo dodatočné predpätie voľnými káblami. Pri predpínaní nosnej konštrukcie boli potrebné tri druhy predpätia:

- montážne pripínanie segmentov na konzoly NK predpínacími tyčami TIS 50. Predpínacie tyče boli kotvené v dolnej doske do železobetónových kozlíkov vybetónovaných súčasne so segmentmi a v hornej doske do demontovateľných oceľových kozlíkov;
- definitívne predpätie NK káblami z 10 lán Ø Lp 15,5 mm zainjektovanými v oceľových rúrkach Ø 73/1,5 mm (káble so súdržnosťou);
- definitívne predpätie voľné vedenými káblami. Voľné káble (bez súdržnosti) z 10 lán Ø 15,5 mm boli uložené do PE rúrky Ø 90/5,5 mm a po napnutí zainjektované cementovou maltou.

Kotvené bloky a deviátory, pokiaľ to štádium výroby segmentov umožňovalo, sa betónovali spolu so segmentmi. Kotvené bloky pre časť mosta s už vyrobenými segmentmi sa kotvili do NK pomocou predpínacích tyčí TIS. Usporiadanie voľných káblov bolo ovplyvnené stavom vo výrobni segmentov. V ľavom moste a v prvom a druhom portáli pravého mosta sa nemohlo zvyšovať množstvo mäkkej výstuže v segmentoch, potrebnej na zachytenie zvýšeného namáhania v hlavnom ťahu pri zaťažení na medzi únosnosti. Preto sa navrhli polygonálne voľné káble,

The completed segments were transported from a place of the production line to a stockyard on the finished embankment surface of Motorway D1 by means of special transport equipment. The stockyard for the completed segments was situated near by the Hybica Bridge. The manipulation with the segments at a precasting factory as well as at the stockyard had been provided by the portal cranes.

Design Changes during the Construction Stage

During construction, the original design had to be changed, in some respects, on the basis of new knowledge and experience which had been obtained from the construction process of similar segmental bridges (on the Motorway D1) in the Liptov region. The substantial changes dealt with a shape of the segment keys and with an alignment of the longitudinal prestressing tendons. The most important changes of the original proposal of the bridge were caused by the amendment of the Czechoslovak Standards: ČSN 73 6203 (Amendment a/1976) to the new Standard ČSN 73 6203/86 (Amendment B11/1989). Due above mentioned amendments, the Hybica Bridge had to be "strengthened" by increasing its load-bearing capacity. The main features of a new arrangement of the prestressing tendons are as follows:

- temporary fastening of the segments at the superstructure by the TIS-50 prestressing bars. The prestressing bars were anchored to the reinforced concrete blocks which were cast together with the segments at the bottom slab level, and to a removable steel device at the upper slab level.
- definitive prestressing of the bridge by the internal tendons. The tendons consist of 10 strands Lp of 15,5 mm diameter. They have been inserted into the steel sheaths of 73/1,5 mm dia and grouted with a cement mortar,
- definitive prestressing of the bridge by the external tendons. The tendons consist of 10 strand Lp of 15,5 mm diameter either. These tendons, however, have been inserted into the polyethylene pipes of 90/5,5 mm diameter and are also grouted with a cement mortar.

The strengthening of the bridge, as a whole, has been carried out, in accordance with the Standard ČSN, by an additional external prestressing procedure.

The anchor blocks and deviators for the external tendons have been cast together with the segments, or, in the case when the segments had been produced before the decision of "strengthening" of the structure was stated, they were bonded to the superstructure by the TIS-50 prestressing bars.

Fig. 3 shows the external tendons in first the two spans of the left bridge.

In the static analysis were taken into account not only all significant stages of bridge construction of the bridge curving in plan, an elastic shortening of the pier walls due to loads, but an elastic deformation of the pile foundation due to live load as well.

ktoré namáhanie konštrukcie v hlavnom ťahu znižovali na požadovanú hodnotu. Pri zvyšných portáloch pravého mosta, pre ktoré v čase návrhu zmeny predpätia neboli ešte vyrobené segmenty, stačilo navrhnuť len priame voľné káble a zvýšené namáhanie v hlavnom ťahu na medzi únosnosti v exponovaných prierezoch vykryť mäkkou výstužou. Na obr. 3 je schéma voľných káblov v prvom a druhom poli ľavého mosta.

Záver

Výstavba ľavej a pravej konštrukcie mosta z dôvodu financovania bola rozdelená na dve časové obdobia. Výstavba ľavého mosta sa začala vo februári 1987 prípravnými prácami a bola ukončená a daná do používania v októbri 1990. Následne sa začali práce na pravom moste, ktorý bol dokončený v októbri 1993. Maximálne tempo montáže sa dosiahlo 100 m za mesiac, priemerné výkony sú však nižšie, a to kvôli nepriaznivým klimatickým podmienkam v podtatranskej oblasti.

Investorom diaľničného mosta Hybica je Riaditeľstvo diaľnic Bratislava, vyšším dodávateľom Inžinierske stavby, a. s., Košice, odštepny závod 06 Prešov a generálnym projektantom Dopravoprojekt, a. s., Bratislava.

Conclusion

Both parallel bridges, left and right, had been erected gradually, and the whole construction process was separated into two stages. The construction of the left bridge started in February 1987. The bridge was completed and opened to traffic in October 1990 while the right bridge was completed in October 1993. The maximum pace of the erection process was approximately 100 m of the superstructure length per a month, but the average values, naturally, had been lower. This fact was also influenced by an unfavourable climatic conditions as well as by the changes of the original proposal due to the Amendments of the Czechoslovak Standards.

All decisive technological equipment and techniques used in the construction process on the Hybica Bridge had been designed, produced and made in Slovakia (formerly Czechoslovakia).

Client: Direction of Motorways, Bratislava

Contractor: Inžinierske stavby, a. s., Košice - Division 06 Prešov

Design: Dopravoprojekt, a. s., Bratislava

INŽINIERSKE STAVBY
AKCIOVÁ SPOLOČNOSŤ KOŠICE

Kontakt: Inžinierske stavby, a. s., Košice
správa spoločnosti – marketing,
Priemyselná 7, 042 45 Košice

Tel.: +42/95/39455, 34811-15
Fax: +42/95/37831, 30147

Inžinierske stavby a. s. Košice ponúkajú:
Inžinierske stavby joint stock company offers:

Výstavbu ciest, diaľnic, mimoúrovňových križovatiek, mostov, letísk a iných objektov v oblasti dopravných stavieb
Construction of roads, motorways, highway grade separations, bridges, airports and other objects in the field of transport structures

Výstavbu ropovodov a plynovodov rôznych tlakov
Construction of oil pipe lines and gas lines of various pressures

Výstavbu inžinierskych sietí
Construction of engineering structures

Výstavbu čistiarní odpadových vôd a vodojemov rôznych typov

Construction of various types of water treatment plants, water reservoirs

Vodohospodársku a priemyselnú výstavbu
Water system and industrial construction

V rámci mostného programu ponúkame výstavbu mostov malých a veľkých rozpätí technológiou

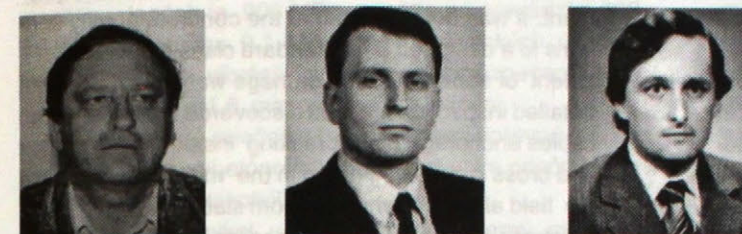
- * predpätého monolitu na pevnej skruži
- * letmej montáže s dĺžkami polí do 75 m
- * z nosníkov typu I-90 dĺžky 21 až 30 m

Within the frame of our bridges construction programme we offer the construction of small and long span bridges using the following technologies

- * prestressed monolithic concrete with fixed form work
- * cantilever method with bays up to 75 m
- * beams I-90, length 21 – 30 m

Oprava diaľničného mosta cez rieku Morava

Repair Work of the Highway Bridge over River Morava



Miloš Hruška – Miroslav Červeňan – Stanislav Šuster

Článok opisuje rekonštrukciu diaľničného mosta cez rieku Moravu, diagnostiku, problematiku návrhu rekonštrukcie a technologické merania počas opravy.

Repair work of the highway bridge over river Morava is presented in this paper. It contains the bridge diagnosis, repair work design problems and technology measurements during the repair work.

Diaľničný most cez rieku Moravu pri obci Brodské bol postavený a odovzdaný do prevádzky v roku 1980. Tvoria ho dva samostatné mosty oddelené zrkadlom šírky 1 m. Každý most je vytvorený ako železobetónový predpätý trojpoľový trám jednokomorového prierezu premennej výšky s rozpätím 40 + 80 + 49,12 m (obr. 1).

Oprava mosta už v roku 1987 bola nevyhnutná preto, že v stredovom poli narastal trvalý priehyb, ktorý v roku 1987 dosiahol hodnotu 100 mm.

Diagnostika

Diagnostiku a návrh opravy vykonal Výskumný ústav inžinierskych stavieb Bratislava, stredisko Mosty v roku 1987 v rámci štátnej výskumnej úlohy.

Stav nosných konštrukcií sa diagnostikoval od decembra 1987 do júna 1988:

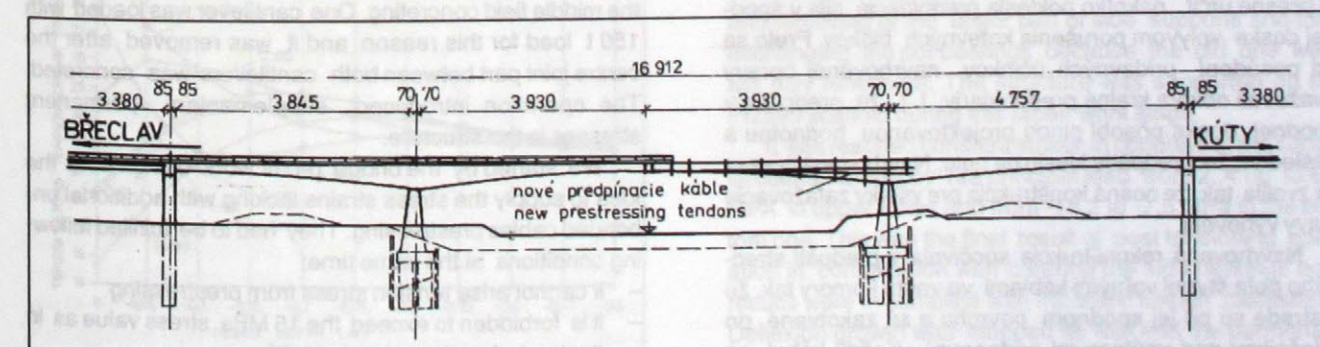
- nedeštruktívne sa zisťovala kvalita betónu nosnej konštrukcie, pevnosť betónu Schmidovým kladivkom,

The highway bridge over river Morava near the village Brodské was built and opened to traffic in the year 1980. It is made by two independent bridges separated by a 1 m broad mirror. Every bridge is created as a prestressed reinforced concrete threespan one box beam with variable thickness and 40 + 80 + 49,12 m span lengths (Fig. 1).

The bridge repair work necessity initiated its manager namely Highway headquarter Praha, branch establishment Brno in the year 1987. The reason of it was increase of middle field permanent deflection which reached to 100 mm value in the year 1987.

Diagnosis

Bridge centre of the Research institute of engineering structures Bratislava was charged with diagnosis and design of repair work and this problems were included in a state research project.



Ing. Miloš Hruška, Ing. Miroslav Červeňan, Ing. Stanislav Šuster – VÚIS-Mosty, s. r. o., Lamačská cesta 8, 817 14 Bratislava.

Obr. 1. Pozdĺžny rez mosta cez rieku Moravu pri Brodskom
Fig. 1. Bridge over river Morava by Brodské

moduly pružnosti ultrazvukom aparátou Pundit. Kvalita betónu zodpovedá projektovanej triede B 40,

- podrobnými prehliadkami sa určil rozsah poškodenia nosnej konštrukcie. Zistilo sa porušenie kotevných výstupkov káblov spodnej dosky vo vnútri komory mosta a vznik priečných trhlin po celej šírke spodnej dosky uprostred rozpätia stredného poľa,
- rádiograficky sa overila poloha a počet predpínacích káblov v spodnej doske stredného poľa,
- počas prepravy nadrozmerných častí chemického reaktora hydrokraku hmotnosti od 404 do 457 t z Brna do Slovnaftu Bratislava sa skúmali účinky mimoriadneho zaťaženia. Merali sa zvislé deformácie nosnej konštrukcie uprostred stredného poľa pri plynulej jazde súpravy a priehyb celej konštrukcie pri statickom zaťažení. Jedna preprava mimoriadneho bremena sa využila na zaťažovaciu skúšku mosta, pri ktorej účinky bremena zodpovedali zaťaženiu pre prísnejšiu zaťažovaciu skúšku (účinnosti 1,07). Zistilo sa, že nosné konštrukcie nevyhovujú ČSN 73 6209 veľkosťou priebyhu a pozorovalo sa roztvárnenie priečných trhlín v spodnej doske stredného poľa.

Návrh rekonštrukcie mosta

Z diagnostiky vyplynulo, že porušením kotevných blokov nastal pokles predpätia v spodnej doske komorového prierezu a stratila sa časť projektovanej tlakovej rezervy v spodnej časti prierezu. Pri zaťažení vznikali v priereze fah, čo signalizovalo otváranie trhlín a trám staticky prestal pôsobiť ako spojitý nosník, následkom čoho sa zvýšili priebyhy.

Pri statickom vyšetrení mosta sa uvažovalo aj skutočnosť, že pri letnej betonáži stredného poľa z oboch strán nenastala pri oboch konzolách výšková zhoda. Preto bola jedna konzola zaťažená bremenom 150 t a po zabetónovaní stredu sa bremeno odstránilo, čím sa do konštrukcie zaviedli trvalé prídavné napätia.

Pri návrhu sanácie sa vychádzalo z toho, že chýbajúce tlakové napätie v priereze treba vnieť voľnými káblami. Prítom sa musela dodržať podmienka, že v žiadnej časti prierezu nesmie vzniknúť fahové napätie a tlakové napätie nesmie prekročiť hodnotu 15 MPa, a to pri zaťažení aj nezaťažení moste. Problém bol však v tom, že sa nedalo presne určiť, nakoľko poklesla predpínacia sila v spodnej doske vplyvom porušenia kotevných blokov. Preto sa pri posúdení prídavných účinkov navrhovenej opravy uvažovali obidva krajné predpoklady, t. j., že predpätie v spodnej doske pôsobí plnou projektovanou hodnotou a následne, že predpätie kleslo na nulu. Navrhovaná úprava sa zvolila tak, že nosná konštrukcia pre všetky zaťažovacie stavy vyhovela.

Navrhovaná rekonštrukcia spočívala v predpätí stredného poľa štyrmi voľnými káblami vo vnútri komory tak, že v strede sú pri jej spodnom povrchu a sú zakotvené do priečnikov nad vnútornými podperami. Každý kábel sa skladá z devätnástich lán Lp 15,5/1 800. Na ochranu predpínacích lán proti korózii sa použili obalové rúry 110/6,5

State of the superstructure was found out from december 1987 to June 1988. They were carried out following diagnostic operations:

- concrete quality of the superstructure was taken down by means of non-destructive tests of concrete namely compression strength by Schmidt hardness drop tester and Young's modulus by Pundit ultrasonic equipment. It was determined that the concrete quality conforms to a designed B 40 standard class conditions,
- extent of superstructure damage was found out with detailed inspections. It was discovered the bottom slab cables anchorage blocs cracking inside the bridge box and cross cracks beginning in the middle span of middle field along the whole bottom slab breadth,
- prestressing cables number and location in the middle field bottom slab with radiographic method,
- extreme load reactor effects were discovered during the chemical hydrocrack reactor parts transport from Brno to Slovnaft Bratislava. The mass of those parts was from 404 to 457 t. They were measured vertical deformations of superstructure in the middle of the middle field during the continuous set running. The whole structure deflexion by statical loading was measured too. One extreme load transport was used for bridge load test the load effect of which corresponded to a sharp load bearing test (1,07 efficiency). It was found that the superstructures do not confirm standard deflexion magnitude according ČSN 73 6209. It was observed the above mentioned cross cracks opening in the middle field bottom slab.

Design of the bridge repair

It followed from the diagnosis works results that the anchorage blocks cracking initiated prestress force loss in the bottom slab of the box girder. It was lost the designed prestressing stress reserve in the cross section bottom part in this way. Tension arose in the cross section during loading. This was signaled with the cracks opening and the girder stopped functioning as a continuous beam which resulted in deflexions raising.

The fact was taken in account during the statical bridge inquiry that it did not originate in correspondence with cantilever elevation by the over-hung from both sides of the middle field concreting. One cantilever was loaded with 150 t load for this reason and it was removed after the centre joint part between both cantilevers was concreted. The operation introduced supplementary permanent stresses in the structure.

We started by the bridge repair work design from the idea to supply the stress strains lacking with additional unbonded cables prestressing. They had to be fulfilled following conditions at the same time:

- it cannot arise tension stress from prestressing
- it is forbidden to exceed the 15 MPa stress value as in the loaded as the unloaded bridge.

There was point as issue that it was impossible to settle the precise prestressing force decrease value in the

mm z lineárneho polyetylénu IPE a injektážna látka INJEKT-HKL, ktorou sa vyplnili dutiny medzi lanami, s možnosťou v budúcnosti laná doplnať. Dva spodné káble sú v blízkosti podpier zalomené, aby rovnomerne prenášali predpínaciu silu na priečnikoch. V miestach deviátorov a kotevných priečnikov sa polyetylénový obal káblov nahradil oceľovou rúrou 108/5 mm. Navrhnuté napätie v lanách je 906 MPa, napätie pri prevádzke 862 MPa s amplitúdou 9,1 MPa od dynamických účinkov zaťaženia. Proti vibrácii sú káble zabezpečené vo vzdialenostiach asi 6 mm oceľovými stojkami.

Pretože staré priečniky by nepreniesli kotevnú silu od káblov 9,7 MN, vybetónovali sa za nimi nové priečniky, do ktorých sa káble zakotvili.

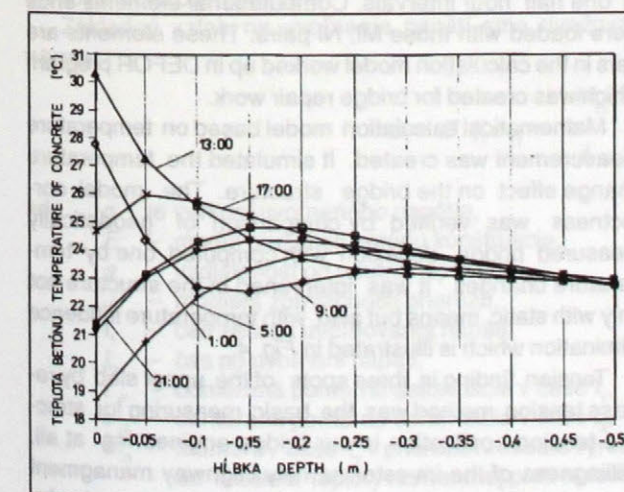
Predpätím vznikol v strednom poli záporný moment, ktorý vniesol do spodnej dosky potrebnú tlakovú rezervu. Zároveň však vyvola v krajných poliach kladné momenty, ktoré pôsobili nepriaznivo na napätosť konštrukcie. Preto ako druhý statický zásah do konštrukcie sa navrhlo zníženie konštrukcie na oboch koncových podperách, a to o 65 mm v kratšom poli a o 85 mm v dlhšom poli.

Tým v celom trojpoľovom nosníku vznikol záporný moment. Hodnoty poklesu sa zvolili tak, aby záporný moment od poklesu eliminoval kladné momenty od predpätia v krajných poliach a zároveň zvyšoval účinok predpätia v strednom poli.

Konštrukcia sa znížila vybúraním vrchnej časti krajných podpier a výmenou hrncových ložísk, pretože staré ložiská už neboli plne funkčné. Počas tejto fázy bola konštrukcia podopretá na prvkoch lešenia PIŽMO.

Podľa statického výpočtu sa kombináciou dodatočného predpätia a znížením ložísk na krajných podperách dosiahol trvalý tlak v betóne nosnej konštrukcie, a to pri hlavnom zaťažení v horných vláknach prierezu v rozpätí od -2,4 do -6,7 MPa a v dolných vláknach od -14,2 do -7,5 MPa. Zároveň sa zastavilo narastanie priebyhu a trvalý priebyh sa znížil o 53 mm.

Ľavý most sa rekonštruoval v roku 1990 a pravý most v roku 1991.



Obr. 2. Gradienty teploty v hornej doske
Fig. 2. Temperature gradient in the upper slab

bottom slab which was initiated by prestressing block injury. That was why were both extreme values taken in account by additional effects appreciation. The result of this is that the bottom slab prestressing force is applied with full designed value and subsequently that the prestressing force decreased to zero. The designed arrangement was chosen so that the superstructure conformed to all load stages.

The designed repair work was based on the middle field prestressing by the means of four unbonded cables. They run inside the box and are situated in the middle by its bottom surface and anchored in cross beams above the inside supports. Every cable consists of nineteen stress relieved strands Lp 15,5 mm dia. - 1 800 MPa. Linear polyethylene LPR cover tubes 110 mm dia./6,5 mm were used as a strand anticorrosive protection together with INJEKT/HKL grout substance which filled the space between strands. This cable solution makes strands prestressing possible in future. The two bottom strands are bent near the supports to secure a uniform prestressing force distribution in the cross beams. The steel tube 108 mm dia./5 mm substitutes the LPE polyethylene cable cover in deviators and anchorage cross beams spots. Designed initial strand prestressing is 906 MPa, operational strand tension is 862 MPa with 9,1 MPa amplitude caused by dynamic load. The vibration effects are intercepted with steel columns situated in circa 6 m distances.

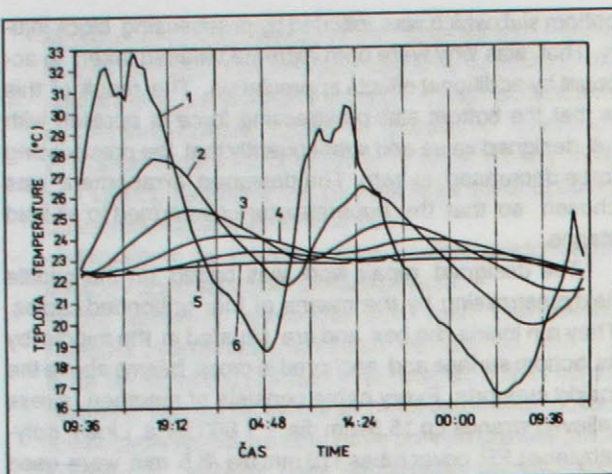
The cables were anchored in the new cross beams which were concreted behind the old one because they were unable to transfer the anchored 9,7 MN cable force.

Negative moment originated in the middle field from the prestressing force. It took a necessary stress reserve into the bottom slab but it caused positive moments in the side fields too and acted unfavourably on structure's stress condition. That is why there was designed another steps namely to lower the structure on both side supports namely by 65 mm in the shorter field and by 85 mm in the longer one as a second step. Negative moment arose subsequently in the whole three-span girder. The values of support lowering were chosen in this way that the negative moment caused by structure lowering has to eliminate the positive moments from prestressing forces in side spans and increase prestressing effect in the middle span as well.

The structure lowering was carried out by demolition and removing of the upper part of side supports and then exchanging the pot bearings because the old one were not fully functional. The structure was supported on the PIŽMO scaffold during this repair work stage.

It was reached constant stress in concrete of the superstructure namely by the principal load from 2,4 up to 6,7 MPa in upper fibres and from -14,2 to -7,5 MPa in the bottom one. This was the final result of post tensioning operation in combination with lowering the side bearings both results were in compliance with the static design calculation. Deflexion growth was stopped as well and the permanent deflexion decreased by 53 mm.

The repair work of the left bridge was carried out in the year 1990 and that of the right one in the year 1991.



Obr. 3. Teplota betónu v rôznych hĺbkach d od povrchu v čase
1 – $d = 0$ cm, 2 – $d = 10$ cm, 3 – $d = 20$ cm, 4 – $d = 30$ cm,
5 – $d = 40$ cm, 6 – $d = 50$ cm

Fig. 3. Time dependence of concrete temperatures in various depths from bridge surface

1 – $d = 0$ cm, 2 – $d = 10$ cm, 3 – $d = 20$ cm, 4 – $d = 30$ cm,
5 – $d = 40$ cm, 6 – $d = 50$ cm

Technologické merania počas rekonštrukcie

Opísaný pomerne komplikovaný spôsob opravy mosta si vyžadoval mimoriadne rozsiahle merania počas celej rekonštrukcie. Konkrétne sa sledovali tieto statické zásahy do nosného systému:

- zdvíhanie podpier číslo I a IV o 10 mm na vybrané starých ložísk,
- spúšťanie podpory číslo I celkovo o 75 mm, v troch etapách približne po 25 mm, kvôli kontrole napätí v rozhodujúcich rezoch,
- spúšťanie podpory na strane smerom na Břeclav celkovo o 95 mm, v štyroch etapách približne po 25 mm, na kontrolu napätí v rozhodujúcich rezoch,
- predpínanie voľne vedených káblov v štyroch etapách vždy po predpnutí jedného kábla.

Spôhlivosť vyhodnotenia meraní bola podmienená správnou kompenzáciou vplyvu teploty na konštrukciu. Preto sa do dvoch charakteristických prierezov (maximálnej a minimálnej výšky) osadili v rôznych úrovniach snímače teploty. Počas asi 40 hodín sa uskutočnili súbežné geodetické a teplotné merania, pričom automatizované meranie umožňovalo meranie teploty každých 30 minút.

Pre dva charakteristické prierezy osadené snímačmi teploty sa potom pre dolný aj horný povrch vypočítali časové priebehy teploty pre jednotlivé vzdialenosti 0, 5, 10, ..., 50 cm od povrchu prierezu (obr. 2). Z priebehov teplôt sa v jednotlivých časoch získali priebehy teploty po výške prierezu (obr. 3).

Z týchto teplôt sa vždy v polhodinových intervaloch vypočítali primárne momenty M_i a normálové sily N_i pre všetky typy prierezov. Týmto dvojicami M_i a N_i sa zaťažili konce výpočtových prvkov, t. j. prútov vo výpočtovom modeli spracovanom v programe DEFOR na výpočet rekonštrukcie mosta.

Technologic measurement during the repair work

Described relatively complicated bridge repair work method asked for extraordinary widespread measuring during the whole work. They were observed in particular following static interventions in the load bearing structure system:

- No. I bearing lifting by 10 mm to make the old bearings removal possible,
- No. IV bearing lifting by 10 mm to make the old bearings removal possible,
- No. I bearing lowering by 75 mm overall in three stages about by 25 mm to make the stress checking in decisive cross sections,
- the in direction Břeclav side bearing lowering by 95 mm as whole gradually in four stages circa 25 mm each reason of which is tension inspection in decisive cross section during the bearings lowering,
- unbonded cables prestressing in four stages always after one cable prestressing.

Reliability of the measuring evaluation is conditioned on a temperature effect compensation on the structure. The two characteristic cross section (in the minimal and maximal structure height) were fitted with temperature measuring indicators in various levels. During circa 40 hour simultaneous geodetic and temperature measuring was carried out and at the same time the automatic temperature measuring made possible to measure every 30 minutes.

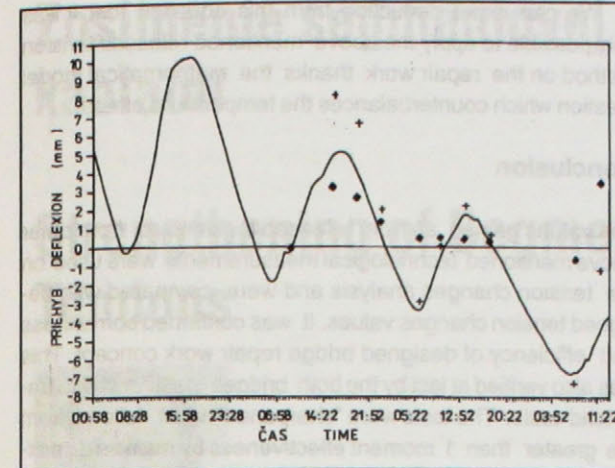
The temperature course in those cross sections where there are installed no thermometers was computed with the well known physical equations on transmission of heat in the solid body.

Both characteristic cross sections were fitted with temperature measuring indicators. The temperature time courses for the upper and bottom surface were calculated for individual 0, 5, 10, ..., 50 cm distances from the cross sectional surface (Fig. 2). They were gained temperature-time-depth in the structures courses (Fig. 3).

Primary moments M_i and normal forces N_i for all cross sectional types were computed from these temperatures in one half hour intervals. Computational elements ends were loaded with those M_i , N_i pairs. These elements are bars in the calculation model worked up in DEFOR program which was created for bridge repair work.

Mathematical calculation model based on temperature measurement was created. It simulated the temperature change effect on the bridge structure. The model correctness was verified by comparison of geodetically measured bridge deflexion with computed one by temperature changes. It was intervened in the structure not only with static means but also with temperature influence elimination which is illustrated in Fig. 4.

Tension finding in three spots of the upper slab by release tension method was the basic measuring for structure tension application in our bridge engineering at all. Willingness of the investor namely Highway management Praha branch establishment Brno contributed to its implementation. They understood that new approaches in bridge diagnosis and measuring are needed to cope with the diffi-



Na základe teplotných meraní sa vytvoril výpočtový matematický model, ktorý simuloval vplyv teplotných zmien na konštrukciu mosta. Správnosť modelu bola overená porovnaním geodeticky nameraných priebehov mosta od zmien teploty s teoreticky vypočítanými priebehmi od zmien teploty. Eliminácia vplyvu teploty pri statických zásahoch je znázornená na obr. 4.

Na určenie napätosti konštrukcie na pravom moste bolo treba najprv zistiť napätia v troch miestach hornej dosky konštrukcie metódou uvoľňovania napätí. Bolo to prvé použitie metódy uvoľňovania napätí v našom mostnom staviteľstve.

Metóda uvoľňovania napätia tkvie v tom, že z namáhaného prvku konštrukcie sa urobí výrez, na ktorom nastane uvoľnenie vnútorného napätia. Tento efekt sa prejaví zmenou pomernej deformácie na výreze, na ktorom sa pod lisom zistí modul pružnosti a stanoví sa uvoľnené napätie.

Na moste boli vyrezané tri hranoly pôdorysných rozmerov 450 x 450 mm (obr. 5).

Takúto základnú jednoduchú predstavu však komplikovala skutočnosť, že celá konštrukcia sa nachádzala v určitom meniacom sa teplotnom stave a že vo výreze sa uvoľňovala nielen statická napätosť, ale aj napätosť od zmien teploty. Uvoľnený výrez sa takisto voľne deformoval účinkom teploty.

Základný vzťah na uvoľnenie napätí sme uvažovali v tvare

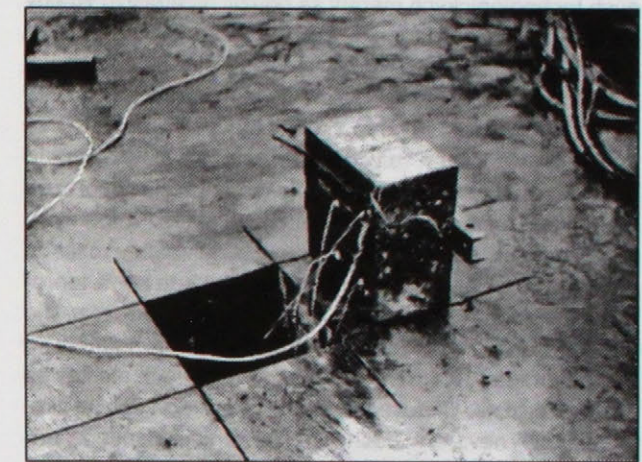
$$\sigma = E \cdot \left[\left(\varepsilon_{t_1} - \frac{M_{t_1}}{J} \cdot \frac{e}{E} \right) - \left(\varepsilon_{t_2} - \alpha \cdot T_{t_2} \right) \right]$$

kde σ je veľkosť uvoľneného napätia,
 E – modul pružnosti betónu konštrukcie,
 e – vzdialenosť od neutrálnej osi
 J – moment zotrvačnosti prierezu,
 t_1 – čas začatia uvoľňovania napätí,
 t_2 – čas po uvoľnení napätí,
 ε_{t_1} – odmeraná pomerná deformácia v čase t_1 ,
 ε_{t_2} – odmeraná pomerná deformácia v čase t_2 ,
 M_{t_1} – moment v čase t_1 v priereze v mieste výrezu od rozdielu teploty nameranej proti nulovému teplotnému stavu,
 α – koeficient teplotnej rozťažnosti betónu,
 T_{t_2} – teplota betónu výrezu v čase t_2 .

Obr. 4. Teplotná kompenzácia meraní
+ – nameraný priebeh, – – priebeh od teploty, x – výsledný priebeh

Fig. 4. Temperature compensations of measured deflexions
+ – measured deflexion, – – deflexion of temperature, x – total deflexion

Obr. 5. Výrez na uvoľňovanie napätí v konštrukcii
Fig. 5. The cut-out sample used on releasing structure tension



cult statical repair work. They were used spots with already made holes necessary for other technological purposes in the slab for the release tension method.

Release tension method is based in the fact that taking a cut-out in the stressed structure element is followed by inner tension release. This effect is displayed by the relative deformation change measured on the cut-out. The Young's modulus on the cut-out samples is found out by the laboratory load test on result of which it is determined to released tension value.

The three quadrangular prisms were cut out definitely with 450 x 450 mm ground plan dimensions (Fig. 5).

This simple principle idea was complicated by the fact that the structure is in a definite temperature state and therefore it was released not only static tension but temperature changes tension too. The released cut-out deformed freely from temperature too.

The above mentioned facts considering is the principal formula for the tension release as follows

where σ – released tension intensity,
 E – Young's modulus of structure concrete,
 e – distance from the neutral axis,
 J – cross sectional moment of inertia,
 t_1 – time of starting tension releasing,
 t_2 – time after tension releasing,
 ε_{t_1} – relative deformation measured off in t_1 time,
 ε_{t_2} – relative deformation measured off in t_2 time,
 M_{t_1} – moment in the t_1 time measured off with respect to the zero temperature state,
 α – concrete thermal expansivity coefficient,
 T_{t_2} – cut-out concrete sample temperature in time t_2 .

Zo vzťahu vyplýva, že uvedená metóda uvoľnenia napätia na mostnej konštrukcii sa môže aplikovať iba vďaka vytvorenému matematickému modelu, ktorým sa kompenzoval vplyv teploty.

Záver

Získané hodnoty z uvoľňovania napätí, ako aj z ostatných technologických meraní sa použili na analýzu zmeny napätostí. Ich porovnaním s projektovanými hodnotami zmeny napätia sa potvrdila správnosť a účinnosť navrhutej koncepcie opravy mosta. Dokazujú to nakoniec aj statické a dynamické zafážovacie skúšky obidvoch mostov. Momentová účinnosť pri maximálnom zafážení hlavného poľa bola pri obidvoch mostných objektoch väčšia ako 1, čo zodpovedá prísnejším zafážovacím skúškam. V rozhodujúcich rezoch boli napätia v horných vláknach v rozsahu od 37 do 67 % a v dolných vláknach od 63 do 84 % teoretických hodnôt. Vypočítaný priehyb uprostred rozpätia stredného poľa od skúšobného zafáženia mal hodnotu 45 mm a nameraný 41 mm. Konštrukcie obidvoch mostov sa správali pružne. Úspešnosť rekonštrukcie potvrdila aj skutočnosť, že nevznikli žiadne trhliny a zainjektované trhliny sa neotvorili.

We can make deduction from this equation that it was only possible to apply the above mentioned released tension method on the repair work thanks the mathematical model creation which counterbalances the temperature effect.

Conclusion

The values gained as from released tensions as from other above mentioned technological measurements were used on the tension changes analysis and were compared with designed tension changes values. It was confirmed correctness and efficiency of designed bridge repair work concept. This was also verified at last by the both bridges static and dynamic load tests. The tests were "sharpened" what follows from the greater than 1 moment effectiveness by main field maximum loading. Discovered tensions in decisive cross sections fluctuated in comparison with theoretical values somewhere between 37 p.c. and 67 p.c. in upper fibres and between 63 p.c. and 84 p.c. in bottom fibres. Computed deflexion from the test load was in the middle of the middle field 45 mm and the measured one 41 mm only. The both bridges structure behaved elastically. The repair work success confirmed also another facts during the load test namely no crack arose and grouted cracks did not open.

Zosilnenie segmentovej konštrukcie mosta voľnými káblami

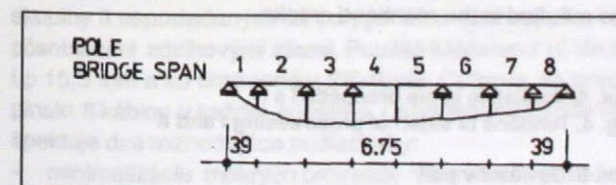
Strengthening of Segment Bridge by Means of External Tendons



Ladislav Búci

Opisovaný most sa na diaľnici D1 vybudoval v rokoch 1981 až 1984. Nosnú konštrukciu mosta tvorí spojitý nosník s polami do 75 m, vybudovaný letmou montážou zo segmentov. Krátko po výstavbe sa objavili trhliny šírky až 3 mm. Most sa opravoval bez prerušenia premávky dodatočným predpätím voľnými polygonálnymi káblami z lán 10 Ø Lp 15,5/1 800 MPa, chránenými PE obalom. Počas u nás ojedinelej opravy sa konštrukcia deformačne sledovala a merali sa skutočné hodnoty koeficientov trenia aj predpínacej sily.

Most Dovalovec je jedným z väčších mostov na diaľnici D1 na severnom Slovensku. Postavený bol v rokoch 1981 až 1984. Jeho celková dĺžka je 528 m a maximálna výška nad terénom 25 m.



Obr. 1. Pozdĺžny rez mosta (schéma)

Fig. 1. Longitudinal section of bridge (scheme)

Obr. 2. Pozdĺžny rez mostného poľa

a – schéma trhlín a pôvodné predpätie 0, 1 – otvorené škáry a šikmé trhliny; b – dodatočné predpätie I a II, 2 – deviátor, 3 – priečnik

Fig. 2. Longitudinal section of bridge span

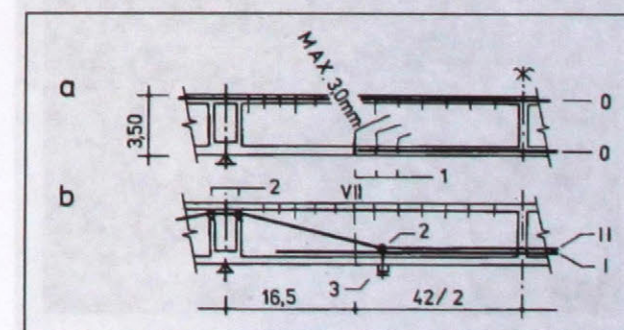
a – cracks and primary prestressing 0, 1 – open joints and inclined cracks; b – addition prestressing I and II, 2 – deviator, 3 – cross beam

Ing. Ladislav Búci, CSc. – Dopravoprojekt, a.s., Kominárska 2 - 4, 832 03 Bratislava.

The described bridge was built in the years 1981 to 1984. Its structure consists of a continuous beam with 75 m spans, assembled from precast segments by using a free cantilever method. Short after the completion there were observed 3 mm cracks. The bridge was repaired without traffic interruption by means of additional prestressing of polygonal free tendons consisting of Ø 10 Lp 15,5/1 800 MPa strands protected by PE sheaths. During this in our country unique the deformation of the structure have been continuously observed and there were measured the actual friction coefficients and the prestressing force, too.

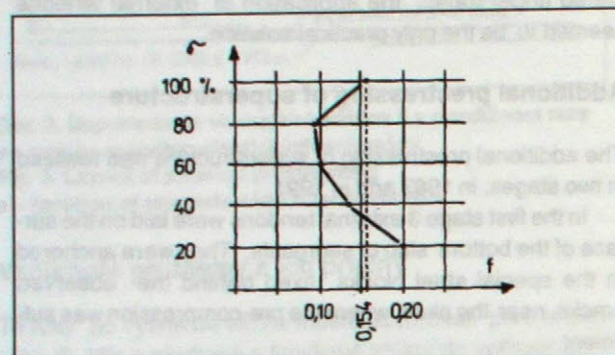
Bridge "Dovalovec" is one of the major bridges on the Motorway D1 in the north mountainous part of Slovakia. It was constructed in years 1981-84. Total length of the bridge is 528 m, maximum height above the ground level is 25 m.

The bridge superstructure consists of eight continuous spans up to 75 m long (Fig. 1). Two parallel box girders of constant height of 3,50 m form the bridge deck built up by cantilever method of erection using precast segments with glued contacts.



zdvihová sila veľkosti 2 700 kN na mostné pole maximálne redukovala vlastnú tiaž "uvoľnenej" časti nosnej konštrukcie dĺžky 42 m.

Deviátory na spodnej doske sú na koncoch tejto časti, v blízkosti výrazných šikmých trhlín. Spojené sú oceľovými priečnikmi umiestnenými pod nosnou konštrukciou (obr. 5, 7 a 8). Takýmto konštrukčným usporiadaním vertikálne zložky predpínacích síl pôsobia priamo ako vertikálne vonkajšie predpätie stien, ktoré šikmé trhliny uzatvára.



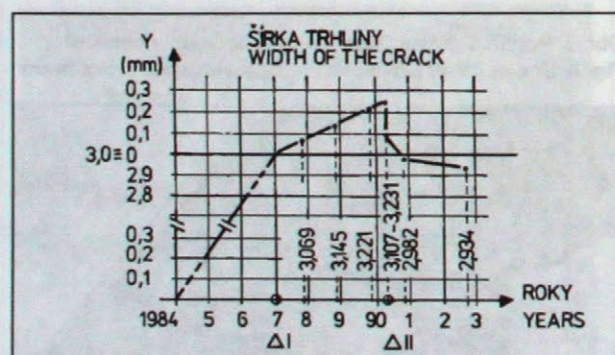
Obr. 9. Koeficient trenia f v deviátoroch
Fig. 9. Coefficient of friction f in deviators

Získané skúsenosti a účinnosť vykonanej opravy

Počas celej opravy sa nosná konštrukcia starostlivo sledovala, pričom sa merali koeficienty trenia v deviátoroch káblov a overovala sa účinnosť predpätia.

Meraním magneto-elastickými snímačmi boli zistené skutočné hodnoty koeficientov trenia v rozsahu 0,131 až 0,154 pri plnom predpätí [2]. V štádiu predpínania sa namerali hodnoty f so značným rozptylom, v závislosti od stupňa predpätia (obr. 9). Ukazuje to na rôznu úroveň predpätia v úsekoch káblov medzi deviátormi. Možno predpokladať, že počas premávky na moste sa tieto rozdiely vyrovnajú preklzom káblov v deviátoroch. Hodnoty f sa budú preto naďalej sledovať. Spomenutý rozptyl je zdôvodnený vzájomným nerovnakým pritláčaním sa jednotlivých lán v deviátoroch.

Účinnosť vykonanej opravy sa sledovala porovnávaním priebehov, správaním sa sledovanej trhliny a zaťažovacou skúškou. Výsledky pozorovaní sú:



Obr. 10. Priebeh pretvárania šikmej trhliny v čase (dodatočné predpätie stavby I a II v rokoch 1987 a 1991)
Fig. 10. Change of the crack width in time (additional prestressing I and II in 1987 and 1991)

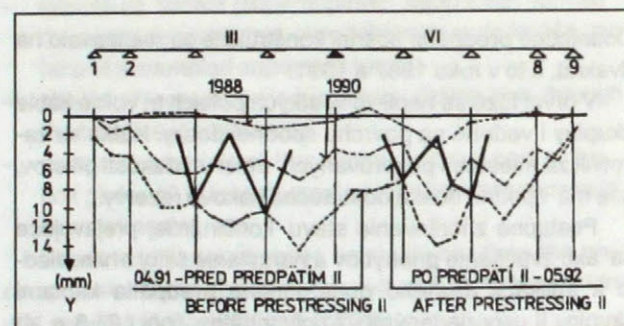
In respect the second requirement the number of tendons and their lay-out were designed with the aim of lifting the central part of span of 42 m the dead load of which is approximately 270 tons.

Deviators are located at the both ends of the above mentioned central part of span close to inclined shear cracks. They are bolted together with the steel cross beams placed under bottom of box girders (Fig. 5, 7, 8). The vertical components of prestressed forces then act directly as the vertical external prestressing of the girder webs thus closing inclined shear cracks.

Experience gained and effectiveness of stiffening

In the course of stiffening the superstructure was monitored very carefully. Coefficients of friction f in the deviators were measured and the effectiveness of prestressing was verified.

To know the correct values of f several measurements had to be taken by special elastic-magneto gauges. The measured values were $f = 0,131 - 0,154$ at full prestressing [2]. In the course of prestressing a great dispersion of f was observed depending on the level of prestress (Fig. 9). It showed that different forces were in the different sections of tendons between deviators. The differences were likely to be reduced when bridge under traffic because of tendons slipping in the deviators. Therefore the values f will be observed in future as well. The dispersion may be explained by mutual radial pressure of tendons in the deviators.



Obr. 11. História priebyhu nosnej konštrukcie
Fig. 11. History of superstructure deflection

Effectiveness of prestressing was checked by comparison of girder deflections, by behaviour of the observed crack in span No. 6 and during the loading test. The results are given below:

1. Closing of maximal inclined crack. Diagram of a long-term crack development in section VII of span No. 6 shows the process of a gradual change of the crack width. The original crack width was max. 3,0 mm, after its grouting and prestressing of superstructure the width of it was reduced (Fig. 10).

2. Superstructure deflection. Deflection of superstructure have been measured since 1987 [3]. History of deflection is shown on the Fig. 11. Lifting of superstructure in the middle of the spans No. 6 and 3 after an additional prestressing is considerable.

1. Stláčanie najväčšej šikmej trhliny. Dlhodobý diagram vývoja trhliny v reze VII v poli 6 dokumentuje proces jej postupnej zmeny. Pôvodná trhlina bola maximálne 3 mm; po jej zainjektovaní a predpätí nosnej konštrukcie sa šírka trhliny zmenšila (obr. 10).

2. Priebyhy nosnej konštrukcie. Nosná konštrukcia sa sleduje dlhodobo od roku 1987 [3]. História pretvorenia je znázornená na obr. 11. Nadvihnutie konštrukcie v poliach 6 a 3 po predpätí je výrazné.

3. Výsledok zaťažovacej skúšky. Teoretický priebeh uprostred rozpätia poľa 6 pri zaťažení s účinnosťou momentom $\eta_M = 1,11$ a priebyhom $\eta_Y = 0,98$ bol $y = 16,7$ mm. Skutočne nameraný priebeh je $y = 10,3$ mm < 16,7 mm. Všetky tieto činitele svedčia o vysokej účinnosti dodatočného predpätia voľnými káblami.

Záver

Použitie voľných káblov pri oprave mosta Dovalovec sa ukázalo ako veľmi účinné z hľadiska zaťažiteľnosti mosta. Okrem toho, oprava sa mohla realizovať iba v priebehu piatich zimných mesiacov v tvrdých horských podmienkach. Spotreba predpínacej výstuže dosiahla 13 kg.m², spotreba ostatných materiálov je zanedbateľná.

Zúčastnené organizácie

Projektant: Dopravoprojekt, a. s., Bratislava,
Investor: Riaditeľstvo diaľnic, Bratislava,
Dodávateľ: Inžinierske stavby, a. s., Košice.

3. Loading test results. Theoretical deflection in the middle of span No. 6 under loading test with moment effectiveness $\eta = 1,11$ and deflection effectiveness $\eta = 0,98$ was $y = 16,7$ mm. The real measured value $y = 10,3$ mm < 16,7 mm. All previously mentioned facts confirm the effectiveness and reliability of additional external prestressing.

Conclusion

Application of external prestressing in case of the Dovalovec bridge stiffening improved substantially a bearing capacity of existing structure. Beside this the stiffening could be carried out during five winter month in the severe mountainous conditions. Prestressing tendons consumption was 13 kg.m², other materials consumption is negligible.

Participating partners

Designer: Dopravoprojekt, a. s., Bratislava
Client: Riaditeľstvo diaľnic, Bratislava
Contractor: Inžinierske stavby, a. s., Košice

LITERATÚRA

- [1] Design aspects for bridges with external tendons, VSL International, Berne 1988.
- [2] Chandoga, M.: Kontrolné meranie napätosti voľných káblov - most Dovalovec [Záverečná správa]. Bratislava 1991.
- [3] Dlhodobé merania pretvorenia mosta Dovalovec. [Priebežné výsledky meraní]. STU - Katedra geodézie, Bratislava 1992.

Prvé aplikácie technológie MONOSTRAND na Slovensku

First MONOSTRAND Technology Applications in Slovakia



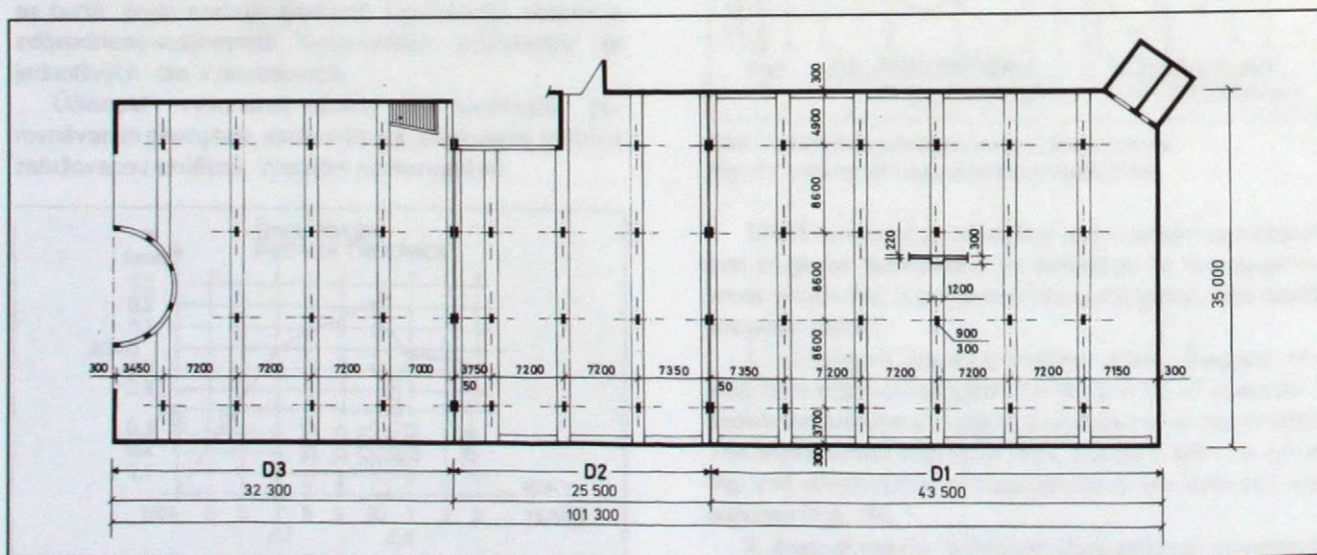
Milan Chandoga – Jaroslav Halvonik – Miloslav Paštrnák

Technológia dodatočne predpätých konštrukcií MONOSTRAND je v súčasnosti na Slovensku veľmi populárna. Podľa viacerých projektových riešení bolo vybudovaných niekoľko zaujímavých konštrukcií. V článku sú uvedené riešenia stropnej dosky garáže hotela DR, stropu a strechy RK kostola v Bratislave a základovej dosky obytného súboru v Pezinku.

The use post-tensioned Monostrand technology in Slovakia is very popular now. A lot of new structures have been designed and few of them were already built. The article deals with four different structures; flat slab of Hotel DR carpark, flat slab and roof of Bratislava RC-Church and flat foundation slab building estate Pezinok.

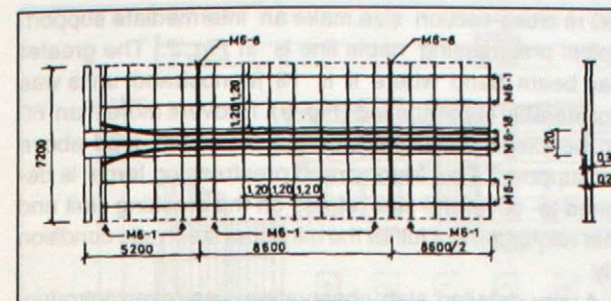
Na sklonku roku 1992 sa Slovensko zaradilo do skupiny štátov, ktoré úspešne využívajú technológiu dodatočne predpätých dosiek výstužou MONOSTRAND.

Slovakia joined the group of states which managed the post-tensioning slab technology with Monostrand reinforcing close towards the end of year 1992.



Obr. 1. Dodatočne predpätá stropná doska garáží domu DR v Bratislave
Fig. 1. Post-tensioned slab of Carpark DR in Bratislava

Doc. Ing. Milan Chandoga, CSc.; Ing. Jaroslav Halvonik, CSc. – KBKM SvF STU, Starohorská 2, 813 68 Bratislava; Ing. Miloslav Paštrnák – Renos, a. s., Miletičova 7a, 827 99 Bratislava.



Obr. 2. Geometrija lán MONOSTRAND
Fig. 2. Plan of MONOSTRANDS

V oveľa zložitejších ekonomických podmienkach boli v praxi potvrdené viaceré z technických a ekonomických predností tejto vysoko progresívnej technológie. Podstatné je, že Slovensko má vo výrobnom programe všetky dôležité komponenty technológie, ako sú laná MONOSTRAND a kompaktné kotvy PROJSTAR na kotvenie jedného, resp. dvoch lán. Statické parametre obidvoch výrobkov sú v súlade s FIP odporúčaniami [1]. Pri návrhu týchto konštrukcií sa uplatnili ČSN a chýbajúce ustanovenia sa doplnili odporúčaniami FIP. Tento príspevok sa zaoberá niektorými z realizovaných konštrukcií, ktoré projektovali autori článku pre firmu PROJSTAR PK, s. r. o.

Stropná doska garáží domu DV v Bratislave-Petržalke [2]

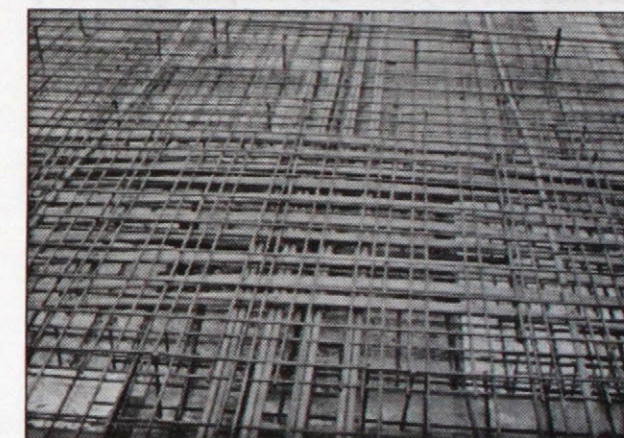
Ide o prvú konštrukciu s použitím technológie MONOS-TRAND na Slovensku (r. 1992). Stropná konštrukcia (obr. 1) slúži ako otvorená parkovacia plocha osobných a nákladných automobilov a autobusov. Pôdorysný rozmer stropu je 101,3 x 35,0 m a tvoria ho tri navzájom oddilované dosky. Podporný systém má modulovú sieť 8,6 x 7,2 m. Užitočné zaťaženie stropu dosahuje maximálne hodnoty až 16 kN.m⁻². Stropná konštrukcia je navrhnutá ako ortotropná doska s hrúbkou v stĺpovom páske 0,30 m a v ostatných častiach stropu 0,22 m. Medziľahlé podopretie vytvárajú stĺpy rozmerov 0,90 x 0,30 m.

Charakteristické vedenie predpätia dosky je na obr. 2. Výrazne bol posilnený trámový pás väčšieho rozpätia, v

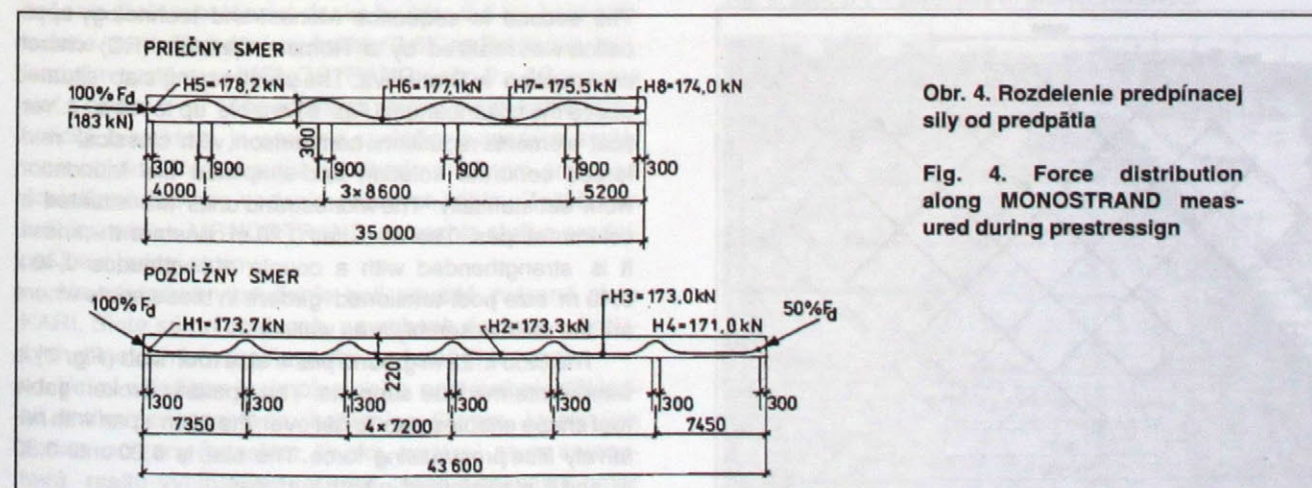
There were confirmed technical and economical attractions of this highly progressive technology in practice even in much more complicated economic conditions. It is of great importance that Slovakia has all important technology components like unbonded strands and compact anchors Projstar for one or two strands anchorage. Static parameters of the both products are in compliance with FIP Recommendation [1]. ČSN Standards were applied and missing regulations were supplied with FIP Recommendations. We present some of realized structure designed and built by Projstar PK Ltd.

Post-Tensioned Flat Slab of Carpark of DR-Hotel in Bratislava [2]

This is the first structure using Monostrand technology in Slovakia (y. 1992.). The slab structure (Fig. 1) serves as a passenger car, track and bus open parking area. Ground plan size is 101,3 x 35 m and it is constituted by three mutually separated slabs. The support system has a 8,6 x 7,2 m modular grid. The ceiling service load reaches 16 kN.m² value. The slab structure is designed as an orthotropic plate which is 0,30 m thick in the column chord and 0,22 m in the remaining parts. The columns of 0.90 x

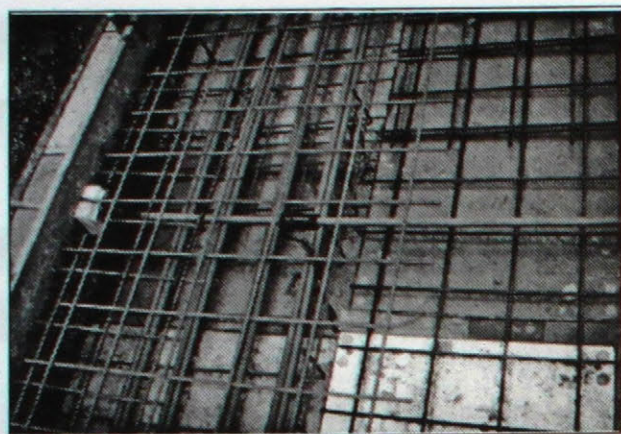


Obr. 3. Typické vystuženie nad podperou
Fig. 3. Typical reinforcement above column



Obr. 4. Rozdelenie predpínacej sily od predpätia

Fig. 4. Force distribution along MONOSTRAND measured during prestressing



Obr. 5. Elasto-magnetický snímač osadený na predpínacom lane MONOSTRAND
Fig. 5. Assembly of elasto-magnetic measuring gauge at MONOSTRAND

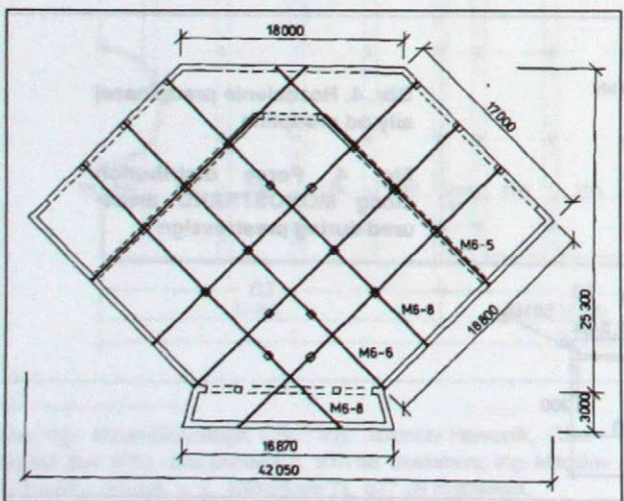
ktorom sa nachádza 18 lán MONOSTRAND (obr. 3). Nad podperami predpätie pokrýva viac ako 60 % hodnoty ohybového momentu od maximálneho zaťaženia. V poli je namáhanie dosky na hranici vzniku trhlin a mäkká výstuž spĺňa len požiadavku minimálneho vystuženia.

Pretože išlo o prvú aplikáciu technológie, podrobne sa sledovala napätosť a deformácia dosky aj predpínacej sily, a to pri vnesení predpätia a v časovom odstupe 1 mesiaca. Na obr. 4 je znázornený priebeh predpínacej sily v lane pri jednostrannom predpínaní lana kratšieho smeru, resp. obojstrannom predpínaní lana dlhšieho smeru. Merania sa uskutočnili pomocou 20 zabudovaných magneto-elastických dynamometrov H26-HC [3] na 8 lanách MO-NOSTRAND (obr. 5).

Stropná a strešná doska RK – kostola v Bratislave [4]

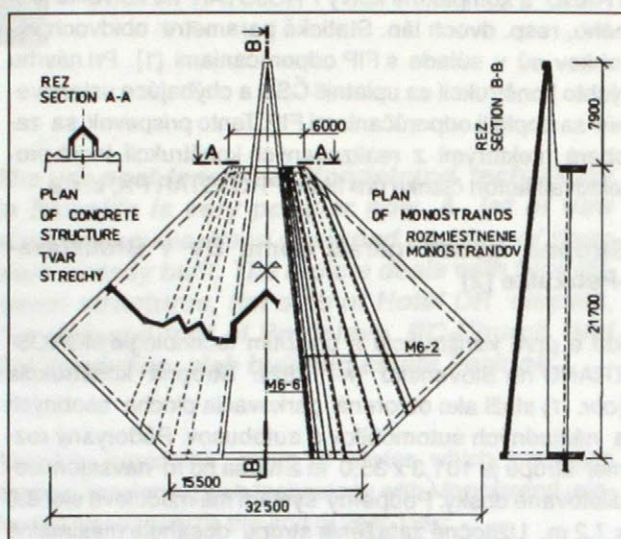
V poradí druhá aplikácia technológie MONOSTRAND sa realizovala pri výstavbe RK - kostola v Bratislave. Pred-

Obr. 6. Geometria lán MONOSTRAND stropnej dosky RK - kostola v Bratislave
Fig. 6. Plan of MONOSTRANDS for post-tensioned slab of Roman Catholic-Church



0,30 m cross-section size make an intermediate support. Typical prestressing cable line is in Fig. 2. The greater span beam band where it is 18 Monostrand units was considerably strengthened (Fig. 3). It covers more than 60 p. c. bending moment value of the maximum load above the support. The Monostrand prestressing force is designed to cover the slab stress on the cracking limit and other reinforcement fulfills the minimum steel ratio condition only.

A very detailed slab observation was taken introducing the prestressing force during a one month time period, because it was the first application of this technology. Unilateral prestressing force behaviour is depicted in Fig. 4 namely of the strand situated in the shorter direction conceivably of the two-sided prestressing in the longer direction. Measurement was carried out with the help of 20 pieces of H26-HC [3] magneto elastic dynamo meters on 8 Monostrand units (Fig. 5).

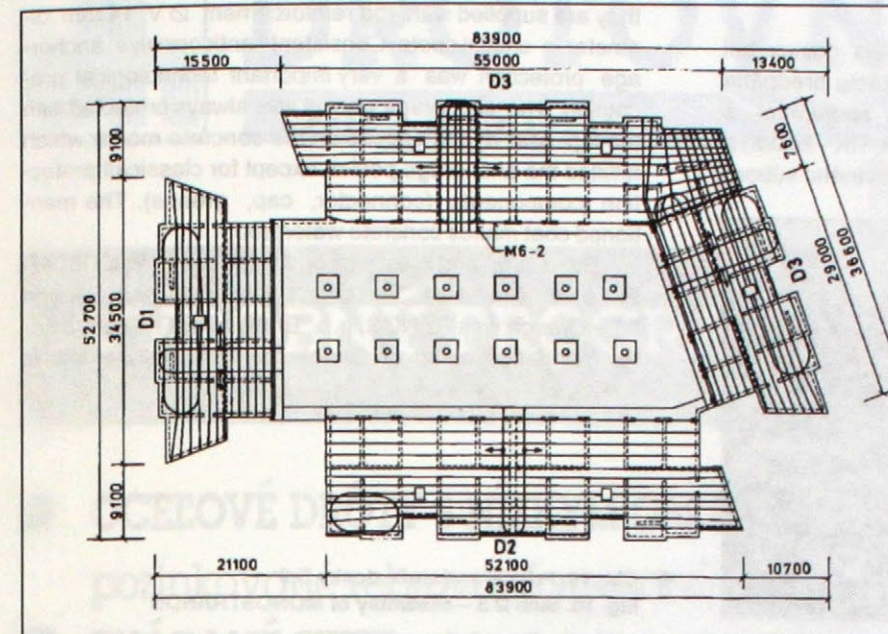


Obr. 7. Geometria lán MONOSTRAND strešnej dosky RK - kostola v Bratislave
Fig. 7. Plan of MONOSTRAND for post tensioned roof of RC-Church in Bratislava

Ceiling and Roof Slab of a Roman Catholic Church in Bratislava

The second in sequence Monostrand technology application was realized by a Roman Catholic (RC) church construction in Bratislava. The prestressing slab situated above the columbarium (Fig. 6) enable up to 40 p. c. vertical elements reduction in comparison with classical reinforced concrete solution and simplified the foundation work substantially. The Monostrand units are situated in column stripes. The slab has 0,20 m constant thickness. It is strengthened with a couple of continuous 0,40 x 0,40 m size post-tensioned girders in those spots where are the main assembly area walls.

The 32,5 x 22 m ground plane size roof slab (Fig. 7) is without intermediate supports. The spatially broken gable roof shape enables also to get over the 22 m span with relatively little prestressing force. The slab is 0,20 until 0,30 m and it is reinforced in both surfaces.



Obr. 8. Dodatočne predpäté základové dosky obytného súboru Gánok - Pezinok
Fig. 8. Post-tensioned foundations of Gánok residential ensemble

pätá stropná doska nad kolumbáriom (obr. 6) v porovnaní s klasickým železobetónovým riešením umožnila výrazne zredukovať počet zvislých podperných prvkov a podstatne zjednodušila zakladanie. Laná sú umiestnené iba v stĺpových pásoch. Doska má konštantnú hrúbku 0,2 m, pričom v miestach, kde sú múry hlavného zhromažďovacieho priestoru, je zosilnená dvojicou dodatočne predpätých spojitéj trám s rozmermi 0,40 x 0,40 m.

Strešná doska – lomenica rozmerov 32,5 x 21,7 m (obr. 7) je bez medziláhového podopretia. Priestorovo členitý lomenicový tvar strechy dovoľuje aj pri relatívne malom predpätí preklenúť rozpätie približne 22 m. Doska má hrúbku 0,2 až 0,3 m a je vystužená pri oboch povrchoch.

Základová doska obytného súboru Gánok v Pezinku [5]

Prvá veľkorozmerná základová doska (obr. 8) s aplikáciou technológie MONOSTRAND sa použila pri založení päťpodlažného obytného súboru Gánok. Pôvodné riešenie (železobetónová doska hrúbky 0,6 m) bolo nahradené predpätou doskou hrúbky 0,37 m. Predpätie dvojlanovým systémom MONOSTRAND (obr. 9 a 10) vytvára sieť s okami 1 m. V pozdĺžnom smere majú káble parabolický tvar, ktorý je v súlade s priečnym nosným systémom objektu. Požadovaná napätosť v priečnom smere sa docielila slučkovým vedením priamych káblov. Zväčšením hrúbky maziva MONOSTRAND sa mohla slučka predpínať iba z jednej strany.

Na základné vystuženie boli použité zvárané siete KARI. Siete sú pri oboch povrchoch dosky a v kritických miestach ich dopĺňa prútová výstuž Ø V 14 mm.

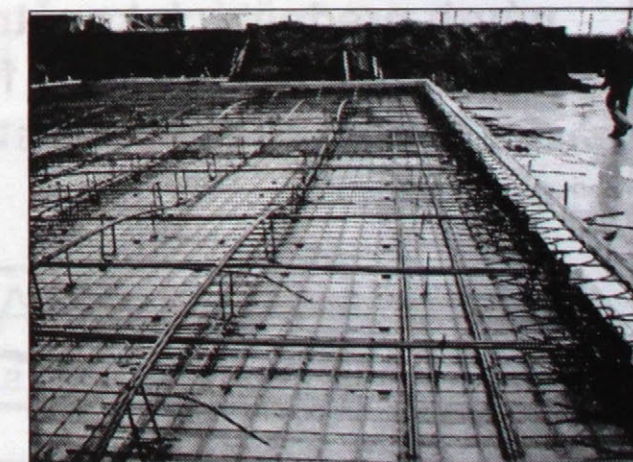
Veľmi dôležitým technologickým opatrením je dôkladná antikoročná ochrana kotvenia. Okrem klasických prvkov ochrany (konektor, čiapka, mazivo) sa na cementovú maltu vyplňajúcu kotevnú kapsu aplikoval náter

Foundation-Slab of a Residential Ensemble Gánok in Pezinok

The first large-scale foundation-slab (Fig. 8) with Monostrand technology application was implemented by the five floor residential ensemble Gánok foundation. The initial solution namely the reinforced concrete 0,60 m thick slab was substituted by prestressed 0,37 m thick one. The two-strand prestressing system Monostrand (Fig. 9, 10) creates a modular grid with one meter broad gaps. The cables have a parabolic form in the longitudinal direction which is in compliance with the transversal load bearing system of this building. The asked state of stress value in the cross direction is carried out with looping the straight cable line. The unilateral cable loops prestressing was possible with enlarging the monostrand grease thickness.

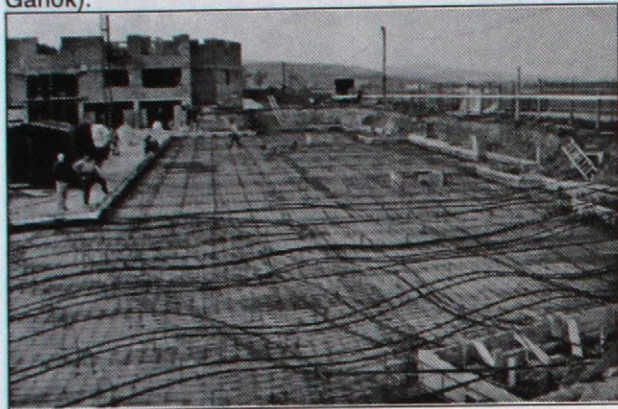
The welded Kari nets were used on the basic reinforcing. The Kari nets are situated on both slab surfaces and

Obr. 9. Príprava výstuže dosky D 1
Fig. 9. Slab D 1 – assembly of MONOSTRANDS



XYPEX, ktorý je vodonepriepustný.

Projektantom a dodávateľom predpätia dosiek bol PROJSTAR PK, s.r.o., Bratislava. Realizáciu predpätia vykonali pracovníci firmy PROJSTAR v spolupráci s RENOS, a.s., Bratislava (garáže domu DR, RK - kostol) a TYKO, s.r.o., Pezinok (základové dosky obytného súboru Gánok).



they are supplied with rod reinforcement $\varnothing V 14$ mm diameter in critical spots. Consistent anticorrosive anchorage protection was a very important technological precaution. The anchorage pocket was always protected with the top coat Xypex applied on the concrete mortar which fulfilled the anchorage pocket except for classical protection components (connector, cap, grease). The mentioned coat makes concrete waterproof.

The design and prestressing all structures PROJSTAR PK, s.r.o., Bratislava. The contractor for Carpark DR and RC - Church was RENOS, a.s., Bratislava. The contractor for foundation slabs of Gánok residential ensemble is TYKO, s.r.o., Pezinok.

← Obr. 10. Príprava výstuže dosky D 3
Fig. 10. Slab D 3 - assembly of MONOSTRANDS

LITERATÚRA

- [1] Priechodský, V.: Statické a únavové skúšky kotiev PROJSTAR. (Static and fatigue Projstar anchorage tests). [Záverečná správa]. Bratislava, Stavebná fakulta Slovenskej technickej univerzity 1992.
- [2] Chandoga, M.: Projekt a realizácia dodatočne predpätého stropu DDR v Bratislave-Petržalke. (Design and realization of the post-tensioned ceiling slab of hotel-DR in Bratislava-Petržalka). Inžinierske stavby, 41, 1993, č. 12, s. 404-408.
- [3] Jaroševič, A.: Napätosť lán bez súdržnosti MONOSTRAND

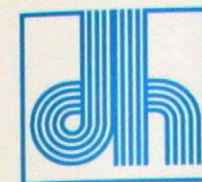
meraná MG metódou. (Stress Change of MONOSTRAND measured with MG method. Passing through report UTR "Technology MONOSTRAND application on ceiling slabs"). [Priebežná správa ÚTR "Aplikácia technológie MONOSTRAND pre stropné dosky"]. Bratislava 1992

- [4] RK - kostol Dlhé Diely - Bratislava. Projekt predpätých dosiek. PROJSTAR 1993.
- [5] Obytný súbor Gánok - Pezinok. Projekt predpätých základov a stropnej dosky. (Residential ensemble Gánok-Pezinok. Prestressed foundations and ceiling slab design). PROJSTAR 1994.

- kompaktné kotvy pre technológiu MONOSTRAND, návrh predpätých konštrukcií, predpínacie práce
- compact anchorages for MONOSTRAND system, design of prestressed structures, site prestressing operations



PROJSTAR PK, s.r.o.
Nad Dunajom 50
841 04 Bratislava
Slovak Republic
Tel. / Fax: 00427 / 722 432



DRÔTOVNĀ, a.s.

920 28 Hlohovec

Mierová 2317
Slovenská republika
Tel.: 0804/22241 - 9, 22252 - 8
Fax: 0804/22742, 22146
Telex: 93803, 93804
Marketing tel.: 0804/51 2525

VÝROBNÝ PROGRAM

- **OCEĽOVÉ DRÔTY S NÍZKYM OBSAHOM UHLÍKA** holé, tvrdé, žihnané, pozinkované, rebrované, rovnané
- **ZVÁRANÉ SIETE** z hladkých a rebrovaných drôtov
- **PRIESTOROVÁ VÝSTUŽ DO BETÓNU**
- **KLINCE** holé a pozinkované
- **OSTNATÝ DRÔT**
- **OCEĽOVÉ DRÔTY S VYŠŠÍM OBSAHOM UHLÍKA** lanové, holé, pozinkované, pneu, pružinové, do predpätého betónu
- **OCEĽOVÉ LANÁ** holé a pozinkované
- **VIAZACIE PROSTRIEDKY Z OCEĽOVÝCH LÁN**
- **OCEĽOVÉ LANÁ PRE ELEKTRICKÉ VEDENIA**
- **OCEĽOVÉ LANÁ DO PREDPÄTÉHO BETÓNU** s normálnou a nízkou relaxáciou
- **OCEĽOVÉ KORDY** do pneumatík a dopravných pásov

PRODUCTION PROGRAM :

DRAWN, NON - PATENTED WIRE
ELECTROWELDED MESH FOR CONCRETE REINFORCEMENT
LATTICE GIRDERS FOR REINFORCEMENT OF CONCRETE CEILINGS
NAILS
BARBED WIRE
DRAWN, PATENTED STEEL WIRE
STEEL ROPES
STEEL STRANDS FOR ELEKTRIC LINES
SEVEN WIRE STEEL STRANDS FOR PRESTRESSED CONCRETE
STEEL CORDS



Doprastav a.s.
Drieňová 27
826 57 Bratislava
Tel. 00427/ 234 319
fax: 00427/ 233 342

Dodávateľ inžinierskych stavieb všetkých druhov

Your contractor in:

- roads
- motorways bridges
- watertanks
and pipelines
- sewerage systems
- sewerage treatment
plants
- irrigation projects
- buildings



Viaduct, V-1 Bratislava – Segmental bridge superstructure with External Tendons

Front Cover: Lafranconi Bridge – Bratislava
The biggest post-tensioned bridge built by cantilever method in Slovakia.
The first world application of very long External Tendons.