Inžinierske stavby

3

iS

ROČNÍK 50

2002

SPRÁVA SLOVENSKÉHO NK *fib*
NATIONAL REPORT OF THE SLOVAK REPUBLIC

Titulná strana: Estakáda Prievoz v Bratislave, najdlhšia stavba mosta na Slovensku
Front Cover: Flyover Prievoz - Bratislava, the longest Bridge structure in Slovakia

Vedecko-odborný časopis stavebných inžinierov a stavebných technikov

Inžinierske stavby iS

3 ROČNÍK 50 2002

Vydáva:
Vydavateľstvo Inžinierske stavby, s. r. o.

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

www.casopis.is.szm.sk

Adresa vydavateľstva v ČR:
Poděbradská 24, 190 00 Praha 9

Šéfredaktor:
doc. Ing. Ľudovít Naď, CSc.

Redakčná rada: (pre číslo 3/2002)

Ing. Ladislav Búci, CSc.
doc. Ing. Igor Hudoba, CSc.
doc. Ing. Milan Chandoga, CSc.
Ing. Martin Križma, CSc.
doc. Ing. Ľudovít Naď, CSc.
Ing. Gabriel Tevec
doc. Ing. Štefan Zemko, CSc.
doc. Ing. Jozef Zvara

Predplatné na r. 2002:
552,– Sk (v SR vrátane DPH a poštovného)
500,– Kč (v ČR vrátane distribúcie a poštovného)
V roku 2002 vyjdú 4 čísla.

Inzercia: na adrese vydavateľstva

Grafická úprava:
elfa, s. r. o., Letná 9, 042 00 Košice

Tlač: Vienala, Košice

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

Podávanie novinových zásielok povolené Riaditeľstvom poštovej prepravy pod číslom 329 RPP 1994 zo dňa 22.6. 1994
Podávání novinových zasílek bylo povoleno Českou poštou, s. p. OZSeČ Ústí nad Labem dne 19.1. 1998, j. zn. P-297/98

ISSN 1335 - 0846

OBSAH

Civil Engineering. A Quarterly Review of Civil Engineering. Published by Inžinierske stavby Publishers, Ltd. **Editor-in-chef:** Ľudovít Naď. **Editorial office:** Vysokoškolská 4, 042 00 Košice, Slovak Republic. Phone-Fax: ++421 55 6024247, E-mail: is.casopis@tuke.sk, Web-site: www.casopis.is.szm.sk

Vol. 50 No 3 2002

CONTENTS

Subscription: Vydavateľstvo Inžinierske stavby, spol. s r. o., Vysokoškolská 4, 042 00 Košice, Slovak Republic
Sample copies free.

50. JAHRGANNG HEFT 3 2002

INHLAT

6 **Ivan Janotka - Terézia Nürnbergerová - Ľudovít Naď**

Ergebnisse einer experimentellen Forschung der Einflüsse von bis an 800°C erhöhten Temperaturen an die Fasenzusammensetzung, Entwicklung der Porenstruktur und physikalisch-mechanische Eigenschaften der in Atomkraftwerken verwendeten Betone, und bei hochwertigen Dolomitischen Beton werden präsentiert. Die Beschädigung der Strukturganzheit des Betons, den Temperaturen von 20°C - 800°C ausgesetzt, ist von einem Ausfall der Hydratationphase durch die Bildung von Luftkavernen verursacht, die eine Verdickung der Porenstruktur verursacht. An den Probestücken, die einer Temperatur bis 400°C ausgestellt waren, hat man keine bedeutende Änderungen des Elastizitätsmoduls (E-modul), Festigkeitsmoduls, des Medianradius der Poren, und des errechneten Durchlässigkeitskoeffizienten beobachtet. Die Verdickung der Porenstruktur zwischen 400°C a 800°C bewirkt offensichtlich eine bedeutende Herabsetzung der Betonfestigkeit. Für den Beton, der einer Temperatur von 800°C ausgestellt ist, ist ein Kollaps der strukturaler Einheit charakteristisch. Man nimmt an, dass das schnelle Wechseln des dynamischen Elastizitätsmoduls, der Schwindung/Anschwellung und des Kriechens sind vom momentanen, aber zeitlich sehr begrenzten Anstieg der Feuchtigkeit durch das von Hydratationsprodukten entstandene Freiwasser im Inneren der Betonstücke, verursacht. Die Menge des Wassers ist der zugefügten Wärme bei dem plötzlichen Erhöhen der Temperatur proportional.

12 **Martin Križma - Ján Jerga - Terézia Nürnbergerová - Pavel Kalina**

Experimentelle Erforschung der zusammengebauten Tragwerkselemente aus Leichtbeton bei stufenweise steigender Lastbeanspruchung. Die Belastung in der senkrechten, durch die Längsachse der Elemente laufenden Ebene, sowie in der von der Schwerpunktachse abgesetzten Ebene - die Simulation der wirklichkeitsnahen Wirkung der Elemente im Tragwerke. Die Gliederung der Prüfelemente - der Sturzträger in zwei Gruppen nach der Grösse der lichten Spannweite. Der Vergleich der Prüfgruppen auf Grund der Verformungen und der Rissentwicklungscharakteristik. Der Einfluss der Kombination der Einwirkungen von Biegung, Querkraft und Torsion auf die Verformung und die Rissentwicklung. Die getrennte Betrachtung der Einwirkungen der Querkraft und der Biegemomente bei der Berechnung von Durchbiegungen.

19 **Juraj Králik**

Im Artikel ist eine nichtlineare Analyse eines Atomkraftwerkes mit Temperatureinwirkung und Explosionbelastung bei einer Kühlungsystemhavarie präsentiert. Das Tragwerk ist durch dreidimensionelle finite Elemente diskretisiert. Interaktion Tragwerk-Untergrund ist mit Hilfe der Feder und 3-D unendlichen Elemente gelöst. Die Rissenausbreitung, Nachformung und Falten von Beton ist mit der Temperatur, Zeit, Feuchtigkeit und Dampfdruck gelöst. Druckverlauf in Zeit wird als eine gute Abschätzung von Beschädigung primärer Rohrleitung bei Gilotineschnitt modelliert. Die Programme INFINITE, SCREEP und CRACK sind in FORTRAN geschrieben und in ANSYS v. 5.7. inplementiert. Numerische Ergebnisse sind mit Experimenten verglichen.

26 **Ján Bujňák - Jaroslav Odrobiňák**

Der Artikel präsentiert effektives Model der Zeitberücksichtigung den rheologischen Vorgängen auf den gekuppelten Stahlbetonbalken. Gelöst wird ein durchlaufender Balken mit zwei Feldern, die mit einer gleichmässigen Belastung belastet sind, und mit der Anwendung der Montageverlegung den Mittelstützebalken. Die Ergebnisse, die mit einer vorgeschlagenen unanspruchsvollen Analyse der Auswirkungen der Rheologie festgestellt wurden, wurden mit den Ausgaben aus der unlinearer Analyse des 3D FEM Models als auch mit einigen Experimentergebnissen verglichen.

32 **Pavol Kňaze**

Transportbeton als wichtiger Faktor von Betonentwicklung in der Slowakei. Eine Charakteristik der Entwicklung und die Veränderungen vom Transportbeton in letzten 10 Jahren. Die Gründung vom Slowakischen Transportbetonverband (SAVT) und der Vergleich unserer Resultate mit den Resultaten der Mitglieder vom Europäischen Transportbetonverband (ERMCO). Die ersten Erfahrungen mit der Anwendung des selbstverdichtenden Betons.

37 **Milan Moravčík - Martin Moravčík**

Im Beitrag wird die Zuverlässigkeit der Spannbetonschwellen bei gewöhnlicher dynamischer sowie auch hochzyklischer Belastung experimentell analysiert. Grund zu solchen Abprüfungen ist die Notwendigkeit die Zuverlässigkeit von älteren Betonschwellentypen zu überprüfen, und die Analyse von neueren Betonschwellentypen, die zur grösseren Betriebsgeschwindigkeit bestimmt sind.

45 **Peter Fabo - Andrej Jaroševič - Milan Chandoga**

Die magnetoelastische Methode ist bis jetzt die einzige zerstörungsfreie Methode für kontaktlose Messungen der mechanischen Spannungen in Stahlseilen, Litzen und Kabeln. Die Erforschung der Eigenschaftenen und Anwendungsmöglichkeiten der magnetoelastischer Messmethode war in den letzten Jahren das Hauptforschungsgebiet der Firma Projstar PK G.m.b.H. in der Kooperation mit der Abteilung Radiophysik FMFI UK Bratislava und der Abteilung für Betonkonstruktionen und Brücken STU Bratislava. Während dieser Zeit wurde eine Reihe von magnetoelastischen Dynamometern dazu notwendige technische Ausrüstung und Software entwickelt und getestet, die erfolgreiche Umsetzung in der Praxis nachgewiesen haben.

52 **Matúš Búci - Igor Hudoba**

Der Beitrag beschäftigt sich mit der tahlbetonkonstruktion der Silozwillinge für die Keimung des Malzes. Es wird die Superkonstruktion des Silos, der Voraufsetzungen des Entwurfes, des Aufbauverlaufes und der Technologie der Betonarbeiten beschrieben, wobei die die spezifischen Anforderungen des Auftraggebers berücksichtigt werden. Anspruchsvoller Zeitplan des Aufbaus, mit besonderem Akzent auf die Qualität der Betonkonstruktion, bildet ein Druck auf die erfolgreiche Koordination der Arbeit zwischen den Auftraggeber, Projektant und Bauhersteller.

57 **Michal Schmuck**

Der Artikel weist auf Möglichkeiten der Fertigteilbenutzung beim Bau mehrgeschossiger Garagen mit kreisförmigem Grundriss hin. Das monolithische Fertigteilsystem aus Beton hat zu einem bedeutend schnelleren und billigeren Bau beigetragen.

Úvodné slovo prezidenta Slovenského komitétu *fib*

Introductory Address by the President of the Slovak Committee of *fib*

Prišiel čas podať globálnu správu o stave a vývoji betónových konštrukcií za ostatné 4 roky na Slovensku. Neda mi pri tom nevrátiť sa do rokov 1989 - 1990 - k dobe v ktorej sa začal meniť hospodársky systém od prísne plánovaného, uzavretého hospodárstva na otvorené trhové hospodárstvo. Otvorenosť nášho hospodárstva umožnila príliv nových technológií, nových materiálov a výrobkov. Pre betónové konštrukcie to znamenalo inváziu rôznych komponentov do betónov, razantný nástup rôznych systémov debnenia a podperných konštrukcií, nástup moderných, počítačmi riadených betonárok, automatických ohybární výstuže a ďalších moderných nástrojov vyspelého sveta betónových konštrukcií.

Ukázalo sa, že slovenské staviteľstvo má dosť vzdelaných a usilovných inžinierov a technikov, ktorí sa vedeli prispôsobiť potrebám doby a využiť nové výdobytky vedy a techniky. Vieme vyhotoviť špičkové inžinierske diela v kvalite a čase, ktoré znesú porovnanie s vyspelými hospodárstvami, mnohé z nich sú prezentované v tejto národnej správe.

Ing. Ivan Šesták
prezident Slovenského komitétu *fib*

The time has come to present a global report on the state and development of concrete structures in Slovakia over the last 4 years. I cannot help but recall the years of 1989 - 1990 when the economic system started to change from a strictly command-based and closed economy to an open market economy. The opening up of our economy brought in its wake an avalanche of new technologies, new materials and products. For concrete structures, this meant an onset of a variety of components for concretes, vigorous entry of different formwork systems and supporting structures, advent of modern, computer-aided concreting plants, reinforcement bending machines and other modern tools of the advanced world of concrete structures.

The Slovak civil engineering has demonstrated that it has a number of highly skilled and hard-working engineers and technicians who were able to adapt to the requirements of modern era and to put scientific and technological achievements to a practical use. We have the capabilities necessary to produce engineering works of required quality and in time that bear comparison with the developed economies. Many of them are presented also in this national report.

Ing. Ivan Šesták
President of Slovak Committee of *fib*

Ing. Ivan Šesták, v roku 1965 absolvoval Stavebnú fakultu SVŠT (teraz STU) v Bratislave. Od roku 1965 pracoval nepretržite v Doprastave Bratislava. Pôsobil v rôznych pozíciách, od vedúceho stavby, vedúceho strediska, hlavného inžiniera, námestníka podnikového riaditeľa až po podnikového, resp. generálneho riaditeľa. Takto sa podieľal na výstavbe všetkých diaľničných úsekov na Slovensku. Od roku 2001 je prezidentom DDM Group, ktorá zastrešuje spoločnosti DOAS, a.s., Doprastav, a.s., Metrostav, a.s. a spoločnosti s majetkovou účasťou uvedených firiem. Obrat týchto spoločností v roku 2001 dosiahol v prepočte cca 22 mld Sk.

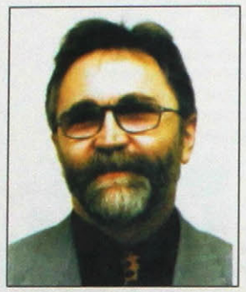
Ivan Šesták obtained his diploma in 1965 from the Faculty of Civil Engineering of the Slovak Technical University in Bratislava. From 1965 he was consecutively working at Doprastav Bratislava in different positions, construction manager, section manager, deputy director, general director. He participated on the construction of all sections of Slovak highway network. From 2001 he is a president of DDM Group (DOAS, Doprastav, Metrostav with an investment in several other companies) with a total turnover approx. 500 millions USD.

Analýza degradácie betónu pri teplotách do 800 °C

Analysis of Concrete Degradation at Temperatures up to 800 °C

Ivan Janotka - Terézia Nürnbergerová - Ľudovít Naď





Prezentujú sa výsledky experimentálneho výskumu účinkov teploty na fázové zloženie, vývoj pórovej štruktúry a fyzikálno-mechanické vlastnosti betónových vzoriek vystavených vysokým teplotám do 800 °C.

The results of experimental research on the effects of temperature on the phase composition and pore structure development, and physico-mechanical properties of concrete specimens subjected to high temperatures up to 800 °C are reported.

Vývoj betónu počas posledných 20 rokov umožnil výstavbu náročných diel a viedol tiež k jeho značnej špecializácii v rôznych oblastiach použitia. Mechanické vlastnosti betónu vystaveného vysokým teplotám pri náhodných požiaroch v budovách alebo v tuneloch, prípadne počas prevádzky vysokej pece alebo nukleárneho reaktora, značne klesajú, čo vedie k nežiadúcim lomom a drobeniu [1, 2]. Preto je nutné vykonať posudok štrukturálnej celistvosti betónu po jeho vystavení vysokým teplotám. Súvisiace štúdie ukazujú, že zatvrdnutá cementová kaša zohráva kľúčovú úlohu v zhoršení kvality betónu po prehriatí [3, 4, 5]. Dôležité činitele, ktoré ovplyvňujú správanie betónu pri vysokých teplotách sú: strata hmotnosti v dôsledku drobenia a uvoľnenia viazanej vody, tvorba pórov a trhlín, redukcia pevnosti a modulu pružnosti, druh spojiva a kameniva a rýchlosť ohrevu [6, 7]. Globálny prístup k riešeniu musí byť podložený pochopením procesov prebiehajúcich v betóne vystavenom vysokým teplotám. Tieto vedomosti sú nevyhnutným základným nástrojom pre predpovedanie správania konštrukcie pri požiari a jeho predchádzaniu.

During the last 20 years, concrete has evolved to provide challenging performances and also to great specialisation in various fields of application. As concrete is exposed to high temperatures in an accidental building or tunnel fire or an operating furnace or a nuclear reactor its mechanical properties remarkably decrease and result to undesirable fractures and spalling [1, 2]. Following an exposure to high temperature, an assessment of concrete structural integrity must be made. The related studies show that hardened cement paste plays a key role in the deterioration of concrete upon heating [3, 4, 5]. The important factors that influence concrete behaviour at high temperatures are: mass loss due to spalling and bound water release, the formation of pores and cracks, strength and modulus reductions, the type of binder and aggregate, and the heating rate [6, 7]. The global approach has to be supported by a good understanding and simulation of the processes involved in concrete material at high temperatures. This knowledge is necessary as a basic tool for predicting and preventing the fire behaviour of structures.

[1] Druh betónu | Concrete type		JE | NPP	JE | NPP	JE | NPP	Laboratórium | Laboratory
		TEMELIN	MOCHOVCE	PENLY	VHD
Cement,	kg.m^{-3}	499	485	290	425
Plnivá | Fillers,	kg.m^{-3}			135	32
Plastifikátory | Plasticiser,	kg.m^{-3}	4.9		10.82	5.4
Štrkopiesok | Aggregates,	kg.m^{-3}	1 700	1 760	1 870	1 851
Vodný súčiniteľ v/c | W/C ratio		0.43	0.35	0.45	0.32
Sadnutie | Slump (Abrams),	mm	80	75	280	80
Objem.hmotnosť | Volume density,	kg.m^{-3}	2 390	2 356	2 420	2 518
Obsah vzduchu | Air content	% vol		1.8	0.3	2.5

[1] Rôzne druhy a rozmery (podrobnosti o zložení betónovej zmesi sú uvedené v článkoch [8, 9, 10, 11])
[1] Various types and sizes (details on concrete mixture composition are given in papers 8, 9, 10, 11)

Tab. 1. Základné charakteristiky betónových zmesí
Table 1. Basic characteristics of concrete mixtures

Ing. Ivan Janotka CSc., Ing. Terézia Nürnbergerová PhD., Ústav stavebníctva a architektúry, Slovenská akadémia vied, Dúbravská cesta 9, 842 20 Bratislava, Slovensko; usarivan@savba.sk, usartena@savba.sk
doc. Ing. Ľudovít Naď, CSc., Technická univerzita Košice, Stavebná fakulta , Vysokoškolská 4, 042 01 Košice, Slovensko, ludovit.nad@tuke.sk

V tomto článku sa uvádzajú experimentálne získané výsledky správania sa betónu použitého v jadrových elektrárňach (JE) TEMELÍN (Česká republika), MOCHOVCE (Slovensko) a PENLY (Francúzsko) a vysokohodnotného dolomitického betónu (VHD) vystaveného teplotám do 800 °C.

SKÚŠOBNÝ PROGRAM

Materiály a výroba vzoriek

Čerstvý betón na výrobu kociek (150^3 mm) a hranolov (100x100x400 mm) sa vyrábal zo zhodných materiálov na stavenisku v Temelíne, Mochovciach a v Penly v laboratórnych miešačkách a kládol sa do kovových foriem na vibračnom stole (50 Hz, 0.35 mm). Doba vibrácie bola 30 s. Vysokohodnotný dolomitický betón pre použitie pri vysokých teplotách sa vyrobil v našom laboratóriu. Základné charakteristiky čerstvého betónu sú uvedené v Tab. 1.

Ošetrovanie a zohrievanie

Po odformovaní boli všetky vzorky uložené pri 20 °C a 100 % r. v. - mokré prostredie po dobu 28 dní. Potom sa teplota zvýšila na 800 °C. Diagramy priebehu teplôt použité v experimentálnom programe v oboch spolupracujúcich laboratóriach (Bratislava a Košice) sú uvedené v článkoch [8, 9, 10, 11].

Skúšky

Určili sa fyzikálno-mechanické vlastnosti vzoriek (moduly pružnosti, pevnosť). Zmena dĺžky hranolov sa merala prenosným mechanickým deformometrom (rozpon deformometra bol 300 mm) s presnosťou merania 0.001 mm. Stanovilo sa chemické a mineralogické zloženie (XRD, TG-DTA-DTG) a pórová štruktúra (vysoko tlakový porozimeter mod. 2000 a makroporozimetrická jednotka). Podrobnosti o skúškach sú uvedené v [8, 9, 10, 11].

Výsledky a vyhodnotenie

Rozvoj deformácií od zmrašťovania/napučiavania a dotvarovania betónu z elektrárne TEMELÍN je znázornený na obr. 1 a 2. Priemerné hodnoty deformácie od zmrašťovania a dotvarovania sú vynesené na obr. 2. Krivky na oboch obrázkoch vykazujú náhle zmeny spôsobené náhlym zvýšením teploty a následnú stabilizáciu. Pri 200 °C, teplotná expanzia začína výrazne presahovať zmrašťovanie betónových vzoriek. Súvisiace krivky pre betóny z MOCHOVIEC, PENLY a VHD betónu sú podobné [9, 10, 11].

Priemerné hodnoty dynamického modulu pružnosti E_{cu} a statického modulu pružnosti E_c uvádza tab. 2. Zistilo sa podstatné zníženie dynamického a statického modulu pružnosti vzhľadom k hodnotám nameraným po 28 dňoch pri teplote 20 °C. Pri vyšších teplotách sa objavuje zvýšenie pretvorenia vzoriek pri maximálnom napätí (vo vrchole pracovného diagramu) vzhľadom ku

This paper presents experimentally observed behaviour of concrete used in TEMELIN (Czech Republic), MOCHOVCE (Slovakia) and PENLY (France) nuclear power plants (NPP) and high-performance dolomite (HPD) concrete subjected to temperatures up to 800 °C.

EXPERIMENT

Materials and casting

The fresh concrete for making cubes (150^3 mm) and prisms (100x100x400 mm) was made from the identical materials at the construction sites in Temelin, Mochovce and Penly, using a laboratory mixer and placed it in steel moulds on a vibration table (50 Hz, 0.35 mm) with vibration time of 30 s. The HPD concrete for using at high temperatures was made in our laboratory. Basic characteristics of fresh concretes and their properties are listed in Table 1.

Curing and heating

After demoulding all specimens were stored at 20 °C and 100 % R.H. - wet air for 28 days. Then the temperature was increased up to 800 °C. The temperature sketch for the experimental programmes in both collaborating laboratories (Bratislava and Košice) are illustrated in papers [8, 9, 10, 11].

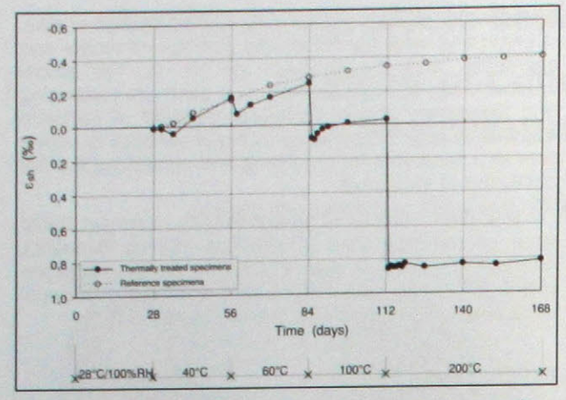
Testing

Physico-mechanical properties of the specimens (elasticity modulus, strength) were obtained. Length changes of prisms were measured by a portable strain gauge (gauge length 300 mm) with measuring accuracy of 0.001 mm. Chemical, mineralogical composition (XRD, TG-DTA-DTG) and pore structure (high pressure porosimeter mod. 2000 and macroporosimetry unit) of concrete specimens were estimated. Details on testing are given in the above items [8, 9, 10, 11].

Results and discussion

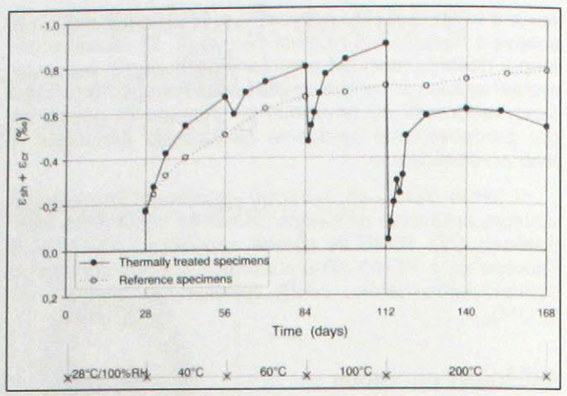
The development of shrinkage/swelling and creep induced deformations of TEMELIN concrete are illustrated in Figure 1 and 2, respectively. Mean values of creep and shrinkage deformations are plotted in Figure 2. The curves in both Figures show sudden changes due to sudden temperature increases and subsequent stabilisation. At 200 °C, the thermal expansion begins to exceed pronouncedly the shrinkage of concrete specimens. The related curves for MOCHOVCE and PENLY and HPD concrete are similar [9, 10, 11].

Mean values of the dynamic modulus of elasticity E_{cu} and Young's modulus of elasticity E_c are given in Table 2. Significant decrease of the dynamic and Young's elasticity modulus related to the 28-day values at 20 °C were found. At higher temperatures an increase of the strain at the maximum stress appeared in concrete specimens



Obr. 1 Deformácie od zmrašťovania betónu vystaveného zvýšeným teplotám

Fig. 1 Shrinkage induced deformations of concrete subjected to elevated temperatures



Obr. 2 Deformácie od zmrašťovania a dotvarovania betónu vystaveného zvýšeným teplotám

Fig. 2 Creep and shrinkage induced deformations of concrete subjected to elevated temperatures

Tab. 2 Dynamický a statický modul pružnosti skúšobných vzoriek vystavených zohrievaciemu režimu EP 1

Table 2 Dynamic and Young's module of elasticity of tested specimens subjected to EP 1 heating regime

Ošetrovací režim Curing regime	E_{cu} (GPa)	E_c (GPa)
20°C, 28 dní /days	43.1	27.8
40°C + 28 dní /days	40.1	29.7
60°C + 28 dní /days	38.3	28.8
100°C + 28 dní /days	34.1	27.7
200°C + 56 dní /days	24.8	18.0
20°C / 60 % r. v.	42.9	30.9
28 - dní základné ošetrovanie pri 20°C a 100 % r. v. - mokré prostredie. Základné ošetrovanie + 140 dní pri 20°C a 60 % r. v. - suché prostredie 28 - days basic curing at 20°C and 100 % R. H. - moist air. Basic curing + 140 days at 20°C and 60 % R. H. - dry air		

vzorkám vystaveným nižším teplotám. Očividné zníženie kockovej pevnosti sa pozorovalo pri teplotách nad 200°C (tab. 3). Vysoké teploty sú príčinou zväčšenia pórovej štruktúry betónu s následným znížením modulu pružnosti a pevnosti. Charakteristiky pórovej štruktúry a vypočítané koeficienty priepustnosti [12] vzoriek betónu z MOCHOVIEC [13] sú uvedené v tab. 4.

Výsledky odhalili priamu závislosť medzi veľkosťou pórov, vypočítanými koeficientami priepustnosti, modulom pružnosti a pevnosťami. Podobné vzťahy sa zistili aj pre betóny z TEMELÍNA, PENLY a VHD betónom [8,10,11]. Koeficienty priepustnosti nie sú spočítané.

Zjavná závislosť medzi úbytkom gelovitých hydratačných produktov a teplotou v tepelnom intervale medzi 20°C - 200°C sa dokázala pri PENLY betónoch [10] pomocou termogravimetrickej analýzy (tab. 5). Podobné výsledky sú vo vzťahu k zloženiam zmesi ostatných betónov.

Concrete temperature Teplota betónu	Nameraná pevnosť Measured strength	
	EP 1	EP 2
	(MPa)	(MPa)
20°C	49.4	52.3
40°C	60.3	-
60°C	63.8	59.6
100°C	71.0	-
200°C	64.0	61.2
20°C / 60 % r. v.	67.4	-
400°C	-	49.1
600°C	-	21.2
800°C	-	10.1

Tab. 3 Namerané pevnosti betónu pri zvýšených teplotách podľa dvoch rozdielnych ošetrovacích režimov [13]

Tab. 3 Measured strengths of concrete at elevated temperatures according to two different curing regimes [13]

relative to those exposed to lower temperatures. Evident decrease in the cube strength of concrete is observed at temperatures over 200°C (Table 3). High temperatures contribute to the formation of large pore structures and result in the reduction of modulus of elasticity and strength. Pore structure characteristics and calculated permeability coefficients [12] of MOCHOVCE concrete specimens [13] are given in Table 4.

The results reveal direct dependence between pore sizes values, calculated permeability coefficients, modulus of elasticity and strength values. Similar relations are found for TEMELIN, PENLY and HPD concrete [8, 10, 11]. Permeability coefficients are not calculated.

An evident temperature dependence on the loss in gel-like hydration products in the temperature interval 20°C - 200°C is proved for PENLY concrete [10] by thermogravimetric analysis (Table 5). Similar results are related to mixture compositions of remaining concretes.

The decrease in prism strength depends upon the release of water bound either in gel-like hydration products (temperature 60 - 400°C) or free $Ca(OH)_2$ (temperature 400 - 600°C). At temperatures over 600°C structural degradation of concrete is markedly influenced by $CaCO_3$ decomposition, and above 800°C also by the recrystallization of new non-binding phases arising from hydrated cement minerals under re-combustion. The example of the relation between bound water content,

Vzorka | Sample	V_{MP}	V_{TP}	M_{MP}	M_{TP}	MK	TP	SpS	F	K
M 20	59.52	62.75	30.90	33.18	5.15	13.13	6.039	16	0.87
M 40	56.74	60.04	43.59	47.02	5.50	12.75	4.752	21	1.81
M 60	63.74	66.15	53.18	55.11	3.64	13.98	3.423	20	2.52
M 100	72.66	76.31	55.41	58.26	4.77	15.65	3.597	23	3.60
M 200	70.28	73.04	61.69	65.00	3.78	15.23	3.457	33	6.36
M 200	58.74	61.43	57.29	60.80	4.38	13.14	4.511	29	4.05
M 400	58.12	60.47	77.64	87.26	3.89	13.08	3.900	45	10.37
M 600	89.39	96.45	176.72	222.70	7.31	19.67	2.555	60	67.46
M 800	161.71	197.68	155.49	294.62	18.20	34.50	3.126	55	89.30

V_{MP}, V_{TP} - objem mikropórov (do 7500 nm) a objem všetkých pórov ($mm^3.g^{-1}$)
M_{MP}, M_{TP} - priemerný polomer mikropórov a priemerný celkový polomer pórov (nm)
MK - podiel makropórov (%)
TP - celková porozita (% obj.)
SpS - špecifický povrch pórov ($m^2.g^{-1}$)
F - podiel pórov s polomerom v rozmedzí 100-10 000 nm (%)
K - koeficient priepustnosti ($*10^{-10}$ $m.s^{-1}$)

V_{MP}, V_{TP} - volume of micropores (up to 7500 nm) and volume of all pores ($mm^3.g^{-1}$)
M_{MP}, M_{TP} - average micropore radius and average total pore radius (nm)
MK - portion of macropores (%)
TP - total porosity (% vol.)
SpS - pore specific surface ($m^2.g^{-1}$)
F - portion of pores in the radius range of 100-10 000 nm (%)
K - permeability coefficient ($*10^{-10}$ $m.s^{-1}$)

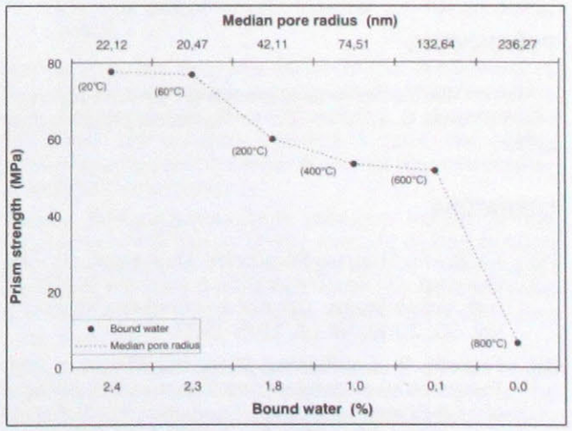
Tab. 4 Výsledky ortuťovej porozimetrie a vypočítaný koeficient priepustnosti betónových vzoriek zohriatych na 800°C podľa ošetrovacieho režimu EP 2

Table 4 Mercury porosimetry measurements and calculated permeability coefficient for concrete specimens heated to 800°C using the EP 2 curing regime

Podmienky ošetrovania a doba ošetrovania v dňoch Curing conditions and period of curing in days		Obsah viaz. vody v zatvrdnutej cement. kaši Content of bound water in hardened cement paste (%)	Celková strata hmotnosti Total loss of weight (%)	CaO viazané v CaO bound in		Celkový obsah CaO v $Ca(OH)_2$ a $CaCO_3$ Total content of CaO in $Ca(OH)_2$ and $CaCO_3$
				$Ca(OH)_2$ (%)	$CaCO_3$ (%)	
20°C/100% r. v.	28	2.40	41.40	2.11	18.00	20.11
60°C	+ 2	2.27	40.91	2.40	16.81	19.21
200°C	+ 2	1.82	40.45	3.09	17.04	20.13
400°C	+ 2	1.00	37.27	1.58	17.09	18.67
600°C	+ 2	0.09	29.78	1.17	13.45	14.62
800°C	+ 2	0	11.15	1.05	4.42	5.47

Tab. 5 Výsledky termickej analýzy zatvrdnutého betónu

Tab. 5 Results of thermal analysis of hardened concrete



Obr. 3 Vzťah medzi obsahom viazanej vody, mediánom polomeru pórov a hranolovou pevnosťou betónových vzoriek

Fig. 3 Relationship between bound water content, pore median radius and prism strength of concrete specimens

Pokles pevnosti v tlaku závisí od uvoľňovania vody viazanej alebo v gelovitých hydratačných produktoch (teploty 60 - 400°C), alebo vo voľnom $Ca(OH)_2$ (teploty 400 - 600°C). Pri teplotách nad 600°C, degradácia štruktúry betónu je výrazne ovplyvnená rozkladom $CaCO_3$ a nad 800°C tiež rekryštalizáciou nových neväzných fáz vznikajúcich z hydratovaných cementových minerálov pri opakovanom výpale. Príklad vzťahu medzi obsahom viazanej vody, mediánom polomeru pórov a hranolovou pevnosťou pre vzorky z vysokohodnotného dolomitického betónu [11] je znázornený na obr. 3. Podobné výsledky sa získali pre betóny z TEMELÍNA, MOCHOVIEC a PENLY [8, 9, 10].

pore median radius and prism strength for high-performance dolomite concrete specimens [11] is shown in Figure 3. Similar results are obtained for TEMELIN, MOCHOVCE, and PENLY concrete [8, 9, 10].

Objem hydratovanej fázy do 600 °C sa postupne zmenšuje v dôsledku straty viazanej vody. Objem masívneho betónového materiálu nad 600 °C sa tiež postupne zmenšuje hlavne v dôsledku uvoľňovania plynného CO_2 a dolomitického štrkopiesku a rekryštalizácie cementových fáz. Namiesto stálej pevnej fázy sa v betónovej štruktúre objavujú vzduchové dutiny. Dôkazom je súčasné zväčšenie mediánu polomeru pórov a hodnôt celkovej porozity spôsobené zvýšením teploty. Čím väčšia je strata viazanej vody a obsahu CO_2, tým intenzívnejšie je zhrubnutie štruktúry pórov a tým zrejmejšia je strata pevnosti v tlaku. Na druhej strane, betón sa stáva priepustnejší, čo dokazuje rast koeficienta priepustnosti pri zvýšených teplotách. Takto poškodený betón po vystavení vysokým teplotám (ohňu) je náchylný k zníženiu trvanlivosti dokonca aj pri bežnej okolnej teplote a vlhkom prostredí. Zvýšená priepustnosť prispieva k zvýšenej vlhkosti a pohyblivosti atmosferického CO_2 vnútri betónového prvku a vyvoláva rýchlejšiu koróziu oceľovej výstuže a karbonatáciu v porovnaní s betónom neovplyvneným teplotným atakom.

ZÁVERY

1. Poškodenie štrukturálnej celistvosti betónu spôsobené teplotou v rozsahu 20 °C - 800 °C je zapríčinené stratou prirodzených vlastností hydratovanej fázy tvorbou vzduchových dutín vyvolávajúcich proces zhrubnutia pórovej štruktúry.
2. Na skúšaných vzorkách vystavených teplotám do 400 °C sa nepozorovali žiadne významné zmeny v module pružnosti, pevnosti, mediáne polomeru pórov a vypočítaných koeficientoch priepustnosti. Zhrubnutie pórovej štruktúry medzi 400 °C a 800 °C evidentne spôsobuje významné zníženie pevnosti betónu. Pre betón vystavený teplotám 800 °C je charakteristický kolaps jeho štrukturálnej celistvosti.
3. Uvažuje sa, že náhle zmeny dynamického modulu pružnosti, zmrašťovania/napučiavania a dotvarovania sú spôsobené okamžitým, avšak časovo obmedzeným zvýšením vlhkosti vnútri betónových vzoriek vodou uvoľnenou z produktov hydratácie. Množstvo tejto vody je úmerné dodanému teplu po náhlom zvýšení teploty.

POĎAKOVANIE

Autori ďakujú Slovenskej grantovej agentúre pre vedu VEGA (Projekt č. 2/7035/22) za čiastočnú podporu tejto práce.

LITERATÚRA

[1] Kalifa, P., François-Dominique Menneteau, F. - D., Quenard, D.: Spalling and pore pressure in HPC at high temperatures, Cement and Concrete Research, Vol. 30, 2000, No.12, 1915-1927.

[2] Felicetti, R., Gambarova, P. G.: The Effects of High Temperature on the Residual Compressive Strength of High-Strength Siliceous Concretes, ACI Materials Journal, Vol. 95, 1998, No. 4, 395-406.

[3] Kjellsen, K. O., Wallevik, O. H., Fjallberg, L.: Microstructure and microchemistry of the paste-aggregate interfacial transition zone of high-performance concrete, Advances in Cement Research, Vol. 10, 1998, No. 1, 33-40.

[4] Escalante-García, J. I., Sharp, J. H.: Effect of temperature on the hydration of the main clinker phases in portland cements: Part I, Neat cements, Cement and Concrete Research, Vol. 28, 1998, No.9, 1245-1257.

[5] Escalante-García, J. I., Sharp, J. H.: Effect of temperature on the hydration of the main clinker phases in portland cements: Part II, Blended cements, Cement and Concrete Research, Vol. 28, 1998, No.9, 1259-1274.

[6] Al-Gahtani, H. J., Abbasi, A.-G. F., Al-Amoudi, O. S. B.: Concrete mixture design for hot weather: experimental and statistical analyses, Magazine of Concrete Research, Vol. 50, 1998, No. 2, 95-105.

[7] Desai, S. B.: Design of reinforced concrete beams under fire exposure conditions, Magazine of Concrete Research, Vol. 50, 1998, No. 1, 75-83.

[8] Janotka, I., Nürnbergerová, T.: Concrete behaviour in reactor envelope of a nuclear power plant at temperatures up to 200 °C, The Arabian Journal for Science and engineering, Vol. 24, 1999, No. 18, 19-32.

[9] Janotka, I., Nürnbergerová, T.: Concrete behaviour in Mochovce reactor envelope at temperatures up to 200 °C, Building Research Journal, Vol. 47, 1999, No. 2, 143-161.

[10] Janotka, I., Nürnbergerová, T.: Thermo-mechanical properties of Penly reactor envelope at temperatures up to 200 °C, Materials and Structures, Vol. 32, 1999. No. 224, 719-726.

[11] Janotka, I., Nürnbergerová, T., Naď, Ľ.: Behaviour of high-strength concrete with dolomitic aggregate at high temperatures, Magazine of Concrete Research, Vol. 52, 2000, No. 6, 399-409.

[12] Bágeľ, Ľ., Živica, V.: Relationship between pore structure and permeability of hardened cement mortars: On the choice of effective pore structure parameters, Cement and Concerte Research, Vol. 27, 1997, No. 8, 1225-1235.

[13] Janotka, I., Bágeľ, Ľ.: Pore structures, permeabilities and compressive strength of concrete at temperatures up to 800 °C, ACI Material Journal (v tlači, 2002).

Ivan Janotka je vedecký pracovník oddelenia materiálov a reológie na Ústave stavebníctva a architektúry Slovenskej akadémie vied v Bratislave. Zaoberá sa nízko energetickými cementovými systémami a poškodením betónu spôsobeným zvýšenými teplotami.

Terézia Nürnbergerová je vedecká pracovníčka oddelenia konštrukcií na Ústave stavebníctva a architektúry Slovenskej akadémie vied v Bratislave. Zaoberá sa experimentálnym výskumom deformačných vlastností prvkov z konštrukčného betónu.

Ľudovít Naď je docent a vedúci Katedry betónových konštrukcií a mostov Stavebnej fakulty Technickej univerzity Košiciach. Zaoberá sa železobetónovými a predpätými konštrukciami, prvkami, obzvlášť mostami, výstužou z nekovových kompozitov, vplyvom vysokých teplôt na betón. Je víceprezidentom NK *fib*.

The volume of hydrate phase up to 600 °C gradually decreases due to bound water loss. The volume of bulky concrete material above 600 °C also gradually decreases mainly due to the release of gaseous CO_2 from dolomitic aggregate and the re-crystallization of cement phases. Instead of steady solid phase, air voids occur in the concrete structure. This is proved by a contemporary increase in median pore radius and total porosity values due to temperature elevation. The higher the loss in bound water and CO_2 content, the more intense is the pore structure coarsening and the more evident is the loss in compressive strength. On the contrary, concrete becomes more permeable as proved by permeability coefficient increases at the temperature elevation. Such deteriorated concrete after high temperature (fire) attack is vulnerable to shorten its durability in time even at ambient temperature and moist condition. Higher permeability contributes to higher moisture and atmospheric CO_2 mobility inside concrete element and evokes faster steel reinforcement corrosion and carbonation relative to the temperature - unaffected concrete.

CONCLUSIONS

1. The temperature - dependent damage of the structural integrity of concrete between 20 °C - 800 °C is caused by the hydrate phase denaturing with the compressed air voids formation inducing the process of pore structure coarsening.
2. No significant changes in modulus of elasticity, strength, pore median radius, and calculated permeability coefficients for tested specimens exposed to temperatures up to 400 °C are found. The effect of pore structure coarsening between 400 °C and 800 °C very evidently results in significant concrete strength decrease. The collapse of concrete structural integrity characterizes 800 °C temperature exposure.
3. It is believed that the sudden changes in dynamic modulus of elasticity, shrinkage/expansion, and creep are due to an immediate but time-limited increase in humidity inside the concrete specimens by water released from the hydration products, amount of which is proportional to supplied heat after the sudden temperature elevation.

ACKNOWLEDGMENT

The authors are grateful to the Slovak Grant Agency for Science VEGA (Grant 2/7035/22) for partial support of this work.

REFERENCES

[1] Kalifa, P., François-Dominique Menneteau, F. - D., Quenard, D.: Spalling and pore pressure in HPC at high temperatures, Cement and Concrete Research, Vol. 30, 2000, No.12, 1915-1927.

[2] Felicetti, R., Gambarova, P. G.: The Effects of High Temperature on the Residual Compressive Strength of High-Strength Siliceous Concretes, ACI Materials Journal, Vol. 95, 1998, No. 4, 395-406.

[3] Kjellsen, K. O., Wallevik, O. H., Fjallberg, L.: Microstructure and microchemistry of the paste-aggregate interfacial transition zone of high-performance concrete, Advances in Cement Research, Vol. 10, 1998, No. 1, 33-40.

[4] Escalante-García, J. I., Sharp, J. H.: Effect of temperature on the hydration of the main clinker phases in portland cements: Part I, Neat cements, Cement and Concrete Research, Vol. 28, 1998, No.9, 1245-1257.

[5] Escalante-García, J. I., Sharp, J. H.: Effect of temperature on the hydration of the main clinker phases in portland cements: Part II, Blended cements, Cement and Concrete Research, Vol. 28, 1998, No.9, 1259-1274.

[6] Al-Gahtani, H. J., Abbasi, A.-G. F., Al-Amoudi, O. S. B.: Concrete mixture design for hot weather: experimental and statistical analyses, Magazine of Concrete Research, Vol. 50, 1998, No. 2, 95-105.

[7] Desai, S. B.: Design of reinforced concrete beams under fire exposure conditions, Magazine of Concrete Research, Vol. 50, 1998, No. 1, 75-83.

[8] Janotka, I., Nürnbergerová, T.: Concrete behaviour in reactor envelope of a nuclear power plant at temperatures up to 200 °C, The Arabian Journal for Science and engineering, Vol. 24, 1999, No. 18, 19-32.

[9] Janotka, I., Nürnbergerová, T.: Concrete behaviour in Mochovce reactor envelope at temperatures up to 200 °C, Building Research Journal, Vol. 47, 1999, No. 2, 143-161.

[10] Janotka, I., Nürnbergerová, T.: Thermo-mechanical properties of Penly reactor envelope at temperatures up to 200 °C, Materials and Structures, Vol. 32, 1999. No. 224, 719-726.

[11] Janotka, I., Nürnbergerová, T., Naď, Ľ.: Behaviour of high-strength concrete with dolomitic aggregate at high temperatures, Magazine of Concrete Research, Vol. 52, 2000, No. 6, 399-409.

[12] Bágeľ, Ľ., Živica, V.: Relationship between pore structure and permeability of hardened cement mortars: On the choice of effective pore structure parameters, Cement and Concerte Research, Vol. 27, 1997, No. 8, 1225-1235.

[13] Janotka, I., Bágeľ, Ľ.: Pore structures, permeabilities and compressive strength of concrete at temperatures up to 800 °C, ACI Material Journal (in press, 2002).

Ivan Janotka is a research worker in the Department of Materials and Rheology at the Institute of Construction and Architecture of Slovak Academy of Sciences in Bratislava. His research interests include low energy cement systems and the deterioration of concrete caused by elevated temperatures.

Terézia Nürnbergerová is a research worker in the Department of Structure at the Institute of Construction and Architecture of Slovak Academy of Sciences in Bratislava. She is concerned with the experimental research of deformational properties of structural concrete elements.

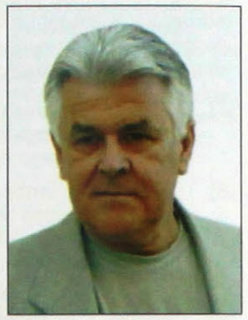
Ľudovít Naď is an Associated Professor and Head of the Department of Concrete Structures and Bridges of the Faculty of Civil Engineering at the Technical University Košice. His research interests include reinforced and prestressed concrete structures, mainly bridges, non-metallic reinforcement, high temperature effect on concrete. He is vice-president of National Commitee *fib*.

Medzné stavy použiteľnosti konštrukčných pórobetónových prvkov

Serviceability Limit States of Structural Aerated Concrete Elements

Martin Križma - Ján Jerga - Terézia Nürnbergerová - Pavel Kalina



Experimentálno - teoretický výskum progresívnych zložených pórobetónových prekladov. Experimentálne modelovanie reálneho statického pôsobenia. Zaťaženie pôsobiace v pozdĺžnej zvislej rovine prechádzajúcej ťažiskom prierezu a v rovine mimo pozdĺžnej osi prvku. Medzné stavy použiteľnosti - pretvorenia pórobetónu a priehyby prvkov, charakteristiky procesu rozvoja trhlín.

Experimental - theoretical research of the progressive built-up aerated concrete lintels. Experimental modelling of the real static behaviour. Load acting in the longitudinal vertical plane crossing the centroid of the cross-section and in the plane extra-axial with regard to the longitudinal axis of the element. Serviceability limit states - the deformations of the aerated concrete and the deflections of the elements, characteristics of cracking.

1. ÚVOD

Pri výstavbe murovaných stavieb z klasických stavebných materiálov, ku ktorým so svojimi úžitkovými vlastnosťami patrí tiež pórobetón, sa plynulý proces spomaluje zhotovovaním klasických železobetónových prekladov. Súčasne treba riešiť teplotechnické otázky. Preto pre objekty, kde dominantným stavebným materiálom bol pórobetón sa vyvíjali vystužené pórobetónové preklady [1]. Nevýhodou bol pracný spôsob vystužovania a zvýšený nárok na sortimentáciu výrobkov. Naviac každý výrobca vyvíjal vlastný systém. Tieto nedostatky odstraňuje aplikácia progresívnych zložených pórobetónových prekladov - výrobca HEBEL Pórobetón Šaštín-Stráže,s.r.o., Slovensko.

Ich základnú časť tvoria vystužené trámce o prierezových rozmeroch 125 x 125 mm, ktoré sa uložia na podperné steny. Na trámce sa následne nalepia presné pórobetónové tvárnice, na ktoré sa ukladajú stropné dielce. Dielce sú v čelách ukončené vystuženým betónovým vencom. Vo väčšine prípadov, takto zhotovené preklady sú v konštrukcii namáhané zvislým excentrickým a súčasne vodorovným zaťažením. Výnimku tvoria preklady vnútorných stien, ktoré môžu byť namáhané centricky. Po zabudovaní do konštrukcie, na preklady pôsobí niekoľko priaznivých faktorov, ktoré ovplyvňujú ich únosnosť a pretvárne vlastnosti. Je to hlavne spolupôsobenie venca, konštrukcie stropu a muriva kolmých stien.

1. INTRODUCTION

The fluent process of construction of the masonry structures from the classical building materials, which include the aerated concrete due to its service properties, has as a rule been delayed by the manufacturing of the classic reinforced concrete lintels. At the same time, the thermo-technical problems should be solved. Therefore, for the objects where the aerated concrete was the prevailing material, the reinforced aerated concrete lintels have been developed [1]. The disadvantage of these lintels was laborious way of reinforcing and an increased claim on the assortments of the products. In addition, each producer has been developing the system of his own. These shortcomings have been eliminated by the application of the progressive built-up aerated concrete lintels - producer HEBEL Pórobetón Šaštín-Stráže, ltd., Slovakia.

The basic part of these lintels is created by the reinforced beams with the dimensions of 125 x 125 mm that are seated on the supporting walls. Subsequently, the precise shaped blocks are glued on the beams and then the ceiling units are mounted on these blocks. The faces of ceiling units are ended with the reinforced concrete bearer. In most cases, so constructed lintels in the structure are stressed by the vertical eccentric load and at the same time also by horizontal load, with the exception of the inside walls lintels that could be stressed by the centric load. After the lintels are built-in to the structure they are affected by several positive factors effecting their load bearing capacity and deformation properties. It is mainly the interaction of the bearer, the ceiling structure, and the masonry of the vertical walls. The lintels act as the fixed-end and partially supported beams. The bearing components of the built-up lintels and the global side view on the test set-up is shown in Fig. 1

The system of the production of the built-up lintels and the method of their building into the vertical structures creates a relatively complicated static system which is not possible to check according to the nowadays standards [2]. On the basis of these facts, the experimental research of the built-up lintels has been carried out in the laboratories of the ICASA in Bratislava in the year 2001. The experimental research was focused on the development of a base for the verification of the application reliability of aforementioned lintels [3].

Ing. Martin Križma, PhD., Ing. Ján Jerga, PhD., Ing. Terézia Nürnbergerová, PhD. - Ústav stavebníctva a architektúry SAV , Dúbravská cesta 9, 842 20 Bratislava
Ing. Pavel Kalina - Hebel Pórobetón Šaštín, s.r.o., Zápotočná 1004, 908 41 Šaštín-Stráže

Preklady sa potom správajú ako nosníky votknuté a čiastočne podopierané. Celkový čelný pohľad na skúšobný preklad AE-E a bočný pohľad na skúšobnú zostavu je na obr. 1.

Systém zhotovenia zložených prekladov a spôsob zabudovania do zvislých konštrukcií tvorí pomerne zložitý statický problém, ktorý neumožňuje posúdenie podľa súčasných normových predpisov [2]. Na základe týchto skutočností sa v roku 2001 uskutočnil v laboratóriach ÚSTARCHu SAV v Bratislave experimentálny výskum zložených prekladov, ktorý bol zameraný na tvorbu podkladov pre overenie spoľahlivosti ich použitia [3].

2. SKÚŠOBNÉ PRVKY, SPÔSOB ZAŤAŽOVANIA A MERANIA PRETVORENÍ

V rámci experimentálneho programu bolo odskúšaných deväť skúšobných zostáv so zloženými prekladmi . Skúšobné zostavy sa odlišovali svetlou vzdialenosťou podpier l_s, šírkou prekladu b a polohou zaťaženia k pozdĺžnej osi prekladu e.

a) Preklady AE-C(i), (centric load), kde i = 1 až 3; odpovedali reálnemu vnútornému prekladu nominálnej šírky b = 250 mm. Skúšobné preklady tvorili dva trámce 125 x 125 mm dĺžky 2000 mm v kombinácii s presnými tvárnicami rozmerov 250 x 250 x 600 mm. Z hľadiska spoľahlivosti sa neuvažovalo so spolupôsobením betónovej zálievky venca, pretože šírka zálievky by bola iba 50 mm. Svetlá vzdialenosť podpier bola l_s = 1500 mm. Preklady boli namáhané zvislým, kvázi-rovnomerným centricky pôsobiacim zaťažením.

b) Preklady AE-E(j), (eccentric load), kde j = 1 až 3; odpovedali vonkajšiemu prekladu šírky b = 375 mm. Skúšobné preklady tvorili tri trámce 125x125 mm dĺžky 2700 mm v kombinácii s tvárnicami 375x250x600 mm. Preklad bol doplnený o betónový veniec šírky b_v = 275 mm a časť stropných dielcov vo forme tvárnic 100x200x600 mm. Svetlá vzdialenosť podpier bola l_s = 2200 mm. Preklady boli namáhané excentrickým rovnomerným zaťažením s excentricitou e = 137,5 mm.

c) Preklady AE-E(j), (eccentric load), kde j = 4 až 6; odpovedali vonkajšiemu prekladu šírky b = 250 mm. Skúšobné preklady tvorili dva trámce 125x125 mm dĺžky 2700 mm v kombinácii s tvárnicami 250x250x600mm. Preklad bol doplnený o betónový veniec šírky b_v = 150 mm a časť stropných dielcov vo forme tvárnic 100x200x600 mm. Svetlá vzdialenosť podpier bola rovnaká ako v prípade "b", t. j. l_s = 2200 mm. Preklady boli namáhané excentrickým rovnomerným zaťažením s excentricitou e = 75 mm. Nosné komponenty prekladov a rozdelenie prekladov do skúšobných skupín je na obr. 2.

Pri všetkých prekladoch úložná dĺžka trámcov bola l_u = 250 mm. Vodorovné, t.j. ložné škáry boli vyplnené "tenkovrstvovou" maltou HEBEL s nominálnou pevnosťou v tlaku f_{cm} = 10 MPa.. Zvislé škáry stien sa nevyplňali, podobne aj vzájomný styk trámcov bol iba trením. Dôraz sa však kládol na vyplnenie zvislých škár tvárnic, ktoré tvorili skúšobný preklad a tvárnic nahrádzajúcich stropné panely. Pri tvárniciach, ktoré tvorili preklad sa naviac kládol dôraz na geometrickú presnosť a homogenitu materiálu. Tieto skutočnosti môžu ovplyvniť proces porušovania prekladov. K tejto problematike sa vrátime ešte v závere príspevku.

2. TESTED ELEMENTS, THE METHOD OF LOADING AND MEASURING THE DEFORMATIONS

In the frame of the experimental programme nine testing assemblies with built-up lintels were tested. The testing assemblies differed in the clear distance of the supports l_s, in the width of the lintel b, and in the position of load related to the longitudinal axis of the lintel e.

a) The lintels AE-C(i), (centric load), where i = 1, 3; corresponded to the real inside lintel of the nominal width of b = 250 mm. The testing lintels were created by two beams of 125x125 mm with the length of 2000 mm in the combination with the precise shaped blocks of the dimensions of 250x250x600 mm. From the reliability point of view the interaction of the concrete grout of the bearer was not taking into account because the width of the grout would be only 50 mm. The clear distance of the supports was l_s = 1500 mm. The lintels were stressed by the vertical, quasi-uniformly distributed centric load.

b) The lintels AE-E(j), (eccentric load), where j = 1, 3; corresponded to the outside lintel of the width of b = 375 mm. The testing lintels were created by three beams of 125x125 mm with the length of 2700 mm in the combination with the blocks of the dimensions of 375x250 x600 mm. The lintel was completed by the concrete bearer of the width of b_v = 275 mm and by the part of ceiling units in the shape of the blocks of 100x200x600 mm. The clear distance of the supports was l_s = 2200 mm. The lintels were stressed by the eccentric uniformly distributed load, the eccentricity being of e = 137.5 mm.

c) The lintels AE-E(j), (eccentric load), where j = 4, 6; corresponded to the outside lintel of the width of b = 250 mm. The testing lintels were created by two beams of 125x 25 mm with the length of 2700 mm in the combination with the blocks of the dimensions of 250x250x600 mm. The lintel was completed by the concrete bearer of the width of b_v = 150 mm and by the part of the ceiling units in the shape of the blocks of 100x200x600 mm. The clear distance of the supports was the same as in the case b), i.e. l_s = 2200 mm. The lintels were stressed by the eccentric uniformly distributed load with the eccentricity of e = 75 mm. The load bearing components of the lintels and their distribution into the testing groups is shown in Fig. 2.

Obr. 1 Zaťažovacia zostava, a) čelný pohľad na preklad AE-E, b) bočný pohľad na zostavu
Fig. 1 Loading assembly, a) frontal view on the lintel AE-E, b) lateral view on the assembly

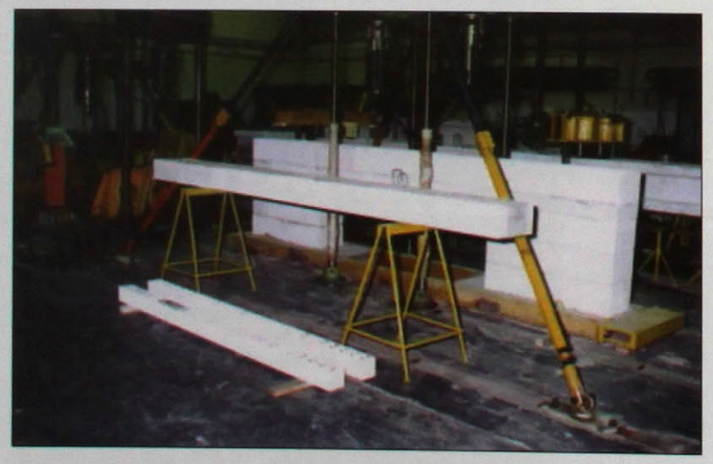
Pretože preklady AE-E boli namáhané excentrickým zaťažením, v oblasti podpier boli zabezpečené tiahlami, ktoré odolávali účinkom krútenia - v reálnej konštrukcii túto funkciu plnia kolmé steny, vzdialenosť tiahla od stredu prekladu bola 2000 mm. Funkciu stropných panelov plnila podperná oceľová konštrukcia, ktorá umožňovala zvislú deformáciu prekladu - priehyb, ale bránila vodorovnému posunu prekladu.

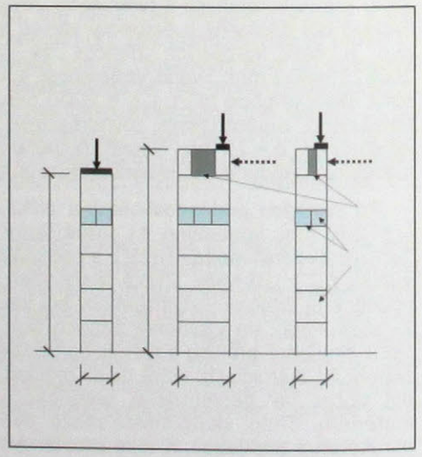
Skúšky prekladov sa skladali z dvoch na seba nadväzujúcich častí. Do hodnoty prevádzkového zaťaženia boli preklady namáhané stupňovite rastúcim zaťažením s prírastkom zaťaženia rovným desatine prevádzkovej hodnoty. Po stanovenej dobe pôsobenia prevádzkového zaťaženia sa skúšobné prvky odľahčili na hodnotu zaťažovacej sily F = 0 kN. Následne, počas druhej časti skúšky, sa preklady stupňovite zaťažovali až do porušenia. Prevádzková hodnota zaťaženia pri prekladoch centricky namáhaných - AE-C, bola F_s = 55 kN, pri excentricky namáhaných - AE-E, bola F_s = 35 kN.

Pri každom zaťažovacom stupni sa opticky zaznamenával vznik a rozvoj trhlín a pretvorenia pórobetónu v

The length of bearing of the beams was l_u = 250 mm in all the lintels. The horizontal, i.e. bed joints were filled with the "shallow layered" mortar HEBEL with the nominal compressive strength of f_{cm} = 10 MPa. The vertical joints of the walls were not filled and similarly, the reciprocal connection of the beams was only by friction. The emphasis was put on the filling of the vertical joints of the blocks creating the testing lintel and the blocks substituting the ceiling units. In the case of the blocks creating the lintel the geometric accuracy and the homogeneity of material was strictly observed. These details could effect the process of failure of the lintels. These problems will be discussed once again in the conclusion of this paper.

As the lintels AE-E were stressed by the eccentric load, they were secured in the support area by the tie rods resisting to the effects of torsion- in the real structures this function is carried by the vertical walls. The distance of the tie rod from the centre of the lintel was 2000 mm. The function of ceiling units was substituted by the supporting steel structure that enabled the vertical deformation of the lintel - the deflection, but it hindered the horizontal displacement of the lintel.





Obr. 2 Skúšobný preklad, a) nosné komponenty prekladu, b) usporiadanie v priečnom smere
Fig. 2 Tested lintel, a) load bearing components of the lintel, b) arrangements in the lateral direction

základniach pásov horného a dolného okraja a diagonál meranej fiktívnej priehradovej sústavy. Pri excentricky namáhaných prekladoch sa merali obe strany prekladov - t. j. interná, krútením priťažovaná strana a externá, krútením odľahčovaná strana. Pretvorenia sa zisťovali pomocou príložných deformometrov. Získané pretvorenia umožnili použitím Williot-Mohrových translokačných obrazcov separáciu priehybov od účinkov priečnych síl a ohybových momentov. Analogicky sa zaznamenávali deformačné zmeny pórobetónu v oblasti uloženia trámcov na podperných stenách. Na základe získaných pretvorení sa potom určilo teoretické rozpätie skúšobných prekladov.

3. VÝSLEDKY Z EXPERIMENTOV

Všetky preklady sa pri zaťažovaní správali pružne až do hodnoty zaťažovacej sily $F_{cr,i}$ pri vzniku trhlín. Hodnoty zaťažovacej sily sú uvedené v tab. 1.

Hlavným účelom sledovania trhlín bolo získanie podkladov pre hodnotenie spoľahlivosti vystužených pórobetónových prvkov a overenie modelov statického pôsobenia zložených prekladov. Na obraz trhlín mala podstatný vplyv poloha zaťaženia vzhľadom na pozdĺžnu os prekladu. Pri prvkoch AE-C, na ktoré pôsobilo centrické rovnomerné zaťaženie, prevládali ohybové a šmykové trhliny. Porušenie bolo spôsobené drvením pórobetónových tvárnic v tlačenej zóne. Naopak pri prvkoch AE-E s rovnomerným zaťažením excentricky pôsobiacim voči pozdĺžnej osi prekladu bol registrovaný rozsiahly

The tests of the lintels consisted of the two linked-up parts. Up to the level of the service load the lintels were subjected to the step by step increasing load, the increment of load being the tenths of the service value. After the specified time of the action of the service load the tested elements were unloaded to the value of the load F = 0 kN. Subsequently, during the second part of the test, the lintels were loaded step by step up to the failure. In the case of the centric stressed lintels AE-C, the value of the service load was F_s = 55 kN and F_s = 35 kN for centric stressed lintels AE-C and eccentric stressed lintels AE-E, respectively.

At each loading step the cracking was observed and the crack widths were measured and registered as well as the deformation of the aerated concrete at the continually linked-up base-lines at the top and bottom chords and the crossing diagonals of the fictitious truss. In the case of the eccentrically loaded lintels both sides of the lintel were measured - i.e. the internal side surcharged by torsion and the external side relieved by the torsion. The deformations were measured by means of the mechanical strain gauge. The obtained deformations enabled the separation of the shear-induced deformations from the deformations due to bending moments using the Williot-Mohr translocation polygons. The deformations of the aerated concrete in the bearing area on the supporting walls were also registered. On the basis of the obtained deformations the theoretical span of tested beams was determined.

3. EXPERIMENTAL RESULTS

The behaviour of all lintels under the load was elastic up to the value of the loading force at cracking F_{cr}. The values of the loading force are given in Tab. 1.

The main purpose of the observation of crack development was obtaining the data for the evaluation of the reliability of the reinforced aerated concrete elements and the verification of the models of static behaviour of the built-up lintels. The position of load related to the longitudinal axis of the lintel had the fundamental influence on the crack pattern. In the case of the elements AE-C subjected to the centric load the cracks due to bending and shear prevailed. The failure was due to crushing of the aerated concrete blocks in the compressed zone. On the contrary, in the case of the elements AE-E subjected to the uniformly distributed load eccentric towards the longitudinal axis of the lintel, the extensive crack development in the horizontal and vertical joints was registered. In consequence of these cracks also the reinforced

Označenie prekladu Denomination of lintels		$F_{cr,i}$ [kN]			F_{max}
		$F_{cr,tv}$ [1]	$F_{cr,tl}$ [2]	$F_{cr,m}$ [3]	
AE-C1 (1500(2000)/250				70	124
AE-C2 (1500(2000)/250)		55	109.5	100	109.5
AE-C3 (1500(2000)/250)		80	45	70	112.2
AE-E1 (2200(2700)/375)	int	114	114	85	114
	ext		85	114	
AE-E2 (2200(2700)/375)	int	105	105	95	125
	ext	125	105	125	
AE-E3 (2200(2700)/375)	int	85	105	95	115
	ext		85	105	
AE-E4 (2200(2700)/250)	int	95	95	95	112
	ext	95	95	95	
AE-E5 (2200(2700)/250)	int	95	85	95	105
	ext	75	95	95	
AE-E6 (2200(2700)/250)	int	105	132	105	135
	ext	85	105	115	

Tab. 1 Charakteristiky porušovania prekladov - $F_{cr,i}$ - zaťažovacia sila pri vzniku trhlín, F_{max} - maximalna hodnota zaťažovacej sily dosiahnutej pri skúške
Tab. 1 Characteristics of the failure process of the lintels - $F_{cr,i}$ - the loading force at cracking, F_{max} - the maximum value of the loading force

Pozn.:
[1] Hodnota zaťažovacej sily pri vzniku trhlín vo zvislých škárach medzi tvárnicami.
[2] Hodnota zaťažovacej sily pri vzniku trhlín vo vodorovných ložných škárach.
[3] Hodnota zaťažovacej sily pri vzniku trhlín v tvárnici, resp. v trámcoch 125x125x2000(2700).

Notes:
[1] The value of the loading force at cracking of the vertical joints between the blocks.
[2] The value of the loading force at cracking of the horizontal bearing joints.
[3] The value of the loading force at cracking of the blocks or of the beams of 125x125x2000(2700).

rozvoj trhlín vo vodorovných a zvislých škárach. V dôsledku týchto trhlín bol postupne vyradený zo spolupôsobenia aj železobetónový veniec. Keďže únosnosť zostávajúcich častí bola nižšia ako účinok pôsobiaceho zaťaženia, malo to za následok náhle porušenie zostavy. Šikmé trhliny vznikali zväčša v priebehu procesu porušovania.

Podstatný rozdiel pri porovnaní prekladov AE-C s prekladmi AE-E je vidieť v tab. 1, kde sú uvedené hodnoty zaťažovacej sily $F_{cr,i}$ pri vzniku trhlín. Spôsobený je hlavne účinkom železobetónového venca a tvárnic nahrádzajúcich stropné dielce. Pri zostavách AE-C(1-3) nastal vznik trhlín v škárach už pred dosiahnutím prevádzkového zaťaženia. Medzi skupinami AE-E(1-3) a AE-E(4-6) nie sú významné rozdiely a to ako pri trhlinách v škárach, tak aj v trámcoch a tvárniciach.

Prvá ohybová trhlina vo vystuženom pórobetónovom trámci v sérii AE-C(1-3) šírky 0,05 mm bola registrovaná na stupni zaťaženia δ =1,27 ($\delta = F_{cr,i} / F_s$). Pri stupni δ =1,64 dosahovala maximálna ohybová trhlina šírku 0,40 mm. Prvé šikmé trhliny vo vystužených pórobetónových trámcoch v sérii AE-C s maximálnou šírkou 0,28 mm boli registrované pri δ = 1,64. Pri sériách prekladov AE-E trhliny vo vystužených pórobetónových trámcoch pred porušením nevznikli.

Pri prekladoch, ktoré boli namáhané excentricky - AE-E, dochádza k výraznému rastu priehybov na internej strane od účinkov skosenia. Vplyv účinku od ohybových momentov klesá s hodnotou stupňa zaťaženia δ. Konštatovanie platí pre stupeň zaťaženia $\delta \geq 2$. Tento efekt sa prejavuje hlavne na externej strane skúšaných prekladov. V tab. 2 sú celkové výsledky pre preklady AE-E(1-3) o šírke b = 375 mm. Podiel priehybu od účinkov priečnych síl na internej strane pri stupni zaťaženia δ = 1 dosahuje 60-70 % na celkových priehyboch. Podobné výsledky boli namerané pri prekladoch o šírke b = 250 mm. Pri prekladoch namáhaných centricky AE-C pri ohybovej štíhlosti l/h = 5.33 (l je priemerné teoretické rozpätie, h je výška zloženého prekladu) bol podiel účinkov na priehyboch od priečnych síl na celkových priehyboch v rozpätí od 15 do 25 %. Rozptyl podielov účinkov priečnych síl na celkových priehyboch pre jednotlivé skupiny skúšaných pre-kladov je takmer zanedbateľný.

Normatívne hodnoty priehybov sú výrazne podkročené a kritérium podľa medzných stavov druhej skupiny nebude rozhodujúce.

Priehyby prekladu AE-E1 pre internú a externú stranu od účinkov ohybu ***a(f)***, šmyku ***a(v)*** a celkové priehyby ***a(tot)*** vo vzťahu k stupňu zaťaženia sú na obr. 3.

4. DISKUSIA A ZÁVER

Laboratórne skúšky overili progresívnosť daného typu prekladov, hlavne pri excentrickom namáhaní. Preklady logicky, efektne a efektívne dopĺňajú uvedený stavebnicový systém pri aplikácii dominantného stavebného materiálu.

Pri prekladoch AE-C bude ešte potrebné overiť príspevok stužujúceho venca na celkovú projektovanú únosnosť.

Pri skúmaní pretvárnych vlastností treba zvýšenú pozornosť venovať vzniku trhlín v stykoch komponentov prekladov.

Experimenty verifikovali predpoklady o statickom pôsobení prekladov, potvrdil sa vplyv železobetónového venca na pretvárne vlastnosti prekladov AE-E, únosnosť a spôsob porušovania.

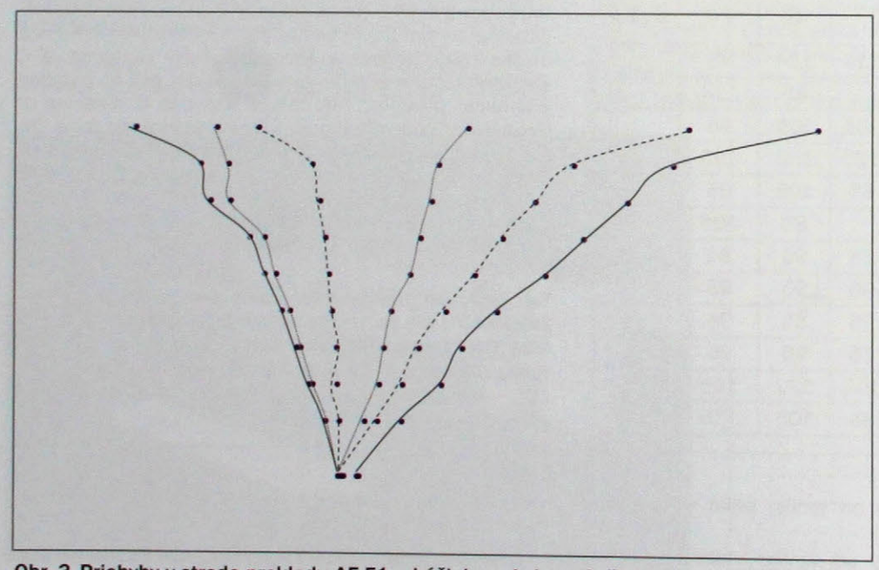
Pri centricky namáhaných prekladoch AE-C je podiel účinkov od šmyku na celkových priehyboch ***a(tot)*** približne 20 %. Pri excentricky namáhaných prekladoch pri interných stranách je uvedený podiel v hraniciach (60-80)%

concrete bearer was gradually eliminated from the cooperation. As the load bearing capacity of the remaining parts was lower than the effect of the acting load it resulted in the sudden failure of the assembly. The inclined cracks rose mostly during the failure process.

The fundamental difference at the comparison of the lintels AE-C with the lintels AE-E can be seen in Tab. 1 where the values of loading force $F_{cr,i}$ at cracking are given. It is caused mainly by the effect of the reinforced concrete bearer and blocks substituting the ceiling units. In the case of the assemblies AE-C(1-3) the cracks in joints occurred already before the service load was reached. Between the series AE-E(1-3) and AE-E(4-6) there are not significant differences at the cracks in joints as either in beams and blocks.

The first bending induced crack in the reinforced aerated concrete beam of the series AE-C(1-3) of the width of 0.05 mm was registered at the loading step δ =1,27 ($\delta = F_{cr,i} / F_s$). At the step δ =1,64, the maximum bending induced crack reached the width of 0.40 mm. The first inclined cracks in the reinforced aerated concrete beams of the series AE-C with the maximum width of 0.28 mm were registered at the step δ = 1,64. By series of the lintels AE-E, the cracks in the reinforced aerated concrete beams do not occurred before the failure.

There was a considerable increase of the deformation due to the effects of the shear deformation on the internal side of the eccentrically loaded lintels - AE-E. The influence of the bending moments decreases with the value of the loading step δ. The statement is valid for the loading steps of $\delta \geq 2$. This effect manifests itself mainly on the external side of the tested lintels. In Tab. 2 the overall results of the lintels AE-E(1-3) with the width of b = 375 mm are given. The share of the shear induced deflections on the internal side at the loading step δ = 1 reaches 60 - 70% of the total deflections. The similar results were measured on the lintels with the width of b = 250 mm. At the centric loaded lintels AE-C with the span/depth ratio of l/h = 5.33 (l is the average theoretical span, h is the height of the built-up lintel) the share of the shear induced deflections on the total deflections was in the range of 15 to 25 %. The scatter of the evaluated deflections for the individual series of the tested lintels is practically negligible. The limit values of the deflections are markedly higher and the criteria of the serviceability limit states will not be decisive. The deflections due to bending ***a(f)***, shear ***a(v)*** and the total deflections ***a(tot)***.of the internal and the external side of the lintel AE-E1 in relation to the loading step are shown in Fig. 3.



Obr. 3 Priehyby v strede prekladu AE-E1 od účinkov ohybu *a(f)*, šmyku *a(v)* a celkové priehyby *a(tot)*

Fig. 3 Deflections in the middle of the span of the lintel AE-E1 due to bending *a(f)*, due to shear *a(v)* and the total deflections *a(tot)*

Preklad Lintel	F (kN)	Stupeň zaťaž. Loading degree	Strana Side	Priehyby *a(i)* (mm) Deflections *a(i)* (mm)			*a(v)/a(t)* (%)	Δ [1] (mm)
				a(v)	*a(f)*	*a(tot)*		
AE-E1	35	1	intern. extern.	0.187 0.009	0.103 0.095	0.290 0.104	64 9	0.19
	75	2.14	intern. extern.	0.464 0.048	0.219 0.262	0.683 0.310	68 15	0.37
	95	2.71	intern. extern.	0.828 0.194	0.306 0.294	1.134 0.488	73 40	0.65
AE-E2	35	1	intern. extern.	0.164 0.018	0.103 0.137	0.267 0.155	61 12	0.11
	75	2.14	intern. extern.	0.375 0.037	0.140 0.208	0.515 0.245	73 15	0.27
	95	2.71	intern. extern.	0.610 0.045	0.203 0.267	0.813 0.312	75 14	0.50
	115	3.3	intern. extern.	0.920 0.082	0.300 0.331	1.220 0.413	75 20	0.81
AE-E3	35	1	intern. extern.	0.211 0.004	0.019 0.092	0.230 0.096	92 4	0.13
	75	2.14	intern. extern.	0.491 0.023	0.106 0.197	0.597 0.220	82 11	0.38
	95	2.71	intern. extern.	0.721 0.058	0.247 0.362	0.968 0.420	74 14	0.54
	105	3	intern. extern.	1.010 0.245	0.435 0.412	1.445 0.657	70 37	0.79

Poznámka: [1] Rozdiel celkových stredových priehybov ***a(tot)*** od účinkov krútenia
Note: [1] The difference between the internal and external total midspan deflections ***a(tot)*** due to torsion

Tab. 2 Priehyby *a(v)* od účinkov šmyku , *a(f)* od účinku ohybu a celkové priehyby *a(tot)* prekladov AE-E(1-3) - (2200(2700)/375) od zaťaženia *F*

Tab. 2 Deflections of the lintels AE-E(1-3) - 2200(2700) /375 due to the loading force *F*; *a(v)*- shear induced deflections, *a(f)* - bending induced deflections, *a(tot)* - total deflections

4. DISCUSSION AND CONCLUSIONS

The laboratory test verified the progressiveness of the referred type of the lintels, mainly under eccentric load. The referred lintels logically, spectacularly, and effectively complete the building-block system applying the dominant building material.

In the case of the lintels AE-C the contribution of the reinforcing bearer to the global designed load-bearing capacity should be verified.

During the investigation of the deformation properties, the increased attention should be given to cracking in the joints of the components of the lintels.

The experiments verified the assumptions about the static behaviour of the lintels, the effect of the reinforced concrete bearer on the deformation properties, load bearing capacity and the mode of the failure of the lintels AE-E was confirmed.

By the centric loaded lintels AE-C, the share of the shear induced deflections on the total deflections ***a(tot)*** is approximately 20%. By the internal sides of the eccentric loaded lintels the given share is in the range of 60-80%.

As it was mentioned above, some technological inaccuracies might influence, under certain circumstances, the process of failure of the lintels. After the first part

V príspevku sme uviedli, že niektoré technologické nepresnosti za istých okolností môžu ovplyvniť proces porušovania prekladov. Po prvej etape skúšok, ktorých výsledky sú už čiastočne publikované [4], [5] prebieha v laboratóriach ÚSTARCHu SAV v Bratislave druhá etapa skúšok. Je zameraná hlavne na podiel vplyvu technologických nedokonalostí pri stavebnom procese na celkovú spoľahlivosť prekladov. K tejto problematike sa vrátime samostaným príspevkom.

LITERATÚRA

[1] Hanečka, K. - Križma, M. - Jerga, J.: Študijno - preukazné skúšky pórobetónových prekladov RAP 25/150 a RAP 25/290. Objednávateľ expertízy - HEBEL Pórobetón Šaštín, s.r.o. ÚSTARCH SAV Bratislava, január 1999.

[2] Autoclaved Aerated Concrete. Properties, Testing and Design. RILEM Technical Committees 78-MCA and 51-ALC, 1993, ANSI/NISO.

[3] Križma, M. - Hanečka, K. - Jerga, J.: Pretvárne vlastnosti a únosnosť konštrukčných pórobetónových prvkov. Objednávateľ expertízy - HEBEL Pórobetón, s.r.o. Šaštín - Stráže. ÚSTARCH SAV Bratislava, jún 2001.

[4] Jerga, J. - Križma, M. - Bolha, Ľ.: Rozvoj trhlín v zložených pórobetónových prekladoch. Monolitické a montované betónové nosné konštrukcie stropov a striech. In: Zborník konferencie so zahraničnou účasťou. SvF STU Bratislava, 20. 9. 2001, Bratislava, ss. 52 - 57.

[5] Križma, M.- Nürnbergerová, T.: Deformation Properties of Structural Aerated Concrete Elements. In: Staticko-konštrukčné a stavebno-fyzikálne problémy stavebných konštrukcií. TU Košice, 28.-30. 11. 2001, Tatranská Lomnica, ss. 226-231.

POĎAKOVANIE

Príspevok bol čiastočne sponzorovaný v rámci grantového projektu GP 2/7034/2002 Grantovej agentúry VEGA Ministerstva školstva SR a Slovenskej akadémie vied.

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

Ing. Ján Jerga, PhD., samostatný vedecký pracovník Ústavu stavebníctva a architektúry SAV v Bratislave. Pracuje v oblasti použiteľnosti betónových a pórobetónových konštrukcií.

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

Ing. Pavel Kalina, výrobno - technický riaditeľ spoločnosti Hebel Pórobetón Šaštín, s.r.o. Pracuje v oblasti vývoja konštrukčných pórobetónových prvkov a optimalizácie navrhovania konštrukčných detailov.

of the tests, the results of which were partially published [4], [5], the second part of the tests, focused on the effects of the technological imperfections during the building process on the total reliability of the lintels, is carried out in the laboratories of the ICASA. These problems will be discussed in another paper.

REFERENCES

[1] Hanečka, K. - Križma, M. - Jerga, J.: Research and certificate tests of the aerated concrete lintels RAP 25/150 and RAP 25/290. For the firm HEBEL Pórobetón, ltd. Šaštín - Stráže. ICASA Bratislava, January 1999.

[2] Autoclaved Aerated Concrete. Properties, Testing and Design. RILEM Technical Committees 78-MCA and 51-ALC, 1993, ANSI/NISO.

[3] Križma, M. - Hanečka, K. - Jerga, J.: Deformation properties and load bearing capacity of the structural aerated concrete elements. For the firm HEBEL Pórobetón, ltd. Šaštín - Stráže. ICASA Bratislava, June 2001.

[4] Jerga, J. - Križma, M. - Bolha, Ľ.: Development of cracks in the built-up aerated concrete lintels. Monolithic and assembled concrete supporting structures of the ceilings and the roofs. In. Proceedings of the Conference with the International Participation. SVF STU Bratislava, 20. 9. 2001, pp. 52 - 57. SvF STU Bratislva, p. 186.

[5] Križma, M.- Nürnbergerová, T.: Deformation Properties of Structural Aerated Concrete Elements. In: Statically - structural and constructional - physical problems of the building structures. TU Košice, 28.-30. 11. 2001, Tatranská Lomnica, ss. 226-231.

ACKNOWLEDGEMENT

This work was partially supported by the grant project 2/7034/2002 of the Scientific grant Agency (VEGA) of Ministry of Education of Slovak Republic and Slovak Academy of Sciences.

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

Ján Jerga, MSc., PhD., is a senior reserch worker at the Institute of Construction and Architecture, SAS in Bratislava. He works in the field of the serviceability limit states of the reinforced concrete structures and the aerated concrete structures.

Terézia Nürnbergerová, MSc., PhD., is a senior research worker in the Department of Structure at the Institute of Construction and Architecture in Bratislava, Slovakia. She is concerned with the experimental research of deformational properties of structural concrete elements.

Pavel Kalina, MSc., is the production - technical director of the company HEBEL Pórobetón Šaštín, ltd. He works in the field of the development of the structural aerated concrete elements and the design optimisation of the structural details.

Analýza bezpečnosti a spoľahlivosti železobetónovej konštrukcie hermetickej zóny za uváženia porušenia betónu po havárii chladiaceho systému

Safety and Reliability Analysis of Concrete Containment Considering Concrete Cracking Due to Loss Coolant Accident

Králik Juraj

V článku sa prezentuje nelineárna analýza objektu jadrovej elektrárne od zaťaženia teplotou a explóziou po havárii chladiaceho systému. Konštrukcia je diskretizovaná konečnými prvkami v priestore. Interakcia konštrukcia - podložie je riešená použitím pružín a 3D nekonečných prvkov. Rozvoj trhlín, dotvarovanie a zmrašťovanie betónu bolo riešené s uvažovaním teploty, veku, vlhkosti a tlaku pár. Priebeh tlakov v čase je modelovaný ako dobrý odhad porušenia primárneho potrubia gilotínovým rezom. Programy INFINITE, SCREEP and CRACK boli vytvorené vo FORTRANE a zabudované do systému ANSYS v.5.7. Numerické riešenia sú porovnané s experimentálnymi.

1. ÚVOD

Na základe požiadaviek na zvyšovanie aktívnej a pasívnej bezpečnosti jadrových elektrární v súčasnej dobe vznikla aj potreba prehodnotenia odolnosti technologického zariadenia po určitej dobe prevádzky. Medzinárodná agentúra pre atómovú energiu vytvorila v r.1974 odporúčania pre svoje členské štáty z viacerých hľadísk bezpečnosti jadrových elektrární.

Odolnosti stavebných konštrukcií musia byť preverované na extrémny tlak v prípade malej a strednej havárie, ako LOCA (havária na chladiacom systéme) alebo HELB (vysoká strata energie gilotínovým lomom potrubia) alebo SBLA (havária porušením teplej vetvy) na rôznych vetvách primárneho potrubia. Komplexná pravdepodobnostná analýza budov jadrovej elektrárne s reaktorom VVER 230 vychádza z požiadaviek odporúčaní MAAE [2]. V súlade s požiadavkami MAAE a Eurokódu 2 boli uvažované tri kombinácie zaťažení :

NOC (Normálne podmienky), **DBA** (Projektovaná havária) a **BDBA** (Nadprojetková havária)

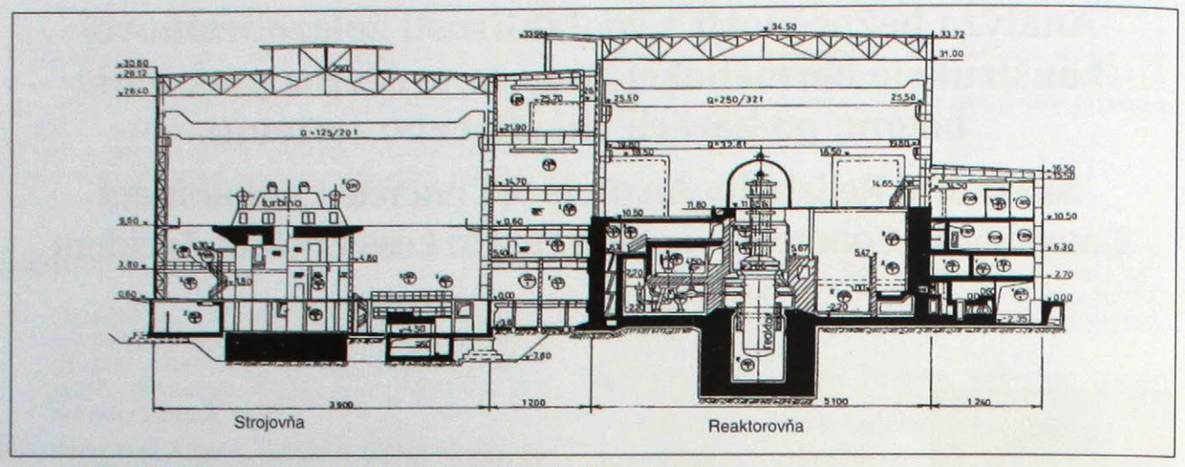
This paper presents a nonlinear analysis of nuclear power plant buildings loaded by thermal and explosion loads after a loss of coolant accident. The finite element idealization of the structure is used in space. The soil-structure interaction is calculated using both springs and 3D infinite elements. The crack, creep and shrinkage of the reinforced concrete were calculated, including temperature, age, degree of hydration, relative vapor pressure in the pores and pore water content. The pressure-time relationship from the explosion is modeled as a best estimate cracking of the primary pipe system. The FORTRAN programs INFINITE, SCREEP and CRACK was created and incorporated into the ANSYS v 5.7 software. A comparison of the experimental and numerical solutions is presented.

1. INTRODUCTION

In view of the continuing demands recently to increase the active and passive safety of nuclear power plants, the question of reestimating the resistance of technological equipment after a certain amount of operational time is very real. The International Atomic Energy Agency set up a program in 1974 to give guidance to its member states on the many aspects of the safety of nuclear power reactors.

The resistance of the building structure must be checked for extreme steam pressure in the case of small or medium-sized accidents, such as a LOCA (Loss of Coolant Accident) or a HELB (High Energy Line Break) or a SBLA (Steam Line Break Accident) on the different primary loop piping system. A complex high confidence and low probability analysis of power plant buildings with a VVER 230 reactor meets all the requirements of the IAEA [2]. Compliance with the IAEA and Eurocode 2 will be considered in three load combinations:

Doc. Ing. Králik Juraj, PhD., Katedra stavebnej mechaniky, Stavebná fakulta STU Bratislava, Slovensko



Obr. 1.1 Rez objektom jadrovej elektrárne V1 v Jaslovských Bohuniciach
Fig. 1.1 Cross section of NPP building V1 at Jaslovské Bohunice

Pre komplexnú analýzu konštrukcie od dlhodobého pôsobenia zaťaženia pre rôzne intenzity síl sa použil program ANSYS 5.7 a programy CRACK a SCREEP vytvorené Králikom.

Budova jadrovej elektrárne bola idealizovaná diskrétnym modelom s 26 923 elementmi a 325 036 stupňov voľnosti. Pružinové prvky a nekonečné vrstevnaté prvky modifikované autormi [2] boli použité pre modelovanie podložia. Pružinové konečné prvky pre tenkú vrstvu podložia pod blokom pri zaťažení tlakmi pár sú dostatočne presné a dávajú realistický obraz o skutočnom chovaní sa konštrukcie a podložia vo vzájomnej interakcii. Podložie pod základovou doskou sa uvažovalo ako dostatočne konsolidované.

2. SCENÁR PRE ZAŤAŽENIE LOCA

Scenár havárie bol definovaný fy. SIEMENS KWU, VÚEZ Tlmače and VÚJE Trnava v rámci programu Phare a Projektu rekonštrukcie NPP V1. Termodynamické experimentálne analýzy chladiaceho potrubného systému a numerické simulácie boli vstupnými dátami pre definovanie zaťaženia v čase [2].

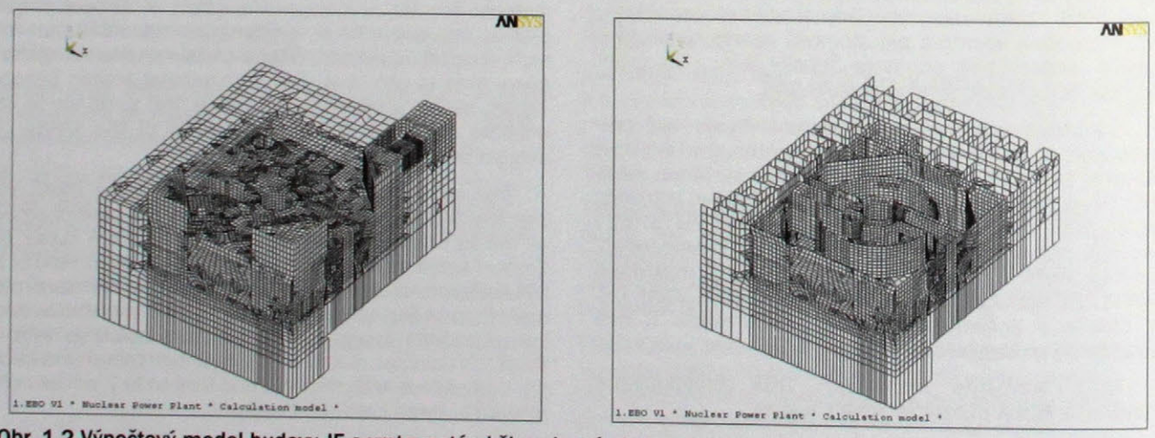
NOC (Normal Conditions), **DBA** (Design Basic Accident) and **BDBA** (Beyond Design Basic

For a complex analysis of the load-bearing structure for different kind of loads, ANSYS 5.7 software and our programs CRACK and SCREEP created by Králik were provided to solve this task. The building of the power block was idealized with a discrete model consisting of 26 923 elements with 325 036 DOF.

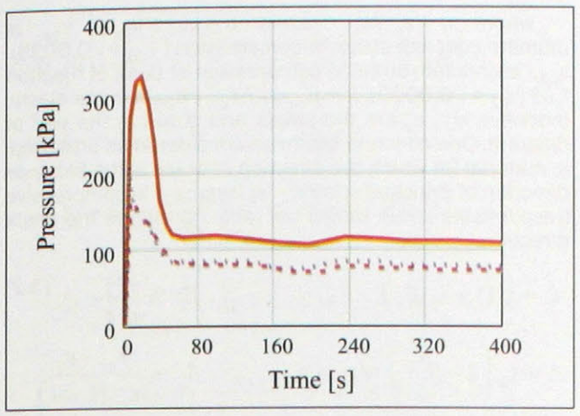
The link finite elements and the infinite layered space elements developed by the authors' [2] were used to model the soil. The link finite elements for the model of thin soil layer under the power block building loaded by steam pressure are accurate enough, and thus create a more realistic model. Recently the soil under the foundation plate has been consolidated.

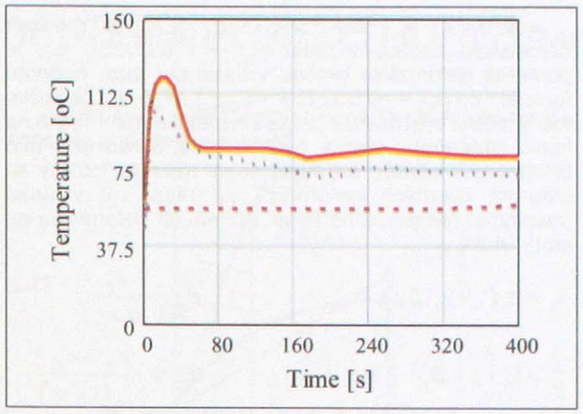
2. SCENARIO FOR LOCA LOADS

The accident scenario was defined by SIEMENS KWU, VÚEZ Tlmače and VÚJE Trnava within the Phare program and "The NPP V1 Reconstruction Project". The thermodynamic experimental analysis of the cooling pipe system and the numerical simulation were input data concerning the load behavior over time [2].



Obr. 1.2 Výpočtový model budovy JE s vrstevnatými škrupinovými elementmi
Fig. 1.2 Calculation model of the NPP building with layered shell elements





Obr. 2.1 Scenár havárie LOCA v reaktorovni, v boxe PG a v nádrži 800m³
Fig. 2.1 Scenario of LOCA in Reactor, Box PG and Tank 800m³

Gilotínový rez potrubia ϕ200 na studenej a horúcej vetve chladiaceho systému PG boxu a čiastkové porušenie potrubia ϕ500 primárneho potrubia boli uvažované pre DBA a porušenie hlavného potrubia spätného systému pre BDBA.

Vzhľadom k malému dynamickému súčiniteľu tlaku (cca 1.1) sa uvažovalo pre BDBA (resp. DBA) s pretlakom 120 kPa (resp. 54 kPa) vo vnútri kontainmentu a 74 kPa (resp. 51 kPa) vo vnútri 800m³ bazéna s chladiacou vodou.

Konštrukcia hlavného výrobného bloku bola preverovaná na pretlak pár, ktorý vznikne v dôsledku porušenia potrubného systému v prípade havárie gilotínovým rezom v priestoroch SG boxu alebo haly reaktora. Zaťaženie teplotou bolo stanovené meraním na povrchu hlavných nosných stien a pohybuje sa v intervale 25 °C až 55 °C [2]. V dôsledku zmrašťovania a dotvarovania betónu, špičky napätí klesajú v čase. V súlade s výsledkami Schneidera [6], efekt dotvarovania sa zvyšuje o 1,5 až 2,0 násobne v prípade teploty cca 50 °C .

$$\varphi_t^T > 1{,}2 \,.\, 1{,}5 = 1{,}8 \qquad \varphi_t^T > 1{,}2 \,.\, 2{,}5 = 3 \qquad (2.1)$$

Teda deformácia v prípade dlhodobého pôsobenia zaťaženia je redukovaná v dôsledku dotvarovania cca o 30%.

3. RIEŠENIE ROZVOJA TRHLÍN V BETÓNE

V práci je použitý fyzikálny model železobetónu vychádzajúci z modelu orientovaných trhlín, ktorý bol vyvinutý v práci [1] a neskôr upravený viacerými autormi [3, 4].

Vychádzajúc z experimentálnych výsledkov Vecchio, Collins a Červenka [1], bol vyvinutý nový vrstevnatý škrupinový prvok a inštalovaný do systému ANSYS.

Vrstva betónu bola uvažovaná ako ortotropný materiál, pre ktorý smer trhliny je rovnaký ako orientácia hlavných deformácií.

Pracovný diagram betónu v tlaku sa uvažoval ako parabolický v súlade s Eurokódom 2 v tvare,

$$\sigma_c = f_c \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta} \qquad E_c(\eta) = \frac{E_\infty}{k} \frac{(k-\eta)}{[1 + (k-2)\eta]} \qquad (3.1)$$

The guillotine cutting of the ϕ200 cold and hot pipe branches in the PG box and the partial break of the ϕ500 primary pipe were taken for DBA and the crushing of the main recycle pipe for BDBA.

Concerning the small dynamic pressure load factor (v. 1.1) we used for BDBA (versus DBA), a load pressure of 120 kPa (v. 54 kPa) inside the containment and a 74 kPa (v. 51 kPa) inside a 800m³ cooling tank.

The power block building's load-bearing structure was checked for steam pressure that would arise during damage to the piping system in an accident due to the guillotine cutting in the areas of the SG box or reactor shaft.

The temperature load is based on detailed temperature measurements on the supporting wall surfaces and it ranges between 25 °C and 55 °C [2]. Due to concrete shrinkage and creep, the stress peaks decrease over time. According to Schneider's results [6], the effect of creep increases from 1,5 to 2,5 times in the case of a temperature of about 50 °C.

$$\varphi_t^T > 1{,}2 \,.\, 1{,}5 = 1{,}8 \qquad \varphi_t^T > 1{,}2 \,.\, 2{,}5 = 3 \qquad (2.1)$$

Consequently, the deformation from the long-term temperature load effect is reduced by creep to approximately 30%.

3. CONCRETE CRACKING SOLUTION

The constitutive model presented is a further extension of the smeared crack model, which was developed in reference [1] and later improved by many writers [3, 4].

Following the experimental results of Vecchio, Collins and Červenka [1], a new concrete cracking layered finite shell element was developed and incorporated into the ANSYS system.

One concrete layer was considered as orthotropic material for which the direction of a crack is the same as the direction of a principal strain.

Strain-stress concrete diagram in compression can be taking as parabolic in accordance to Eurocode 2 in form

kde $\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1}$ ak $0 \le |\varepsilon_c| \le |\varepsilon_{cu}|$, ε_{cu} je medzná deformácia betónu v tlaku (ε_{cu} = - 0,0035), ε_{c1}, je pomerná deformácia betónu v tlaku pre max. hodnotu funkcie $f_c(\varepsilon)$ (ε_{c1} = - 0,0022), $k = E_{co}\varepsilon_{c1} / f_{cm}$, E_{co} je počiatočný modul pružnosti, σ_u, ε_u sú napätie a deformacia na konci diagramu. Vrstva betónu bola uvažovaná ako ortotropný materiál, pre ktorý smer trhlín je totožný so smerom hlavných deformácií ε_1 (resp. ε_2) v tlaku (resp.ťahu) tangenciálna (resp. normálna) deformácia na smer trhlín.

$$f_c = f_c'(1 - k_1 \beta_1), \qquad \beta_1 = \frac{\varepsilon_2}{\alpha\, \varepsilon_{cr}}, \tag{3.2}$$

$$f_t = f_{cr}\left(1 - \beta_2^{k_2}\right) \ \forall \varepsilon_2 > \varepsilon_{cr}, \qquad \beta_2 = \frac{\varepsilon_{cr} - \varepsilon_2}{\varepsilon_{cr}(1-\alpha)},$$

$$G = G_o\left(1 - \beta^{k_3}\right) \ \forall \varepsilon_2 > \varepsilon_{cr}, \qquad \beta_3 = \frac{\varepsilon_{cr} - \varepsilon_2}{\varepsilon_{cr}(1-\gamma)},$$

Medzné napätie betónu v tlaku f_c, v ťahu f_t a šmykový modul G sú redukované po porušení betónu kde $f_c^{\circ} = R_{bc}$ (f_{cr} = 0,5.R_{bt}) sú tlakové (tahové) napätia v betóne, *Go(G)* je počiatočný (redukovaný) šmy-kový modul, ε_2 je hlavná pomerná deformácia, k_1, k_2, k_3 sú redukované parametre determinované experimentálnym testom, a α, γ sú parametre závislé na rozvoji trhliny v konštrukcii

Ohybová trhlina: α = 20 - 30; γ = 20 - 25
Šmyková trhlina: α = 5 - 10; γ = 10 - 15

Na základe výsledkov experimentov Červenku [1], uvažujeme nasledovné parametre α = 20; k_1 = 0,5; k_2 = 1 a k_3 = 0,4. Uvažujeme s redukovaným šmykovým modulom v rovine vrstvy (resp. v priečnom reze) s parametrom γ = 10 (resp. γ = 20).

Pre riešenie membránovej a ohybovej deformácie železobetónovej škrupinovej konštrukcie sa zvolil vrstevnatý škrupinový prvok SHELL91, na ktorom sa uvažovalo s rovinným stavom napätosti v každej vrstve zvlášť.

Prírastok plastickej deformácie v smere trhliny $\Delta\varepsilon^l_{cr}$ vyjadríme v tvare

$$\Delta\boldsymbol{\varepsilon}^l_{cr} = \mathbf{T}^l_c \ \Delta\boldsymbol{\varepsilon}^l_p \tag{3.3}$$

kde $\Delta\varepsilon^l_p$ je vektor prírastku plastickej pomernej deformácie vyjadrenej v kartézskom súradnom systéme a T^l_c je transformačná matica.

Matica tuhosti materiálu je diagonálna "l" v smere trhlín v betóne v 1. smere. Ak α_c je uhol orientácie hlavnej pomernej deformácie v betónovej vrstve a α_s je orientácia výstuže, dostaneme globálnu maticu tuhosti materiálu pre lth vrstvu v tvare

$$\left[\mathbf{D}^l_{cr}\right] = \left[\mathbf{T}^l_c\right]^T \left[\mathbf{D}^l_c\right]\left[\mathbf{T}^l_c\right] + \sum_{j'=1}^{n}\left[\mathbf{T}^l_s\right]^T \left[\mathbf{D}^l_s\right]\left[\left[\mathbf{T}^l_s\right]\right] \tag{3.4}$$

kde T_c, T_s sú transformačné matice betónového a oceľového prvku.

Ohraničenie porušenia betónu je definované v kontrolovanom bode prostredníctvom funkcie porušenia F_u. Táto je definovaná v priestore hlavných pomerných deformácií v závislosti od plastických deformácií v bode a medznej efektívnej plastickej deformácie ε_u^p.

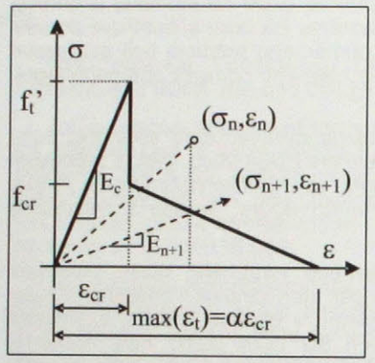
Potom $F_u = F_u(\varepsilon^p; \varepsilon_u^p; \xi) = 0$,

where $\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1}$ when $0 \le |\varepsilon_c| \le |\varepsilon_{cu}|$, ε_{cu} is ultimate concrete strain in compression (ε_{cu} = - 0,0035), ε_{c1}, is concrete strain in compression at peak of function $f_c(\varepsilon)$ (ε_{c1} = - 0,0022), $k = E_{co}\varepsilon_{c1} / f_{cm}$, E_{co} is initial elastic modulus, σ_u, ε_u are the stress and strain in the end of diagram. One concrete layer was considered as orthotropic material for which the direction of crack is the same as direction of principal strains - ε_1 (resp. ε_2) is compressive (resp.tensile) strain tangential (resp.normal) to the crack direction.

$$f_c = f_c'(1 - k_1 \beta_1), \qquad \beta_1 = \frac{\varepsilon_2}{\alpha\, \varepsilon_{cr}}, \tag{3.2}$$

$$f_t = f_{cr}\left(1 - \beta_2^{k_2}\right) \ \forall \varepsilon_2 > \varepsilon_{cr}, \qquad \beta_2 = \frac{\varepsilon_{cr} - \varepsilon_2}{\varepsilon_{cr}(1-\alpha)},$$

$$G = G_o\left(1 - \beta^{k_3}\right) \ \forall \varepsilon_2 > \varepsilon_{cr}, \qquad \beta_3 = \frac{\varepsilon_{cr} - \varepsilon_2}{\varepsilon_{cr}(1-\gamma)},$$



Obr.3.1 Model spevnenia v ťahu
Fig.3.1 Tension-stiffening model

The concrete compressive stress f_c, tensile concrete stress f_t and shear modulus G are reduced after the cracking of the concrete where $f_c^{\circ} = R_{bc}$ (f_{cr} = 0,5.R_{bt}) is compressive (tensile) concrete stress, *Go(G)* is the initial (reduced) shear modulus, ε_2 is the principal tensile strain, k_1, k_2, k_3 are reduction parameters determined within the experimental test, and α, γ are the pa-rameters depending on the structural fracture expected

Flexural fracture: α = 20 - 30; γ = 20 - 25
Shear fracture: α = 5 - 10; γ = 10 - 15

According to Červenka's experimental results [1], we have taken into consideration the following parameters of α = 20; k_1 = 0,5; k_2 = 1 a k_3 = 0,4. We propose a reduced shear modulus in the layer plane (versus the cross section) with a parameter γ = 10 (versus γ = 20). For the membrane and bending deformation of the reinforced concrete shell structure, we have chosen the SHELL91 layered shell element, on which we propose a plane state of stress on every single layer.

The increment of plastic strains along the direction of the crack can be obtained as

$$\Delta\boldsymbol{\varepsilon}^l_{cr} = \mathbf{T}^l_c \ \Delta\boldsymbol{\varepsilon}^l_p \tag{3.3}$$

where $\Delta\varepsilon^l_p$ is the vector of the plastic strain increments expressed in global Cartesian axes, and T^l_c is the transformation matrix.

The matrix of physical constants is diagonal "l" in the case of concrete cracking in one direction. If α_c is the orientation angle of the principal direction of the relative deformation in the concrete layer and α_s is the reinforcement orientation, we can get a global matrix of a constitution relation for l^{th} layer in the form

$$F_u = \sqrt{\alpha\left[\left(\frac{\varepsilon_1^p}{\xi_1}\right)^2 + \left(\frac{\varepsilon_2^p}{\xi_2}\right)^2\right]} - \varepsilon_u^p = 0 \ ; \ \frac{2}{3} \le \alpha \le 1$$

kde $\xi_1 = \xi_2 = 1 \ \forall \ \varepsilon_1^p < 0, \varepsilon_2^p < 0,$

$$\xi_1 = \xi_2 = \left(\frac{\varepsilon^p_{u,tens}}{\varepsilon^p_{u,comp}}\right) \ \forall \ \varepsilon_1^p > 0, \varepsilon_2^p > 0,$$

$$\xi_1 = \left(\frac{\varepsilon^p_{u,tens}}{\varepsilon^p_{u,comp}}\right); \xi_2 = 1 \ \forall \ \varepsilon_1^p > 0, \varepsilon_2^p < 0,$$

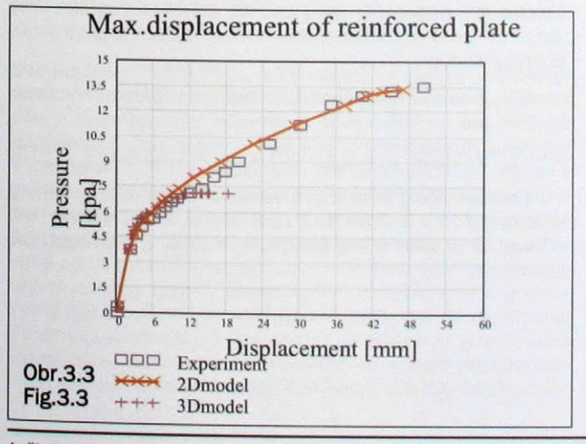
$$\xi_1 = 1 \ ; \xi_2 = \left(\frac{\varepsilon^p_{u,tens}}{\varepsilon^p_{u,comp}}\right); \forall \ \varepsilon_1^p < 0, \varepsilon_2^p > 0,$$

Nelineárne rovnice sú riešené metódou premennej sečnicovej matice tuhosti a rýchlosť konvergencie je urýchľovaná linearizovanou metódou ALM [2] podľa autorov Ramm, resp. Wempner-Riks s energetickou kontrolou presnosti. Kontrola konvergencie je riešená variáciou vektora deformačných parametrov a podmienkami rovnováhy, resp. nevyrovnaných uzlových síl [2].

kde **r** je vektor deformačných parametrov, **p** a **f** sú vektory vnútorných a vonkajších síl a toler - je dovolená chyba. Program CRACK bol vytvorený na základe predchádzajúcej teórie a inštalovaný do systému ANSYS v.5.6.

$$\frac{\|\Delta r\|}{\|r\|} = \sqrt{\frac{\Delta r^T \Delta r}{r^T r}} \le \text{toler}, \quad \frac{\|p - f\|}{\|f\|} \le \text{toler} \tag{3.6}$$

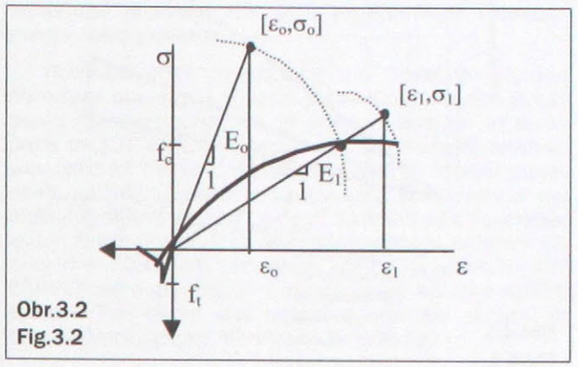
Teória porušovania betónu bola testovaná porovnávacou štúdiou na 2D vrstevnatých škrupinových prvkoch SHELL91 a 3D SOLID65. Prvky sa testovali na príklade železobetónovej dosky s jednoduchým podoprením na kratších hranách dosky o rozmere 1190x3590x120 mm s výstužnou sieťou KARI ϕ 8 mm a' 150x150 mm na spodnej strane. Na základe porovnania maximálneho priehybu môžme vidieť na obr.3.3, že riešenie so škrupinovými vrstevnatými prvkami SHELL91 dáva presnejšie výsledky a lepšie vystihuje porušenie betónovej dosky ako pri riešení priestorovými prvkami SOLID65 v kombinácii s 1D prvkami LINK8 reprezentujúcimi oceľovú výstuž. Výsledky experimentálnych meraní boli uvažované podľa práce [5] pre železobetónovú dosku typu R-U2-1. Materiálové vlastnosti boli uvažované nasledovne: betón - $E_{bs,28}$ = 30920MPa; $R_{b,28}$ = 38,33MPa; G = 14 919MPa a oceľ - E_s = 210700MPa; R_m = 595,6MPa.



Obr.3.3
Fig.3.3

$$\left[\mathbf{D}^l_{cr}\right] = \left[\mathbf{T}^l_c\right]^T \left[\mathbf{D}^l_c\right]\left[\mathbf{T}^l_c\right] + \sum_{j'=1}^{n}\left[\mathbf{T}^l_s\right]^T \left[\mathbf{D}^l_s\right]\left[\left[\mathbf{T}^l_s\right]\right] \tag{3.4}$$

where T_c, T_s are the transformation matrices for the concrete and steel elements.



Obr.3.2
Fig.3.2

The limit of damage at a point is controlled by the values of the so-called crushing or total damage function F_u. This is defined in the principal strain space in terms of the plastic strains at the point, the limit equivalent of plastic strain up. Thus $F_u = F_u(\varepsilon_p; \varepsilon_u^p; \xi) = 0$,

$$F_u = \sqrt{\alpha\left[\left(\frac{\varepsilon_1^p}{\xi_1}\right)^2 + \left(\frac{\varepsilon_2^p}{\xi_2}\right)^2\right]} - \varepsilon_u^p = 0 \ ; \ \frac{2}{3} \le \alpha \le 1$$

where $\xi_1 = \xi_2 = 1 \ \forall \ \varepsilon_1^p < 0, \varepsilon_2^p < 0,$

$$\xi_1 = \xi_2 = \left(\frac{\varepsilon^p_{u,tens}}{\varepsilon^p_{u,comp}}\right) \ \forall \ \varepsilon_1^p > 0, \varepsilon_2^p > 0,$$

$$\xi_1 = \left(\frac{\varepsilon^p_{u,tens}}{\varepsilon^p_{u,comp}}\right); \xi_2 = 1 \ \forall \ \varepsilon_1^p > 0, \varepsilon_2^p < 0,$$

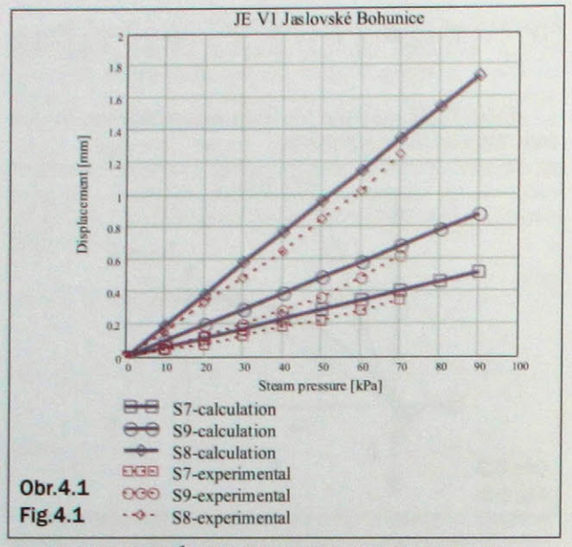
$$\xi_1 = 1 \ ; \xi_2 = \left(\frac{\varepsilon^p_{u,tens}}{\varepsilon^p_{u,comp}}\right); \forall \ \varepsilon_1^p < 0, \varepsilon_2^p > 0,$$

The non-linear equations are solved with the variable secant stiffness matrix method and the convergence accelerator according to the ALM linearization method [2] by Ramm, versus Wempner-Riks, with an energy inspection of the convergence solution. The convergence solution was checked by a variation of the deformation parameter vector and by satisfying the equilibrium condition and consequently, the vector unbalanced nodal forces test [2].

$$\frac{\|\Delta r\|}{\|r\|} = \sqrt{\frac{\Delta r^T \Delta r}{r^T r}} \le \text{toler}, \quad \frac{\|p - f\|}{\|f\|} \le \text{toler} \tag{3.6}$$

where **r** is the vector of the deformation parameters, **p** and **f** are vectors of the internal and external forces and *toler* - is the permissible deviation.

The CRACK program was developed by virtue of the previous theory and incorporated into the ANSYS 5.7 system.



Obr.4.1
Fig.4.1

4. EXPERIMENTÁLNE TESTOVANIE HERMETICKEJ ZÓNY

Výsledky numerickej analýzy metódou konečných prvkov boli testované experimentálnymi meraniami deformácií železobetónových konštrukcií stien na vnútorný pretlak.

Prvotne kritické miesta na konštrukcii boli špecifikované na základe numerickej analýzy. Merania boli realizované tenzometrickými snímačmi a mechanickým indikátorom. Na obr. 4.1 je zobrazené porovnanie numerických a experimentánych výsledkov (max. chyba je 7,5 až 17). Oceľové rámy okolo montážnych otvorov na železobetónovom strope spôsobili podstatne väčšie odchýlky v riešení.

Chovanie sa železobetónovej konštrukcie je lineárne pre zaťaženie tlakom menším ako 70kPa. Vznik a rozvoj mikrotrhlín v železobetóne bol výpočtom zaznamenaný pre tlak nad 70kPa. Výsledky numerickej analýzy boli testované s experimentálnymi až po pretlak 100kPa, pri ktorom sa testovala tesnosť hermetickej zóny.

5. REKAPITULÁCIA NELINEÁRNYCH RIEŠENÍ

Nelineárne výpočty boli realizované pre tri rôzne zaťažovacie stavy s uvážením stáleho zaťaženia, teploty (dotvarovanie, zmrašťovanie, teplota) a projektového tlaku pre prípad havárie podľa [2].

Na rekapitulácii hodnôt pomerných deformácií po nelineárnych výpočtoch od jednotlivých zaťažovacích stavov sa preukázalo, že medzné hodnoty pomerných deformácií neboli prekročené.

Maximálne pomerné deformácie na hornej úrovni stien boxu parogenerátorov sú

ε_x = 1,22*10-3; ε_y = 2,15*10-3; ε_{xy}= 1,12*10-3 (5.1)

Výsledná maximálna pomerná deformácia v ťahu ε_1 = 2,8*10-3 (2,8 ‰) je menšia ako maximálne dovolené pretvorenie pre železobetónovú konštrukciu hermetickej zóny.

A theory of concrete failure was implied and applied to the 2D layered shell elements SHELL91 and 3D SOLID65. It was examined on an example of a reinforced concrete plate bending with joint support on a shorter edge of a 1190x3590x120 mm plate and reinforcement KARI ϕ 8mm a' 150x150 mm on the bottom border. From a comparison of the maximum displace-ment values on fig.3.3 we can see that the solution with the SHELL91 2D - layered elements have the higher precision, and they better represent the failure of the concrete than the case of SOLID65 3D - elements mixed with LINK8 link 1D - element.

The results from the experimental measurement of plate R-U2-1 were taken from work [5]. The following material characteristics were considered: concrete - $E_{bs,28}$ = 30920MPa; $R_{b,28}$ = 38,33MPa; G = 14 919MPa and steel - E_s = 210700MPa; R_m = 595,6MPa.

4. EXPERIMENTAL TESTING OF HERMETIC ZONE

The numerical results from finite element method analysis were checked by experimental analysis of reinforced concrete slab deformations on internal pressure above atmospheric.

Primary, the critical places of the structures were specified by numerical analysis. The measurement was realized with the tensiometer and mechanical indicator. The fig.4.1 show the comparison of numerical and experimental results (max. error 7,5 to 17). The steel frame about the hole in the reinforced concrete plate was caused the higher error.

The behavior of reinforced concrete structures is linear for the load pressure smaller than 70kPa. The concrete is cracking under the pressure increasing 70kPa. The results of numerical analyses were checking with experimental analyses of reinforced concrete structure of hermetic containment on internal pressure above atmospheric 100kPa realized in frame testing of resistance and airtightness of hermetic zone.

5. RECAPITULATION OF NON-LINEAR CALCULATIONS

Non-linear calculations were conducted for three different load cases with account the dead loads, the temperature (creep, shrinkage, temperature) and design pressure load [2].

From the review presented of the relative deformation behind the non-linear solution, we can see that the limit value of the deformation was not overrun in any structural cross-section.

The maximum relative deformations for top face reactor hall are

ε_x = 1,22*10-3; ε_y = 2,15*10-3; ε_{xy}= 1,12*10-3 (5.1)

The resulting maximum relative deformation with a tension of ε_1 = 2,8*10-3 (2,8 ‰) is smaller than the allowable values for the structure, including the steel containment.

6. ZÁVER

V článku sa prezentovali výsledky komplexnej analýzy konštrukcie objektu jadrovej elektrárne z pohľadu jej odolnosti v prípade možnej havárie [2]. V závislosti na význame týchto objektov, nielen numerické, ale aj experimentálne analýzy boli realizované.

Za uváženia vzniku a rozvoja trhlín v betóne, dotvarovania a zmrašťovania počas celej doby prevádzky špičky napätí boli redukované v dôsledku relaxácie napätí na 30-60%. Výsledky analýz boli použité v procese projektu rekonštrukcie objektu EBO V1 na zosilnenie kritických miest predovšetkým v okolí otvorov. Teória porušenia betónu, zmrašťovanie a dotvarovanie betónu bola obohatená v rámci riešenia grantovej výskumnej úlohy [2] a programy v jazyku Fortran INFINITE, CRACK a SCREEP boli vytvorené a implementované do systému ANSYS. Tieto úlohy boli riešené v rámci podpory Slovenskej Grantovej Agentúry 1/9355/02 [2].

7. LITERATÚRA

[1] Červenka,V.: Constitutive Model for Cracked Reinforced Concrete, ACI Journal, pp. 877-882, November 1985.

[2] Králik,J.-Cesnak,J.-Ivánková,O.-Jendželovský,N.-Prekop,Ľ.-Javorek,T.-Fajna,P.: Dyna-mic Structural Soil Interaction Solution with Nonlinear Parameters. Upgraded of Safety and Reliability of Nuclear Power Plant Buildings under Extremal Loads.. VEGA 1/9355/02, 2002.

[3] Križma,M,- Nürnbergerová,T.: Deformation work of SC Beams under Long-term Load. In proc.:II.international Scientific Conference, Quality and Reliability in Building Industry, Levoča, october 2001, TU Košice, pp.306-311.

[4] Nilson,A.H.-Bažant,Z.-Chang,T.Y., et al: Finite Element Analysis of Reinforced Concrete, ASCE, New York, 1982.

[5] Hájek,J.-Fecko,L.-Nürnbergerová,T.: Pretvorenia železobetónových dosiek ohýbaných v dvoch smeroch pri dlhodobom zaťažení. Správa VÚ III-3-4/01.1, ÚSTARCH SAV Bratislava, 1983.

[6] Schneider,U.: Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 337, Verhalten von Beton bei hohen Temperaturen, Berlin 1982.

[7] STN 73 1201, Design of Concrete Structures, Prague, 1986.

Doc.Ing.Juraj Králik,PhD., autorizovaný stavebný inžinier je vedúcim katedry stavebnej mechaniky na Stavebnej fakulte STU v Bratislave. Je autorom a spoluautorom viac ako 10 výskumných úloh, autorom viac ako 120 vedeckých publikácii v časopisoch a na vedeckých konferenciách u nás a v zahraničí, 100 projektov a expertíz pre prax, 40 skrípt a učebných pomôcok pre bakalárske, magisterské a postgraduálne štúdium. Jeho výskumné a pedagogické aktivity sú orientované na numerické analýzy budov s nelineárnymi charakteristikami, analýzy vplyvov dotvarovania, zmrašťovania a porušovania železobetónových konštrukcií a podložia, na dynamickú interakciu konštrukcií s podložím a na problémy seizmického inžinierstva. V spolupráci s SKSI pripravil viacero postgraduálnych kurzov v oblasti aplikácií Eurokódov pre inžiniersku prax.

6. CONCLUSION

This paper deals with the problem of the complex analysis of the buildings of nuclear power plants from the point of view of their resistance to possible accident [2]. Depending on the importance of these buildings, not only numerical analyses, but also experimental measurements, were provided.

However, after considering the crack, creep and shrinkage during the lifetime of the structure, the stress peaks were reduced due to stress relaxation in some parts to 30 - 60%. The result of this nonlinear analysis was used for the reconstruction design of nuclear power plant building V1 described previously. The theory of the cracking, shrinkage and creep of concrete was developed within the framework of scientific research program [2] and the FORTRAN programs INFINITE, CRACK and SCREEP were created and incorporated into the ANSYS system. This paper was prepared with the support of Slovak Grant Agency VEGA 1/9355/02 [2].

7. REFERENCES

[1] Červenka,V.: Constitutive Model for Cracked Reinforced Concrete, ACI Journal, pp. 877-882, November 1985.

[2] Králik,J.-Cesnak,J.-Ivánková,O.-Jendželovský,N.-Prekop,Ľ.-Javorek,T.-Fajna,P.: Dyna-mic Structural Soil Interaction Solution with Nonlinear Parameters. Upgraded of Safety and Reliability of Nuclear Power Plant Buildings under Extremal Loads.. VEGA 1/9355/02, 2002.

[3] Križma,M,- Nürnbergerová,T.: Deformation work of SC Beams under Long-term Load. In proc.:II.international Scientific Conference, Quality and Reliability in Building Industry, Levoča, october 2001, TU Košice, pp.306-311.

[4] Nilson,A.H.-Bažant,Z.-Chang,T.Y., et al: Finite Element Analysis of Reinforced Concrete, ASCE, New York, 1982.

[5] Hájek,J.-Fecko,L.-Nürnbergerová,T.: Pretvorenia železobetónových dosiek ohýbaných v dvoch smeroch pri dlhodobom zaťažení. Správa VÚ III-3-4/01.1, ÚSTARCH SAV Bratislava, 1983.

[6] Schneider,U.: Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 337, Verhalten von Beton bei hohen Temperaturen, Berlin 1982.

[7] STN 73 1201, Design of Concrete Structures, Prague, 1986.

Assoc.prof.Ing.Juraj Králik,PhD., authorized civil engineer is chef of the department of structural mechanics STU in Bratislava. H's author and co-worker more than 10 research works, author more than 120 scientific papers in journals and scientific conference in Slovakia and abroad, 100 projects and expert's reports, 40 textbooks for students of magisterial and postgradual study. Your research and pedagogic activities are in numerical analysis of buildings with nonlinear characteristics, analysis of creep, shrinkage and cracking of reinforced concrete structures and soil, soil/structure dynamic interaction and problems of seismic engineering. In cooperation with SKSI prepare the courses for application the Eurocode to engineering practice.

Výstižnejšie stanovenie účinkov reológie na spojitom spriahnutom oceľobetónovom tráme

More Representative Estimation of Rheologic Effects in Continuous Steel-concrete Composite Beam

Ján Bujňák - Jaroslav Odrobiňák

Článok prezentuje efektívny model časového zohľadnenia reologických procesov na spriahnutých oceľobetónových trámoch. Riešený je spojitý dvojpoľový trám zaťažený rovno-merným zaťažením a s aplikáciou montážneho premiestnenia strednej podpery. Výsledky zistené navrhovanou nenáročnou analýzou účinkov reológie sú konfrontované s výstupmi z nelineárnej analýzy 3D FEM modelu ako aj s niektorými experimentálnymi výsledkami.

The paper presents a model for the time-dependent rheological determination of continuous composite structures of steel and concrete. A two-span composite beam is considered. Except a uniformly distributed load, the prestressing by middle support displacement was used. A comparison of the results obtained from the proposed simply analysis of rheological effects with both non-linear FEM analysis and some experimental values is presented.

FYZIKÁLNY MODEL A EXPERIMENTÁLNE MERANIE

Na sledovanie časovo závislých zmien napätosti spriahnutého prierezu sa použil model spojitého nosníka o dvoch poliach rovnakého rozpätia veľkosti 2,5 m. Oceľová časť tohto spriahnutého trámu je z valcovaného profilu IPE 300 z ocele S 235. Spolupôsobiacu dosku hrúbky 73 mm z betónu s pevnosťou v tlaku f_{cm} = 39,1 MPa vystužovali prúty priemeru 6 mm z betonárskej ocele 10 425 (V). Obvyklým postupom bol betón ošetrovaný v priebehu 5 dní po vybetónovaní. Model trámu sme zaťažili v dobe 44 dní po zhotovení. Najprv pôsobil ako jednoduchý nosník o rozpätí 5,0 m, čím sa získalo tlakové predpätie v doske. Pred aplikáciou rovnomerného priťaženia bola zriadená stredná podpera, kedy sa nosník stal spojitým trámom o dvoch rovnakých poliach. Takto staticky pôsobil až do doby 230 dní. Elektrickými odporovými tenzometrami sa sledovala zmena napätosti vo vybraných vláknach priečneho rezu v dvoch charakteristických prierezoch a to v strede jedného poľa a pri strednej podpere.

FINITNÝ VÝPOČTOVÝ MODEL

Teoretický model v programovom systéme ANSYS bol z dôvodu výstižnejšej simulácie reologických procesov

PHYSICAL MODEL AND EXPERIMENTAL MEASUREMENT

In order to measure time-depend changes in strain of composite structure, a real model of continuous beam with spans 2.5 + 2.5 m was prepared. Steel part of the cross-section was made of a rolled beam IPE 300 of steel S235. The concrete part was cast in place concrete with compressive strength f_{cm} = 39,1 MPa. Concrete slab was reinforced with bars of diameter = 6 mm and quality 10 425 (V). Curing was carried out during first five days after casting, and the load was placed in the time of 44 days. Loading consists of two steps. Firstly, the beam has acted as simply supported with span of 5 m in order to obtain some prestressing in concrete slab. Secondly, when the middle support was provided, the additional uniformly distributed load was applied on deformed beam and kept up till age of concrete of 230 days. The changes in strain were measured by gauges in chosen fibres of two characteristic cross-sections (in the middle of a span and near middle support).

FEM NUMERICAL MODEL

For better simulation of rheologic effects, the steel part in theoretical model in ANSYS programme was

prof. Ing. Ján Bujňák, CSc., Ing. Jaroslav Odrobiňák, Katedra stavebných konštrukcií a mostov, Stavebná fakulta Žilinskej univerzity v Žiline.

popísaný priestorovými konečnými prvkami SOLID 45 pre oceľovú časť a SOLID 185 pre železobetónovú dosku [1]. Tuhé väzby medzi obidvoma časťami zaisťovali nepoddajné šmykové spojenie a tak simulovali reálne spriahnutie pomocou blokových zarážok. Využitím symetrie sa zmenšili nároky na rozsah diskretizácie a urýchlila sa numerická realizácia výpočtu. Zaťaženie a podopretie konštrukcie sa uvažovalo zhodne s experimentálnym postupom.

Výpočtový finitný model umožňuje uvážiť reologické efekty viacerými postupmi. Pre obdobie do 230 dní je možné mieru dotvarovania podľa EC 2 [2] vhodne aproximovať funkciou

$$\frac{d\varepsilon}{dt} \approx \frac{\Delta\varepsilon_i}{\Delta t_i} = C_1\, \sigma\, t^{C_2} \qquad (1)$$

Konštanty C_1 a C_2 v rovnici (1) boli zistené nelineárnou regresiou exponenciálnej závislosti pre daný súbor $\Delta\varepsilon_i$ a Δt_i, Časový prírastok Δt_i sa menil od hodnoty 0,25 dňa počas prvého dňa až po hodnotu 10 dní na konci vyšetrovanej doby. Bližšie informácie je možné nájsť v [3].

Zmrašťovanie sa do výpočtu zaviedlo ako prídavné pomerné pretvorenie betónu podľa ustanovení Eurokódu 2 [2] v každom časovom kroku. Ďalšie nelineárne vlastnosti betónu a ocele sa neuvažovali. Do úvahy sa tak brali len lineárne oblasti korešpondujúcich pracovných diagramov, keďže obidva materiály pôsobili spoľahlivo iba v pružnej oblasti.

ZJEDNODUŠENÝ VÝPOČET REDISTRIBÚCIE NAPÄTÍ

Zjednodušený výpočet účinkov dotvarovania prebieha v dvoch etapách. Najskôr sa zisťujú primárne dôsledky redistribúcie napätí po priereze od dotvarovania betónovej dosky. Modifikáciou modulu betónu a relaxačnou metódou sa stanoví presun napätí do oceľovej časti trámu. Sekundárne účinky dotvarovania sú vyvolané zaťažením prídavnými deformáciami elementov konštrukcie, spôsobenými primárnymi účinkami. Tieto prídavné deformácie je možné vyjadriť ako normálovú deformáciu jednotkového elementu

$$\Delta(t) = -\frac{N_c(t_0)\cdot\varphi(t,t_0)}{E_s\cdot A_i(t)\left[1+\chi(t,t_0)\cdot\varphi(t,t_0)\right]} \qquad [m/m^{`}],\ (2)$$

ale aj jeho potočenie

$$\omega(t) = -\frac{\left[M_c(t_0)+N_c(t_0)\cdot a_{c,i}(t)\right]\cdot\varphi(t,t_0)}{E_s\cdot I_i(t)\cdot\left[1+\chi(t,t_0)\cdot\varphi(t,t_0)\right]} \qquad [rad/m^{`}],\ (3)$$

Následne sa teda korešpondujúce deformácie (2) a (3) uvažujú ako prídavné zaťaženia staticky neurčitého systému, čím dochádza k redistribúcii po dĺžke trámu. Detailnejší spôsob výpočtu uvádzame v článku [4].

Podobným spôsobom sa môžu uvážiť aj sekundárne účinky zmrašťovania.

ANALÝZA VÝSLEDKOV V MEDZIPODPEROVOM PRIEREZE

Na ilustráciu uvedieme iba výsledky v jednom priečnom reze a to v strede jedného z polí. Čiastočné

discredited into SOLID45 finite elements and reinforced concrete slab consisted of SOLID185 elements [1]. Using hard steel block elements as shear connectors, connection between top steel flange and concrete slab was modelled as rigid. The symmetry of the model was used for saving memory space and computing time. Loading was considered according to real procedure.

The program allows considering creep effects by several functions. For the time less than 230 days, the rate of creep based on EC 2 [2] could be quite well approximated by the functions

$$\frac{d\varepsilon}{dt} \approx \frac{\Delta\varepsilon_i}{\Delta t_i} = C_1\, \sigma\, t^{C_2} \qquad (1)$$

The constants, C_1 and C_2 in (1), were obtained from non-linear regression of exponential relationship for given set of $\Delta\varepsilon_i$ and Δt_i. Time increments Δt_i were chosen from 0,25 during first day of period up to 10 days at the end of the considered time. More information can be found in [3].

Shrinkage was applied as strain increments to the concrete elements calculated according to EC2 at each time step. Other material non-linearity has not been taken into account. Considering the fact that the steel and concrete part was worked fairly under its elastic strength, linear stress-strain diagram for a momentary load step was sufficiently accurate.

APPROXIMATIVE PROCEDURE FOR RHEOLOGICAL EFFECTS ASSESSMENT

A simply estimation of rheological effects consists of two main steps. At first, the primary effects of stress redistribution through cross-section caused by creep are calculated. For this purpose, the Age Adjusted Effective Modulus Method with combination of Relaxation Method across the section is commonly used. Afterwards, secondary creep effects are involved by deformation of structure elements caused by primary effects. These deformations can be derived as normal deformation of unit element

$$\Delta(t) = -\frac{N_c(t_0)\cdot\varphi(t,t_0)}{E_s\cdot A_i(t)\left[1+\chi(t,t_0)\cdot\varphi(t,t_0)\right]} \qquad [m/m^{`}],\ (2)$$

and its rotation, respectively

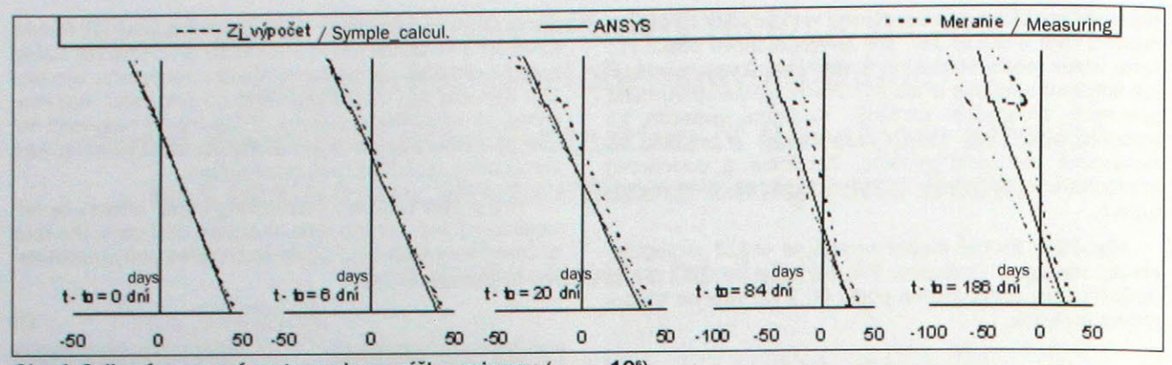
$$\omega(t) = -\frac{\left[M_c(t_0)+N_c(t_0)\cdot a_{c,i}(t)\right]\cdot\varphi(t,t_0)}{E_s\cdot I_i(t)\cdot\left[1+\chi(t,t_0)\cdot\varphi(t,t_0)\right]} \qquad [rad/m^{`}],\ (3)$$

Therefore, the corresponding deformations (2) and (3) are considered as an additional load, which produces further modification of stress state along beam length. This method is given in detail in paper [4].

In addition, the shrinkage stresses can be similarly estimated by similar way, too.

COMPARISON OF RESULTS IN THE MIDDLE OF A SPAN

Because of space limitation, only results in the cross-section in the middle of a span will be given. Partial results in cross-section near middle support are detailed discussed in [3].

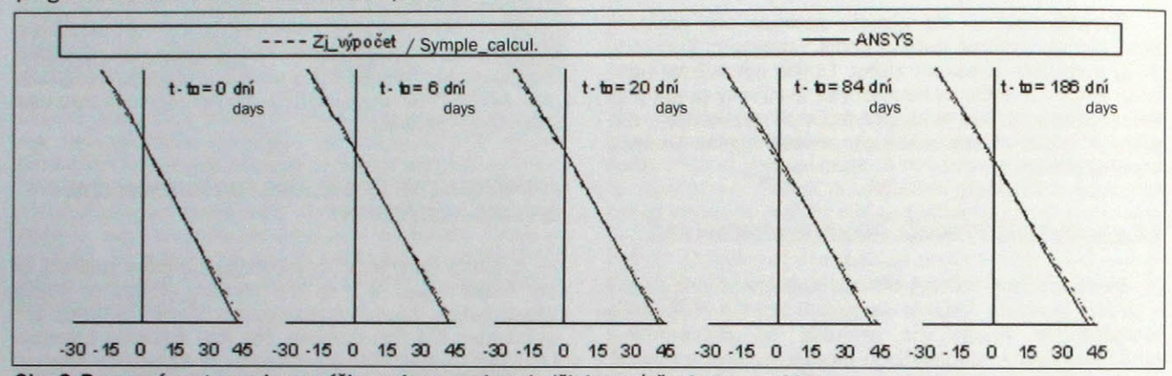


Obr. 1 Celkové pomerné pretvorenia po výške prierezu (ε_{total} .10⁶)
Fig. 1 Total strains though the height of the beam (ε_{total} .10⁶)

výsledky z prierezu nad podperou sú v [3].

Časový vývoj celkových pretvorení po výške prierezu je zrejmý z obr. 1. Pretvorenia reprezentujúce výsledky z programu ANSYS sú charakterizované priemerom z hod-

Time-dependent development of strains across the height of beam is shown in fig. 1. ANSYS strains are presented as an average from points though width at certain vertical position.



Obr. 2 Pomerné pretvorenia po výške prierezu od vonkajšieho zaťaženia (ε_{load} .10⁶)
Fig. 2 Strains due to load though the height of the beam (ε_{load} .10⁶)

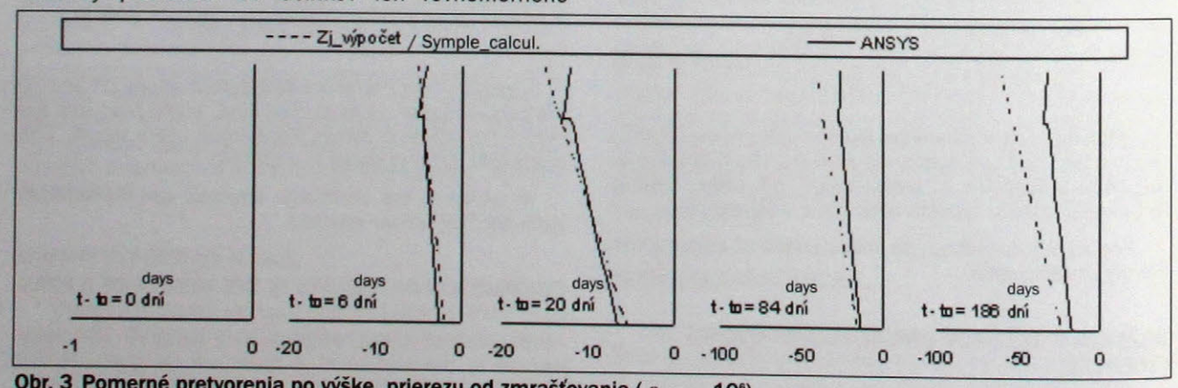
nôt po šírke v uvažovanej vertikálnej úrovni.

Z obrázku je možno usúdiť, že rozdiel medzi nameranými pretvoreniami a výpočtom deklarovanými hodnotami s časom postupne narastá.

Tento záver je však v rozpore s vývojom pretvorení na obr. 2, ktorý znázorňuje, aké výsledky je možno získať uvedenými postupmi pri odseparovaní vplyvu zmrašťovania. Hodnoty pretvorení od účinkov len rovnomerného

It is evident from the picture that difference between measured strains and calculated ones, and between two analyse approaches respectively, is growing in time.

However, this conclusion does not fit with comparison of results shown in fig. 2 where the calculated strains without shrinkage effects are compared. It can be seen that the strains due to uniformly distributed load and middle support displacement are very close to the theoretical



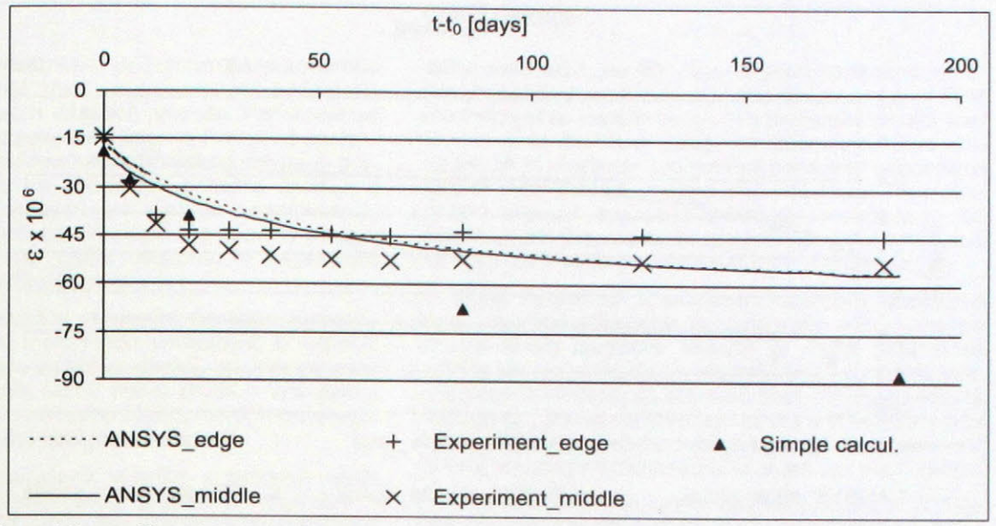
Obr. 3 Pomerné pretvorenia po výške prierezu od zmrašťovania (ε_{shrink} .10⁶)
Fig. 3 Strains due to shrinkage though the height of the beam (ε_{shrink} .10⁶)

zaťaženia a montážneho premiestnenia podpery sú vtedy od obidvoch teoretických prístupov veľmi podobné. Teda jednoduchá metóda sa javí ako vhodná na výpočet odozvy konštrukcie na vonkajšie účinky.

Pri detailnej analýze pretvorení od zmrašťovania sú evidentné značné rozdiely narastajúce s časom. Tieto rozdiely poukazujú na fakt, že použitý model zmrašťovania podľa [2], resp. jeho aplikácia na uvedený prípad, nevystihuje reálne pretvorenia. Rozdiely v pretvoreniach od zmrašťovania spriahnutého prierezu, zistenými tak zjednodušeným výpočtom ako aj programom ANSYS, sú zrejmé z obr. 3.

Uvedené závery potvrdzujú aj grafy priebehu pretvorení na obrázkoch 4 až 6. Graf na obr. 4 reprezentuje pretvorenia horných vlákien betónovej dosky šírky 800 mm vo vzdialenosti 50 mm, resp 300 mm od pozdĺžnej osi (indexy "stred", resp. "kraj"). Výsledky získané programom ANSYS dobre vystihujú experimentálne pretvorenia. Odchýlky môžu byť spôsobené nielen výpočtovou procedúrou alebo princípmi, ale aj nehomogenitou betónu a prípadnými účinkami krútenia prierezu. Z obrázku je vidieť, že zjednodušený postup produkuje výraznejšie odchýlky vzrastajúce smerom ku koncu časového obdobia.

V spodnej pásnici oceľového prierezu (obr. 5) dostávame pomerne dobrú zhodu výsledných pretvorení a rozdiely nie sú také výrazné ako v prípade betónovej dosky. Väčšie rozdiely sú však viditeľné v niektorých ďalších vláknach oceľovej aj betónovej časti prierezu, ktoré detailnejšie neuvádzame. Vo všetkých vláknach spriahnutého prierezu je však pozorovaná rovnaká tendencia závislosti $\varepsilon \rightarrow t$. Vždy s nadhodnotenými výsledkami získanými zjednodušeným výpočtom.



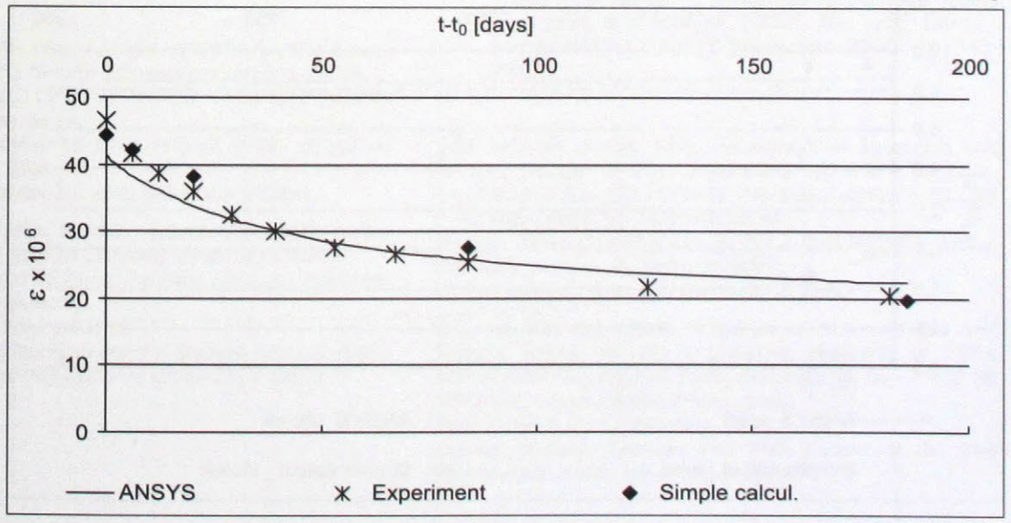
Obr. 4 Porovnanie pomerných pretvorení na povrchu betónovej dosky
Fig. 4 The strain comparison at the top of concrete slab

values. Therefore, the simple approach seems to be suitable for estimation of an effect of external actions.

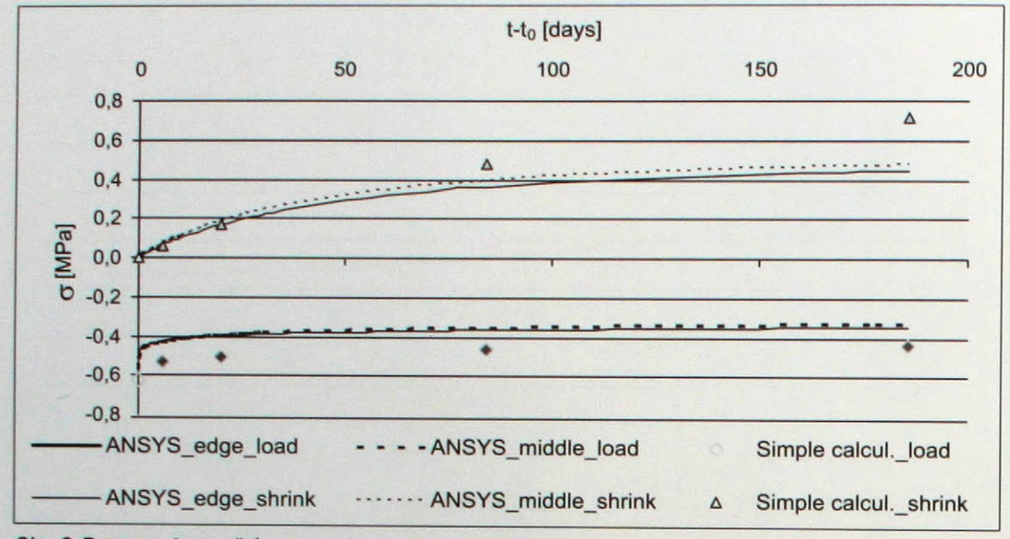
After detailed analyse of strains due to shrinkage, the considerable differences increasing in time can be stated. These variations might ex-press the fact that either the model of shrinkage or its application for this case was not accurate enough. The comparison between simple approach and ANSYS results is presented in fig. 3.

After detailed analyse of strains due to shrinkage, the considerable differences increasing in time can be stated. These variations might express the fact that either the model of shrinkage or its application for this case was not accurate enough. The comparison between simple approach and ANSYS results is presented in fig. 3.

The first set of curves in fig. 4 corresponds to the top fibres of concrete slab with width of 800 mm in distance 50 mm and 300 mm from longitudinal axis, respectively



Obr. 5 Porovnanie pomerných pretvorení v spodnej pásnici oceľového prierezu
Fig. 5 The strain comparison at the bottom flange of rolled steel IPE beam



Obr. 6 Porovnanie napätí na povrchu dosky
Fig. 6 The stress comparison at the top of concrete slab

Čiary na obr. 6 dokumentujú už spomenutú relatívne dobrú zhodu teoreticky deklarovaných napätí v horných vláknach betónovej dosky od vonkajšieho zaťaženia. Napätia produkované zmrašťovaním môžu byť zistené zjednodušeným výpočtom len približne, pričom diferencie oproti časovo-závislému numerickému výpočtu sa výraznejšie prejavia s narastajúcim vekom betónu. Presnosť uvedenej metódy je možné zvýšiť zavedením dvoch alebo viacerých časových krokov vo výpočtovej procedúre.

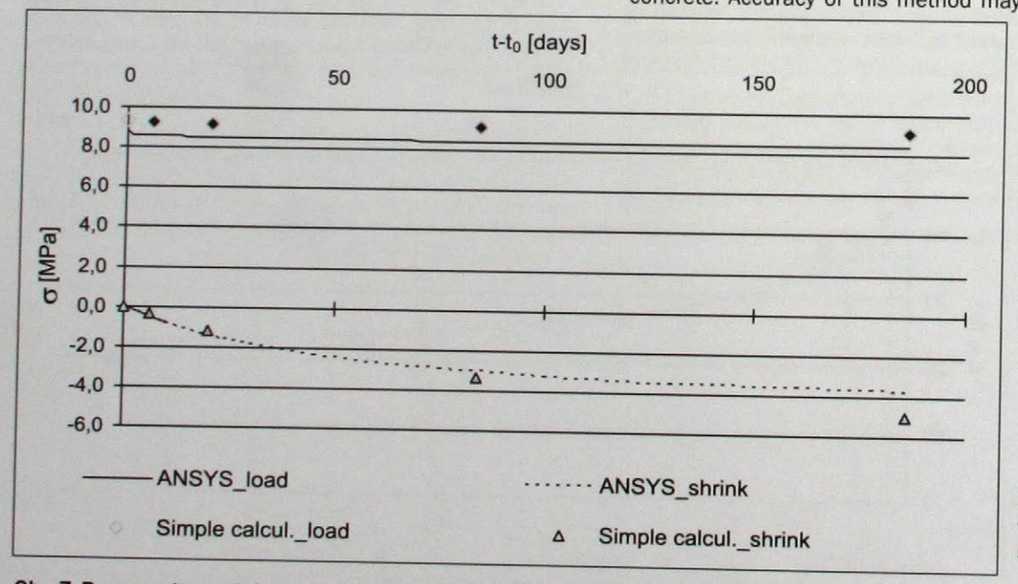
Rovnako v spodných vláknach oceľového prierezu (obr. 7) sú napätia od zmrašťovania nadhodnocované s narastajúcim časom. V napätiach od rovnomerného zaťaženia a poklesu strednej podpery môžeme konštatovať dobrú zhodu s rovnakou tendenciou priebehov funkčných závislostí.

(indexes middle and edge, respectively). As it can be seen, the ANSYS strains suit well with measured ones. The differences may be produce by not only computing procedure or principles, but may be concrete non-homogeneity and additional strain due to eventual torsion as well. Similarly, accordingly to our expectations, results from manual calculation by using simplified methodology produce overcame strains towards the end of considered period.

At the bottom flange of rolled steel beam (fig. 5) it is obvious very good correlation of total strains. The differences are not such significant as in the case of concrete slab. Greater variation can be seen in other fibres of both steel and concrete part of cross-section not in detail presented here. However, in all considered fibres of chosen cross-sections the same tendency of $\varepsilon \rightarrow t$ relationship was observed. The simplified approach overestimates the strains in all cases.

The curves at fig. 6 represent relative good concordance of theoretically declared stresses due to external load at the top fibres of concrete slab. The shrinkage stress calculated in simple way cannot be very precisely determined. Differences in comparison with time-dependent numerical analysis are more apparent with age of concrete. Accuracy of this method may be increased by two or more time steps in calculation procedure.

Similarly, stresses due to shrinkage at bottom fibres of the steel beam (fig. 7) are overestimated too. In analyse of effects for uniformly distributed load and middle support displacement a good agreement in stresses and a similar curve tendency can be stated.



Obr. 7 Porovnanie napätí v spodnej pásnici oceľového nosníka
Fig. 7 The stress comparison at the bottom flange of rolled steel IPE beam

ZÁVERY

S využitím nelineárneho, počítačom podporovaného výpočtu sme dostali zhodu s nameranými hodnotami pretvorení v niektorých vláknach prierezu. Vyskytovali sa však aj rozdiely, narastajúce s časom. Podrobná analýza týchto diferencií v obidvoch výpočtových teoretických prístupoch ukázala, že ich veľkosť sa približne zhoduje s nepresnosťami získanými pri výpočte zmrašťovania. Rozdiely sú preto spôsobené nielen výpočtovými postupmi, ale ako už bolo vyššie uvedené, aj nepresným odhadom účinkov zmrašťovania.

Na základe priebehov uvedených pre jednotlivé časy pôsobenia zaťaženia možno teda konštatovať, že výsledky získané jednoduchým výpočtom dávajú, pri odseparovaní účinkov zmrašťovania, veľmi dobrú zhodu s výsledkami nelineárneho časovo-závislého výpočtu od účinkov vonkajších zaťažení a vynútených pretvorení.

Uvedený zjednodušený výpočet v princípe môže poskytnúť veľmi dobrý reálny prehľad o napätiach v priereze spôsobených vonkajším zaťažením. Zmrašťovanie je možno teoreticky popísať uvedenou zjednodušenou metódou len približne.

LITERATÚRA

[1] ANSYS ver. 5.7 - Theory, Manual & Guide. SAS IP, Inc., 1999.

[2] Eurocode 2: Design of Concrete Structures - Part 1: General Rules and Rules for Building. CEN, Brussels, 1992.

[3] Bujňák J. - Odrobiňák J.: Some Design Problems of Composite Structural Elements. Zborník z 3. medzinárodnej konferencie "Concrete and Concrete Structures". Žilina, 2002, str. 369-374.

[4] Bujňák J. - Odrobiňák J.: Vplyv dotvarovania betónu na napätosť a pretvorenie spriahnutých trámov. Zborník z 19. Česko-Slovenskej medzinárodnej konferencie "Oceľové konštrukcie a mosty 2000". Vysoké Tatry - Štrbské Pleso, 2000, str. 341-346.

prof. Ing. Ján Bujňák, CSc., Katedra stavebných konštrukcií a mostov, Stavebná fakulta Žilinskej univerzity v Žiline. Komenského 52, 010 26 Žilina, Tel./fax: + 421 89 7241868; e-mail: bujnak@fstav.utc.sk.
Narodený 1950, inžinier od 1973, PhD od 1979, docent od 1986, profesor od 1998.
Súčasná pozícia: Rektor Žilinskej univerzity v Žiline.

Ing. Jaroslav Odrobiňák, Katedra stavebných konštrukcií a mostov, Stavebná fakulta Žilinskej univerzity v Žiline. Komenského 52, 010 26 Žilina, Tel./fax: + 421 89 7241868; e-mail: odrobin@fstav.utc.sk
Narodený 1975, inžinier od 1998
Súčasná pozícia: odborný asistent a študent doktoranského štúdia Stavebnej fakulty Žilinskej univerzity v Žiline.

CONCLUSIONS

In conclusion, we can observe good approximation of time-dependent modification of strains by non-linear FEM modelling of composite beam. The presented results confirm that in the time range of 200 days, Eurocode approach of creep can predict real behaviour of concrete part of cross-section in composite structures. From simplified manual approach a similar results can be obtained, but this approach overestimates the strain and stress in both concrete and steel part of cross section.

Both theoretical approaches, especially simplified one, produced differences in comparison with measured strains. From particular analyse of these differences among results showed that magnitudes of this variations are close to differences obtained from shrinkage effects calculation. Therefore, these errors are produced not only by calculating procedure as it was mentioned above, but also by insufficient assessment of shrinkage phenomena.

Consequently, with reference to the results in certain time, it can be concluded that if the shrinkage effects are separated, the presented simplified method could be sufficiently exact for determination of influence of external load effects and forced displacement on stress or strain development.

REFERENCES

[1] ANSYS ver. 5.7 - Theory, Manual & Guide. SAS IP, Inc., 1999.

[2] Eurocode 2: Design of Concrete Structures - Part 1: General Rules and Rules for Building. CEN, Brussels, 1992.

[3] Bujňák J. - Odrobiňák J.: Some Design Problems of Composite Structural Elements. Proceedings of the 3rd international conference "Concrete and Concrete Structures". Žilina, 2002, pp. 369-374.

[4] Bujňák J. - Odrobiňák J.: Influence of Concrete Creep on Stresses and Deformations of Composite Beams of Steel and Concrete. Proceedings of the 19th Czech and Slovak International Conference "Steel Structures and Bridges 2000". The High Tatras - Štrbské Pleso, 27 - 30 September 2000, pp. 341-346.

prof. Ing. Ján Bujňák, CSc., Department of Structures and Bridges, Faculty of Civil Engineering, University of Žilina. Komenského 52, 010 26 Žilina, Slovakia. Tel./fax: + 421 89 7241868; e-mail: bujnak@fstav.utc.sk.
Born in 1950, Civil Engineer in 1973, PhD in 1979, Assoc. Professor in 1986, Professor in 1998.
Current position: Rector of University of Žilina.

Ing. Jaroslav Odrobiňák, Department of Structures and Bridges, Faculty of Civil Engineering, University of Žilina. Komenského 52, 010 26 Žilina, Slovakia. Tel./fax: + 421 89 7241868; e-mail: odrobin@fstav.utc.sk
Born in 1975, Civil Engineer in 1998
Current position: Lecturer and PhD student at the Civil Engineering Faculty, University of Žilina.

Transportbetón na Slovensku - vývoj a perspektívy rozvoja

Ready Mixed Concrete in Slovakia - Development and Perspectives

Pavol Kňaze

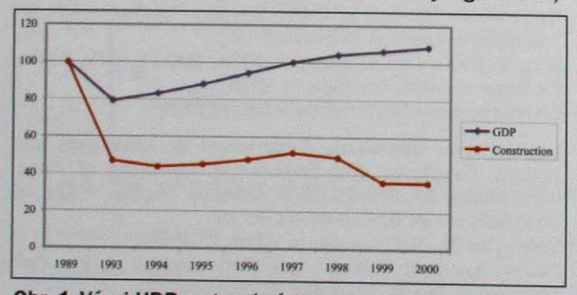
Transportbetónu ako dôležitý činiteľ rozvoja betónu na Slovensku. Charakteristika jeho vývoja a premien za posledných 10 rokov. Vznik Slovenskej asociácie výrobcov transportbetónu (SAVT) a porovnanie našich výsledkov s výsledkami výrobcov transportbetónu, ktorí sú členmi Európskej organizácie výrobcov transportbetónu (ERMCO). Prvé poznatky z používania samozhutňujúceho betónu na Slovensku.

Ready mixed concrete as the important factor of concrete development in Slovakia. Characteristic of its development and changes in last ten years. The establishment of Slovak Ready Mixed Concrete Association (SAVT) and the comparison of our results with the results of RMC producers, which are the members of European Ready Mixed Concrete Organization (ERMCO). First experiences from the application of self-compacting concrete in Slovakia.

Z HISTÓRIE TRANSPORTBETÓNU NA SLOVENSKU

Transportbetón až do zmien v r. 1989 nebol rozhodujúcim výrobkom v oblasti betónu, ťažisko bolo vo výrobe prefabrikovaného betónu, ktorej výrazný útlm nastal po r. 1989, tento fakt priniesol rozvoj stavieb z monolitického betónu, resp. stavieb s optimálnou kombináciou monolitického a prefabrikovaného betónu.

Začal sa presadzovať tzv. "obchodný transportbetón", už názov vyjadruje fakt, že betón sa vyrába pre obchodné účely v špecializovanej výrobni pre rôznych zákazníkov (a teda nielen pre vlastnú potrebu stavebnej organizácie).



Obr. 1 Vývoj HDP a stavebníctva
Fig. 1 Development of GDP and construction

FROM THE HISTORY OF READY MIXED CONCRETE IN SLOVAKIA

Ready mixed concrete was not the decisive concrete product until the changes in 1989, it was overshadowed by the popularity of precast unit production. After 1989 precast unit production witnessed a significant reduction implying a development of monolithic concrete constructions and constructions with optimal combination of monolithic concrete and precast unit.

The new, so-called "commercial ready mixed concrete" began to take the lead. The name indicates that this concrete is produced for commercial purposes in specialised production plants for different customers (i.e. not only for the need of the construction company itself).

The development of ready mixed concrete is affected by the overall situation in the construction industry characterised by a decrease of its importance in national economy (see Fig.1). The number of people working in this industry has been decreasing as well, namely from 10.3% in 1989 to 6.4% in 2000. Despite a significant reduction of domestic consumption of cement the ready mixed concrete production recorded an increase of approx. 50% in the period between years 1995 and 2000

Ing. Pavol Kňaze, CSc., prezident SAVT, riaditeľ Holcim betón s.r.o., Bratislava, Hviezdoslavovo nám. 9

Jeho vývoj bol ovplyvnený celkovou situáciou v stavebníctve, ktorá je charakterizovaná poklesom významu stavebníctva v národnom hospodárstve (obr.1). Poklesol aj podiel zamestnancov v stavebníctve na celkovom počte zamestnancov v národnom hospodárstve, a to z 10,3% v r. 1989 na 6,4% v r. 2000. Napriek výraznému poklesu domácej spotreby cementu, výroba transportbetónu zaznamenala medzi r. 1995 a 2001 nárast o cca. 50% (obr. 2). Výrobcovia cementu sa začali výrazne zameriavať na export cementu, pričom tento vzrástol zo 100 tis. t v r.1989 na 1,4 mil. t v r. 2001.

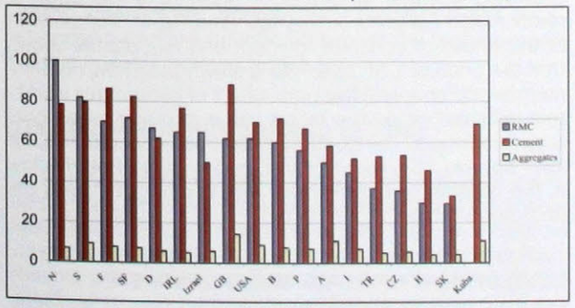
ZALOŽENIE SLOVENSKEJ ASOCIÁCIE VÝROBCOV TRANSPORTBETÓNU (SAVT)

Významným medzníkom v podpore rozvoja transportbetónu bolo založenie SAVT v r. 1995, ako záujmového združenia výrobcov transportbetónu na Slovensku (odvtedy sú sledované aj údaje o výrobe transportbetónu na Slovensku). Hlavným cieľom založenia spoločnosti bolo zvýšiť technologickú úroveň výroby a kvalitu vyrábaného transportbetónu tak, aby spĺňala požiadavky zodpovedajúce bežnej európskej úrovni. Dialo sa to v zložitom období transformácie národného hospodárstva, za výrazného poklesu spotreby transportbetónu - len na cca. 0,3 m^3 na jedného obyvateľa. Okrem toho vo verejnosti pretrvával odpor k betónu ako materiálu, spôsobený výstavbou "šedých" obytných sídlisk v minulosti.

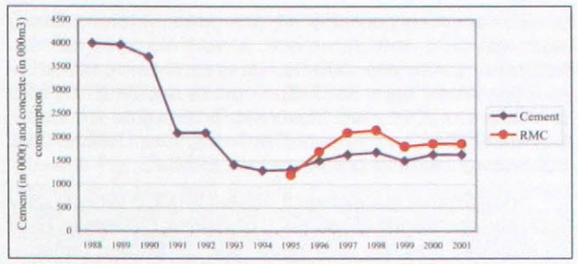
Zakladajúcich 6 členov SAVT sa snažili svojou činnosťou obnoviť dôveru v monolitický betón, ako dôležitý stavebný materiál, vyhovujúci z hľadiska funkčnosti, ale aj z hľadiska spĺňania estetických požiadaviek architektov. Išlo tiež o to, aby bolo dokázané, že stavby zhotovené z transportbetónu sa dajú realizovať v krátkom čase a variabilita monolitických konštrukcií spĺňa požiadavky projektantov.

SPOLUPRÁCA S EURÓPSKOU ORGANIZÁCIOU VÝROBCOV TRANSPORTBETÓNU (ERMCO)

Prvé kontakty s ERMCO začali v r. 1995, kedy sa Holcim betón s.r.o., Bratislava (vtedy ešte SLOVBETON) stal jej korešpondujúcim členom. ERMCO už vyše 30 rokov združuje európskych výrobcov transportbetónu a v súčasnosti má 20 plnoprávnych členov (národné asociácie všetkých rozhodujúcich európskych krajín), 2 korešpondujúcich členov (Rusko a Kuba) a 2 pridružených členov (Federáciu španielsky hovoriacich krajín Latinskej Ameriky a Národnú asociáciu transportbetónu USA).



Obr. 4 Cena TB, cementu a kameniva u členov ERMCO v US$ na 1 tonu, m^3 (r.1999)
Fig. 4 RMC, cement and aggregates prices at ERMCO members in US$ per ton, m^3 (Y1999)



Obr. 2 Vývoj spotreby cementu a transportbetónu
Fig. 2 Development of cement and RMC consumption

(see Fig.2) and producers of cement began to focus on exporting their products. Cement export has increased from 100000 t. in year 1989 to 1,4 mil. t. in year 2001.

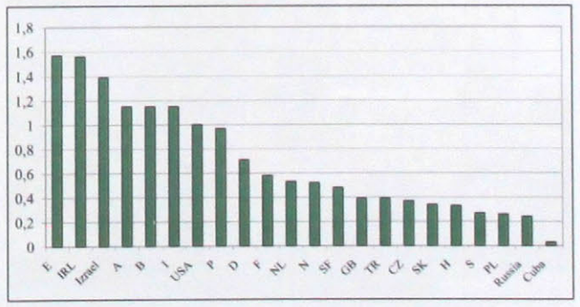
FOUNDATION OF THE SLOVAK ASSOCIATION OF READY MIXED CONCRETE PRODUCERS (SAVT)

Foundation of the Slovak Association of Ready Mixed Concrete Producers (SAVT) in 1995 as an interest group of ready mixed concrete producers in Slovakia is an important turning point in supporting the development of ready mixed concrete (data in ready mixed concrete production has been monitored since then, too). The main objective of the foundation was to increase the technological benchmark of the production and the quality of the ready mixed concrete to meet the usual European requirements. It all happened in the difficult transition period coupled with a significant decrease in demand for ready mixed concrete to approx. 0.3 m^3 per capita. In addition the general public kept on showing its resistance to concrete as a material caused by its past use in grey housing developments.

The six founding members of the SAVT strained to re-establish the trust in monolithic concrete as an important construction material fulfilling both the functional and aesthetic architectonic expectations. Another important issue was to prove that ready mixed concrete is a suitable material for building constructions in short period of time and the variability of monolithic constructions satisfies the requirements of designers.

CO-OPERATION WITH THE EUROPEAN READY MIXED CONCRETE ORGANISATION (ERMCO)

The first contacts with ERMCO (European Ready



Obr. 3 Spotreba transportbetónu u členov ERMCO v m^3/obyvateľ (r.2000)
Fig. 3 RMC consumption at ERMCO members in m^3/capita (Y2000)

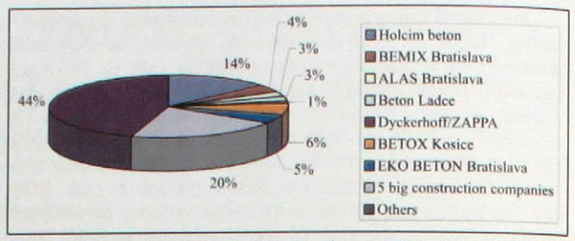
Skúsenosti a poznatky z týchto krajín, ktoré vyrábajú viac ako 600 mil. m³ ročne a vlastnia vyše 18 tis. betonární s viac ako 200 tis. zamestnancami, boli zdrojom poznatkov i pre SAVT. Spolupráca s ERMCO sa ešte prehlbila v r. 2001, keď Slovensko bolo prijaté za riadneho člena ERMCO a predseda SAVT - Ing. Pavol Kňaze, CSc. bol zvolený za člena predsedníctva ERMCO.

Z porovnania štatistických údajov ERMCO vyplýva, že v spotrebe transportbetónu na 1 obyvateľa Slovensko patrí ku krajinám s nižšou spotrebou (obr. 3). Stupeň penetrácie transportbetónu 40% (vyjadrený % spotreby cementu na výrobu TB z celkovej spotreby cementu v krajine) je zrovnateľný s ostatnými európskymi krajinami (priemer v ERMCO je 42%), cena TB je veľmi nízka (obr. 4). Z porovnania cien betónu, cementu a kameniva vyplýva, že cena 1 m³ betónu sa pomaly približuje (u členov SAVT) k cene 1 t cementu (v závode), čo je cieľom výrobcov transportbetónu. Nízky je podiel čerpaného betónu - cca. 15% (priemer v Európe - 30%). Málo je domiešavačov s objemom bubna > 6 m³, len 5% (v Európe - 61%).

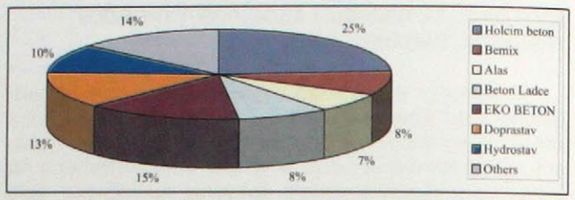
ROZVOJ VÝROBY TRANSPORTBETÓNU NA SLOVENSKU

Výrobne transportbetónu sú rovnomerne rozložené po celom území Slovenska. Až vstup zahraničných spoluvlastníkov priniesol výrazný obrat a zlepšenie technickej úrovne centrálnych betonární. Výroba TB v betonárňach týchto spoločností vzrástla z 100 tis. m³ v r. 1995 na vyše 500 tis. m³ v r. 2000. Podiel rozhodujúcich výrobcov na trhu transportbetónu na Slovensku a v Bratislave je uvedený v obr. 5 a 6. Zahraničné spoločnosti priniesli i zlepšenie servisu dodávok betónu (dodávky betónu po

Obr. 7 Pohľad na typickú novú betonáreň
Fig. 7 Wiev of a typical new RMC plant



Obr. 5 Podiely na trhu transportbetónu na Slovensku (r.2000)
Fig. 5 RMC market segmentation in Slovakia (year 2000)



Obr. 6 Podiely na trhu transportbetónu v Bratislave (r.2000)
Fig. 6 RMC market segmentation in Bratislava (year 2000)

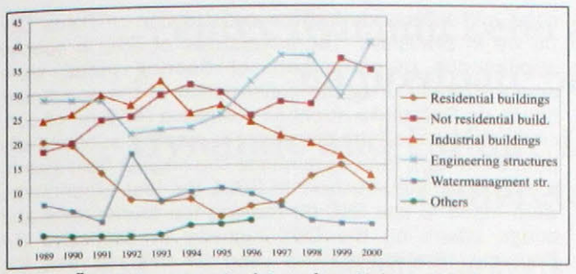
Mixed Concrete Organisation) were made in 1995 when Holcim betón, Bratislava (then SLOVBETON) became its corresponding member. Currently ERMCO associates more than 30 European producers of ready mixed concrete and currently it has 20 full members (national associations of all the major European countries), 2 corresponding members (Russia and Cuba) and 2 associated members (Federation of Spanish-speaking Latin American countries and the National Ready Mixed Concrete Association of USA).

Experience and knowledge from these countries producing more than 600 million m³ a year and owning more than 18 thousand concrete plants with more than 200 thousand employees have also served as an important source of information for SAVT and its members. The co-operation with ERMCO elevated in 2001 when Slovakia was accepted to become a regular member of ERMCO and the Chairman of SAVT, Mr. Pavol Kňaze, Ph.D. was elected to the Board of ERMCO.

Analysis of the ERMCO statistical data shows that Slovakia belongs to countries with a relatively lower consumption of ready mixed concrete per capita (see Fig.3). The penetration of ready mixed concrete of 40% (as a ratio of cement used for ready mixed concrete compared to the overall consumption of cement in the country) is comparable to that of the other developed European countries average in ERMCO = 42%) and the price of ready mixed concrete is very low (see Fig.4). Comparison of the prices of concrete, cement and aggregates shows that the price of 1 m³ concrete is slowly matching (in SAVT member companies) the price of 1 t of cement (ex work) - this indicator being the target value of ready mixed concrete producers. The quantity of pumped concrete is quite low - approx. 15% (average in Europe - 30%). Relative low is the number of truck-mixers with drum > 6m³, only 5% (in Europe - 61%).

DEVELOPMENT OF READY MIXED CONCRETE PRODUCTION IN SLOVAKIA

Ready mixed concrete production plants are evenly distributed all over the territory of Slovakia. It was the introduction of foreign investors that proved to be the



Obr. 8 Štruktúra stavebných prác v % (novostavby)
Fig. 8 Structure of the construction works in % (new buildings and constructions)

celý deň, zlepšenie v doprave betónu na stavbu i čerpanie betónu na stavbe - dodávky betónu až do debnenia). Bolo vybudovaných viacero moderných betonární a postupne sa rekonštruujú i staršie betonárne. To prinieslo zvýšenie technologickej úrovne výroby betónu a kvality vyrábaného betónu, príklad modernej betonárne je na obr.7. Modernizácia betonární sa vykonala tiež u viacerých veľkých stavebných spoločností, zúčastňujúcich sa na infraštrukturálnych projektov (napr. Doprastav a.s., Bratislava, Inžinierske stavby a.s., Košice).

V súčasnosti členovia SAVT vyrábajú cca. 700 tis. m³ TB ročne, čo predstavuje cca. 40% výroby TB na Slovensku, vlastnia celkove 28 betonární s cca. 260 zamestnancami. Priemerná výroba TB na 1 zamestnanca je 2680 m³ (priemer v Európe - cca. 2600 m³), priemerné tržby na 1 zamestnanca sú 92750 € ročne (európsky priemer - 91 tis. €).

Aj keď sa štruktúra stavebnej produkcie v poslednom desaťročí výrazne zmenila (obr.8) nastal pokles výstavby bytov, i priemyselnej a vodohospodárskej výstavby, transportbetón sa úspešne uplatňuje v oblastiach, kde nastal nárast - nebytové budovy nevýrobné (nákupné strediská, budovy bánk a sporiteľní, administratívne budovy) a v oblasti inžinierskych stavieb - stavby infraštruktúry (diaľnice, mosty, cesty, tunely a železnice).

Začínajú sa uplatňovať i nové druhy betónu, resp. betóny so zlepšenými vlastnosťami, ako sú betóny s drôtikmi a vláknami, striekaný betón a samozhutňujúci betón. Priemerná pevnosť betónu na Slovensku sa z hodnoty C 16/20 posúva k hodnote C 20/25, výrazne sa zvýšilo používanie betónu triedy C 25/30 (najčastejšie používané trieda pevnosti betónu u členov ERMCO sú v rozmedzí 25-35 MPa). Používanie kvalitných plastifikačných prísad je už bežnou záležitosťou, výrazne stúpol podiel prevzdušňovaných betónov (pre stavby vystavené vplyvu klimatických podmienok). Členovia SAVT majú vytvorené technické podmienky pre výrobu betónov podľa novej európskej normy EN 206.1.

VYUŽITIE SAMOZHUTŇUJÚCEHO BETÓNU

Samozhutňujúci betón (SCC) patrí medzi nové druhy betónu. Ide o betón s vysokou tekutosťou, ktorý má schopnosť zatiecť do debnenia ľubovolného tvaru a zhutniť sa vlastnou hmotnosťou (t.j. vyplniť debnenie bez vibrácie). Nesmie pritom vykazovať odlučovanie zložiek betónu ani odlučovanie vody na povrchu betónu.

História využitia SCC na Slovensku je krátka, napriek tomu má už za sebou prvé veľmi úspešné aplikácie. Prvé predvedenie SCC na Slovensku sa konalo v júni 1999,

turning point in improving the technological benchmark of central concrete plants. The production of ready mixed concrete in concrete plants of these companies increased from 100 thousand m³ in 1995 to more than 500 thousand m3 in 2000. The market share of leading producers at RMC production in Slovakia and in Bratislava is given in Fig. 5 and 6. Foreign concerns also improved the ser-vices linked with supply of concrete (supplying concrete 24 hours a day, improving transport of concrete to construction sites, pumping of concrete on construction sites - supply of concrete to shuttering). A number of modern concrete plants have been completed and the older ones are being reconstructed step-by-step. This also improved the technological benchmark and quality of concrete production. An example of a modern concrete plant can be seen on Figure 7.

Upgrade of concrete plants was performed in several big construction companies active in the area of infrastructure projects (e.g. Doprastav Bratislava and Inžinierske stavby Košice).

Today SAVT members produce approx. 700 thousand m³ of ready mixed concrete a year representing around 40% of the overall ready mixed concrete production in Slovakia. They also own 28 concrete plants with about 260 employees. The average production of ready mixed concrete per employee is 2.680 m³ (the average in Europe is about 2.600 m³), the average annual revenue per employee is 92.750 € (the European average is 91.000 €).

Although the constructi n production has changed considerably during the last decade - see Fig.8 (reduction in housing, industrial and water management constructions) ready mixed concrete is successful in booming areas, namely in non-residential houses (shopping centres, banks and other financial institutions, office buildings) and engineering infrastructure (highways, bridges, roads, tunnels and railroads).

The kinds of concrete with improved characteristics, e.g. concrete with fiberglass, shotcrete and self-compacting concrete are applied, too. The average category of concrete is moving from C16/20 to C20/25. Also the C25/30 category is used more frequently (the concrete strength used mostly at ERMCO members is in range 25 - 35 MPa). Application of plasticizers is quite common and use of air-entrained concrete (for constructions exposed to adverse climatic conditions) is more frequent as well.

SAVT members have good technical conditions to produce concrete according to the new EN 206.1 European standard.

APPLICATION OF SELF-COMPACTING CONCRETE

Self-compacting concrete (SSC) is one of the new concrete types. This concrete with high fluidity is able to leak to shuttering of any shape and firm up by its own weight, i.e. fill the shuttering without any vibration. It can show neither separation of individual concrete components nor separation of water on its surface.

The history of application of SSC in Slovakia is short. However, there are some very successful initial examples. The first introduction of SSC in Slovakia was in June 1999 when this concrete was presented to experts at the concrete plant of Holcim betón in Bratislava - site Žabí majer. In the same year this concrete was used to seal the pre-

keď bol tento betón predvedený stavebnej verejnosti na betonárni Holcim betón s.r.o. v Bratislave - Žabom majeri. V tom istom roku sa tento betón použil na zalievanie prefabrikovaných stropov pri výstavbe Polus centra v Bratislave. Prednosti SCC pre použitie na špeciálne účely (zosilnenie stropnej dosky) sa preukázali na stavbe obytnej budovy na Račianskej ulici v Bratislave (450 m^3 betónu). Tu sa preukázala možnosť vytvoriť na rozsiahlej stavbe dodatočne tenkú - 6 cm hrubú spevňujúcu doštičku za účelom zosilnenia pôvodnej stropnej dosky. V r. 2001 sa vykonali tiež prvé pokusy s využitím SCC na zhotovenie základov a podpier mostov na diaľnici D 61 v Bratislave (Doprastav Bratislava). Tu sa využila prednosť SCC - možnosť betonáže i v ťažšie prístupnom teréne, u silno vystužených železobetónových konštrukciách a dosiahnuť pri tom pekný vzhľad povrchu konštrukcie - 250 m^3 betónu. Obdobné bolo aj použitie SCC pri zhotovení podpier mostov na diaľnici D 61 v Beluši (Hydrostav Bratislava).

V r. 2001 sa zahájilo tiež využívanie SCC na zhotovenie prefabrikátov, kde sa využila možnosť odstránenia vibrácie pri výrobe prefabrikátov a zníženie hlučnosti a prašnosti vo výrobni prefabrikátov (napr. ak je výrobňa v blízkosti rekreačného zariadenia). Využitie SCC v prefabrikácii sa uplatnilo u výrobcov prefabrikátov ZIPP Bratislava a Doprastav Bratislava. Najväčšie využitie SCC bolo zatiaľ pri výstavbe 5 km dlhého tunela Branisko na diaľnici D1, kde sa na zalievanie kanála s optickými kabelami (s minimálnymi medzerami medzi týmito kabelami) použilo v r. 2001 cca. 2000 m^3 betónu.

Vďaka výrobcovi prísad na Slovensku - STACHEMA Bratislava podarilo sa postupne vyvinúť vhodnú plastifikačnú prísadu i stabilizačnú prísadu. Prvé betóny sa vyrábali s pridaním jemne mletého vápenca. V súčasnosti sa používa už len jedna prísada (v ktorej je plastifikátor na polykarboxylovej báze a tiež stabilizátor). Postupne sa znižovala tiež cena tejto prísady, takže v súčasnosti SCC betón je len o cca. 10% drahší ako tradičný betón. Podarilo sa pripraviť také zloženie prísady do SCC, že tento betón vyhovuje i modulom pružnosti betónu, mrazuvzdornosťou a odolnosťou voči posypovým soliam.

Ing. Pavol Kňaze, CSc. - predseda Slovenskej asociácie výrobcov transportbetónu (SAVT). Člen predsedníctva Európskej asociácie výrobcov transportbetónu (ERMCO). Člen dozornej rady Slovenského zväzu výrobcov kameniva (SZVK). Riaditeľ spoločnosti Holcim betón s.r.o., Bratislava, najväčšieho výrobcu transportbetónu na Slovensku. Člen predstavenstva Holcim (Slovensko) a.s. Rohožník - zodpovedný riaditeľ pre transportbetón a kamenivo na Slovensku a v Českej republike.

cast unit ceilings during the construction of Polus City Centre in Bratislava. The advantages of SSC in special applications (reinforcement of flooring plate) were demonstrated during the construction of the apartment house on Račianska street in Bratislava (450 m^3 of concrete). This proved the possibility to create a substantially thin, 6-cm high, layer to reinforce the original floor slab in a large-scale construction. In 2001 the first experiments were made to use SSC for making the foundations and bridge pillars on the D61 highway in Bratislava (by Doprastav Bratislava). Also used for this site was the advantage of self-compacting concrete - possibility to use concrete in remote places with difficult access for heavily reinforced concrete constructions and achieve a friendly appea-rance of the construction's surface. A similar case was the application of SSC in constructing the bridge pillars on the D61 highway in Beluša (by Hydrostav Bratislava).

In 2001 started the use of SSC for making precast units. It helped to eliminate vibrations in precast unit production and reduce the noise dust nuisance in precast unit production plant near a recreation area. Especially ZIPP Bratislava and Doprastav Bratislava are active in using self-compacting concrete for precast unit production. The most significant application of SSC is the construction of a 5-km long Branisko tunnel on the D1 highway in 2001 where about 2000 m^3 of concrete was used to fill the trench for optical cables (with minimal gaps between these cables).

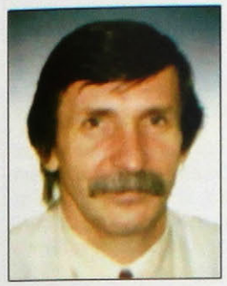
Thanks to STACHEMA Bratislava, the producer of additives in Slovakia, right plasticizers and stabilizers have been developed. First types of concrete were made with adding fine ground limestone. Nowadays only one additive (consisting of a polycarboxyl-based plasticizer together with a stabilizer) is used. The price of this additive is decreasing and currently the self-compacting concrete is more expensive than the traditional one by only 10%. Experts managed to find such a composition of the additive that this concrete complies with the traditional types also in terms of modulus of elasticity, frost resistance and deicing salt resistance.

Pavol Kňaze, Ph.D. - president of Slovak Ready Mixed Concrete Organization (SAVT). Board Member of European Ready Mixed Concrete Organization (ERMCO). Member of the Supervisory Board of Slovak Association of Aggregates Producers (SZVK). General Manager of the company Holcim beton s.r.o., Bratislava, which is the leading producer of RMC in Slovakia. Member of Executive Board of Holcim (Slovakia) - Director of Aggregates and RMC, reasponsible for Slovak and Czech Republic.

Vplyv dynamického a únavového zaťaženia na predpäté betónové podvaly

Dynamic and Fatique Load Tests of Prestressed Concrete Sleepers

Milan Moravčík - Martin Moravčík



Článok je experimentálnou analýzou spoľahlivosti predpätých betónových podvalov zaťažovaných bežným dynamickým ako aj vysokocyklickým zaťažením. Dôvodom takýchto skúšok je overovanie spoľahlivosti starších existujúcich typov podvalov, a analýza novších typov podvalov určených pre vyššie prevádzkové rýchlosti.

1. ÚVOD

Predpäté betónové podvaly spolu s koľajovými pásmi tvoria základnú nosnú konštrukciu železničnej trate - koľajový rošt, v ktorom podvaly počas predpokladanej životnosti 40 rokov sú vystavené intenzívnemu dynamickému namáhaniu a zložitým interakčným silám, ako zo strany položia, tak aj zo stravy pružného upevnenia koľajnice. Všetky tieto vplyvy, ale aj súčasné nároky kladené na celkovú vysokú spoľahlivosť konštrukcie trate, najmä vzhľadom k zvýšeným prevádzkovým rýchlostiam do 200 km/hod., vyžadujú vysokú funkčnosť, odolnosť na preťažovanie a spoľahlivosť týchto prvkov.

V problematike spoľahlivosti predpätých betónových podvalov, ako nosných prvkov koľajového roštu, vystupujú v súčasnosti do popredia viaceré aktuálne otázky:

1/ Do akej miery je splnená požiadavka predpokladanej vysokej 40 ročnej životnosti podvalov.

2/ Aká je možnosť ďalšieho spoľahlivého využívania starších typov betónových podvalov - podvalov vyrábaných a osadzovaných do trate pred 15÷25 rokmi, a ktoré v súčasnosti vykazujú rôzne typy poškodenia.

3/ Podmienky zaistenia vysokej kvality, únosnosti a životnosti betónových podvalov novej generácie pre priame upevnenie koľajnicových pásov pružnými systémami.

The experimental analysis of prestressed concrete sleepers is presented in this paper. Dynamical and fatigue loading tests were applied to verify the concrete sleepers reliability. The major reason of such experiments was to analyse existing older types of sleepers and new ones utilisation for higher service speed.
The paper gives a short information on some phenomenological observation concerning the fatigue behaviour of prestressed concrete sleepers. Experimental investigation and testing was concerning the older types SB and PB that were damaged by the different failures and also the new ones (BP-3). The cyclic and fatigue load was applied to predict their fatigue resistance and to give information about crack formation and crack stability including the cyclic load influence on the safety and serviceability of sleepers.

1. INTRODUCTION

An extensive using of prestressed concrete sleepers demands testing and predicting their reliability, lifetime (designed approximately for 40 years), fatigue properties, types of possible failures, etc. The sleepers in service conditions are subjected to a large number of repeated dynamic load that degrade their loading capacity and may cause their damage and fatigue failure.

Dynamic and fatigue research on concrete structures have been carried out for a number of years and a great deal of knowledge exists. In these days applied research such elements is asked to develop regarding their extensive production, speed increasing to 200 km/h, and to regard the fact that many questions about dynamic and fatigue loading still remain to be answered. Following points are desired to be focused on:

1/ To what extent the demand for 40-years lifetime is fulfilled.

Prof. Ing. Milan Moravčík, PhD., Katedra mechaniky, Stavebná fakulta, Žilinská univerzita, Komenského 52, Žilina 010 26; tel.: 00421-41-7634818-9; mimo@fstav.utc.sk
Ing. Martin Moravčík, PhD., Katedra stavebných konštrukcií a mostov, Stavebná fakulta, Žilinská univerzita, Komenského 52, Žilina 010 26; tel.: 00421-41-7241868; martin@fstav.utc.sk

Všetky tieto dôvody viedli k tomu, že problematikou spoľahlivosti predpätých betónových podvalov sa na našom pracovisku komplexne zaoberáme už cca 15 rokov tak v teoretickej oblasti, najmä však experimentálnym výskumom hodnotenia zložitých dynamických účinkov na predpäté betónové podvaly, a testovaním ich mechanických a úžitkových vlastností.

2. ZÁKLADNÝ POPIS SKÚMANÝCH PODVALOV

Požiadavka vysokej stability a spoľahlivosti koľajového roštu smeruje vývoj betónových podvalov, smeruje, najmä pre vysokorýchlostné koridory, k ich zvýšenej hmotnosti a vysokej odolnosti na vznik trhlín. Zhromažďovanie poznatkov z prevádzkovania podvalov, ale aj testovania ich únosnosti v dynamickom režime zaťažovania, viedlo k ich rôznym konštrukčným a tvarovým úpravám, ktoré vyústili do návrhu a výroby predpätého betónového podvalu typu BP-3. V súčasnosti je v tratiach ŽSR osadených a využívaných viacero typov predpätých betónových podvalov, napr. podvaly rady SB a BP.

Podvaly rady SB sú typickým predstaviteľom staršej generácie predpätých betónových podvalov, vyrábaných od r. 1970. Podval je navrhnutý na zaťaženie nápravovou silou P_n = 250 kN, a rýchlosť 160 km/hod. Upevnenie koľajníc k podvalu je podkladnicové, štyrmi upevňovacími skrutkami zatáčanými do zabetónovaných plastických vložiek.

Podvaly rady BP - obr.1, sú predstaviteľom novej generácie predpätých betónových podvalov vyrábaných od r.1994 a používané sú v rekonštruovaných tratiach a rýchlostných koridoroch. Navrhnuté sú na zaťaženie nápravovou silou P_n = 240 kN, a rýchlosť do 200km/h s priamym upevnením koľajníc pomocou dvoch skrutiek.

Teoreticky vypočítané hodnoty ohybových momentov povalu v charakteristických prierezoch pod koľajnicou (k) a v strede podvalu (s) na medzi vzniku prvej trhliny ${}^{c}M_k$, ${}^{c}M_s$ a momentov na medzi únosnosti v týchto prierezoch ${}^{u}M_k$, ${}^{u}M_s$ sú zostavené v Tab.2.

2/ What is the possibility of next reliable exploiting of the older types of concrete sleepers that were installed into the track before 15÷25 years ago which show various kinds of failures at present.

3/ What are the conditions for the quality insurance on new generation of sleepers with applied direct elastic fastening systems of rail and determining the fatigue properties for the new types of concrete sleepers.

Followed tasks are related to these points :

- Development of the measuring methodology for experimental dynamic and fatigue tests.
- Determining the fatigue properties for the sleepers damaged with cracks.
- Assembling the knowledge concerning the fatigue strength of prestressed concrete sleepers.

All these reasons led us to the complex experimental and theoretical research of these members. In the last time the attention was paid to testing of the older type of concrete sleepers SB and testing of the new type of concrete sleepers BP-3 that are used on the Slovak railways since 1995.

2. THE BASIC CHARACTERISTICS OF INVESTIGATED SLEEPERS

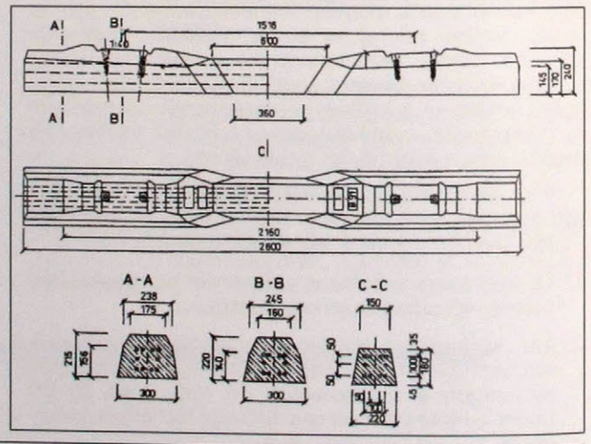
According to high-speed corridors building the research of concrete sleepers reliability is focused on increasing of the sleeper's weight and their high resistance to crack formation. The knowledge from operating properties and the results of dynamic testing methods have been leading to the several structural and shape adaptations of concrete sleepers.

Concrete sleepers types of SB and BP-3 are the most common used in railroads in our country at present. Sleeper SB - is the typical representative of older generation of concrete sleepers manufactured since 1970 in our country. The sleeper is designed to the axle load P_n = 240 kN, and speed to 140 km/h. The rail fastening is realized by 4 screws as indirect ones. Sleeper BP-3 , see the Fig.1, is the representative of new generation of prestressed concrete sleepers manufactured in our country since 1994 and is used for the rehabilitated railways and high-speed corridors. The sleeper is designed to the axle load P_n = 240 kN, and for speed to 200 km/h with direct rail fastening by 2 screws.

The theoretical values of bending moments at the cross-sections under rail (k) and in the middle of sleeper (s) are specified for the first crack formation level ${}^{c}M_k$, ${}^{c}M_s$ and for the ultimate limit state in these cross-sections ${}^{u}M_k$, ${}^{u}M_s$ and they are arranged at the Tab.2.

Typ podvalu Type of sleeper	Hmotnosť Weight [kg]	Dĺžka Length [m]	Predpínacia výstuž Prestressing wires	Predpínacia sila [kN] Prestressing force [kN]		Betón tiedy Concrete
				kotevná anchorage	základná base	
SB8	270	2,42	40 f 3	337	281	C40/50
BP-3	305	2,60	10 f 6	350	330	C45/55

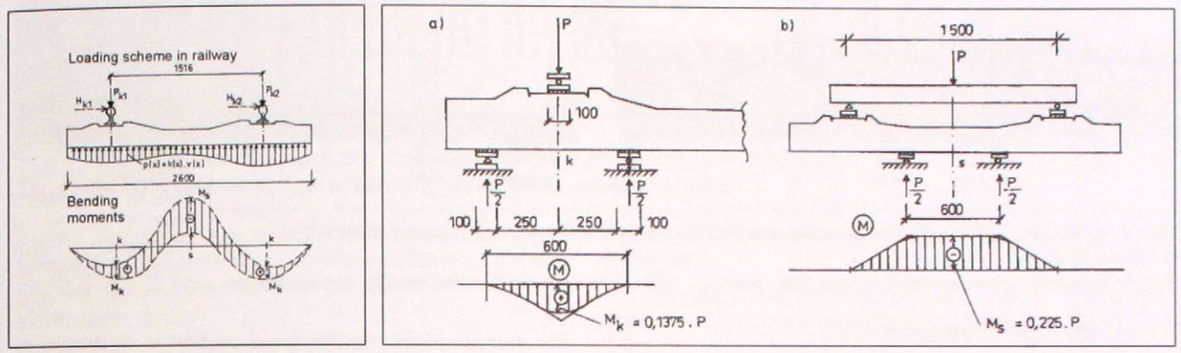
Tab. 1 Charakteristiky základných typov predpätých betónových podvalov.
Tab. 1 The basic characteristics of prestressed concrete sleepers.



Obr. 1 Predpätý betónový podval typu BP-3.
Fig. 1 Prestressed concrete sleepers BP-3.

Tab. 2 Teoretické hodnoty ohybových momentov TM a zaťaženia TP podvalu v jeho charakteristických prierezoch pri zaťažení podľa obr. 2.
Tab. 2 Theoretical values of bending moments TM and load TP of sleepers in its characteristic sections for loading scheme according to Fig. 2.

Typ podvalu Type of sleeper	Prierez podvalu Cross-sections of sleeper							
	pod koľajnicou "k" under rail section "k"				stred podvalu "s" in the centre section "s"			
	${}^{c}M_k$ [kNm]	${}^{c}P_k$ [kN]	${}^{u}M_k$ [kNm]	${}^{u}P_k$ [kN]	${}^{c}M_s$ [kNm]	${}^{c}P_s$ [kN]	${}^{u}M_s$ [kNm]	${}^{u}P_s$ [kN]
SB8	20,41	148,40	35,11	255,30	-14,29	63,50	-25,35	112,50
BP-3	23,87	173,6	40,64	295,60	-17,08	75,90	-30,41	135,20



Obr. 2 Schéma zaťaženia a namáhania podvalu v trati a pri skúške.
Fig. 2 The loading schemes of sleepers in the real railway track and in the tests.

3. ZÁKLADNÉ SKÚŠKY STATICKEJ A DYNAMICKEJ ÚNOSNOSTI PODVALOV

Testovanie predpokladanej únosnosti podvalov sa preukazuje základnými skúškami ich statickej a dynamickej únosnosti, a únavovej odolnosti, ktoré sú stanovené jednotným skušobným postupom podľa smerníc ERRI 1 - v statickej schéme podľa obr.2.

3.1 Skúšky statickej únosnosti

Podvaly sú zaťažované staticky s prírastkom zaťaženia po ΔP^{sk} = 20 kN, resp. ΔP^{sk} = 10 kN. Po ustálení zaťaženia sa hodnotí odozva podvalu - rozvoj trhlín, šírka hlavnej trhliny a charakter poškodenia betónu podvalu. Výsledky skúšok statickej únosnosti preukazujú odolnosť podvalu na vznik trhlín v priereze pod koľajnicou a v strede podvalu i únosnosť podvalu v týchto prierezoch. Odozva podvalu na statické zaťažovanie má vždy charakteristický priebeh. Na hladinách zaťaženia v oblasti $1{,}5.{}^{c}P > P^{sk} > {}^{c}P$ možno odozvu charakterizovať ako stabilnú, s postupným rozvojom trhlín do tlačenej oblasti betónu a ich úplným uzatváraním. Na hladinách zaťaženia v oblasti $2{,}0.{}^{c}P > P^{sk} > 1{,}5.{}^{c}P$ odozva ma intenzívny charakter - nastáva postupné pretváranie spodného radu ťahanej výstuže a trhliny sa po odťažení neuzatvárajú. Na vysokých hladinách zaťaženia v oblasti $P^{sk} > 2{,}0.{}^{c}P$ prebieha už intenzívna plastizácia ťahanej výstuže, ale aj postupné drvenie v tlačenom betóne. V prierezoch pod koľajnicou (k) nastáva porušenie obyčajne pretrhnutím spodnej rady predpínacej výstuže, resp. v kombinácií so šmykovým porušením betónu pri podperách. Strata únosnosti podvalu v strednej časti nastáva obyčajne porušením tlačeného betónu, alebo v kombinácií so šmykovým porušením betónu. Výsledky skúšok statickej únosnosti vykazujú vždy dobrú zhodu s výsledkami teoretického riešenia, keď sú dodržané predpísané technologické postupy výroby predpätého betónu a splnené podmienky kvality materiálov.

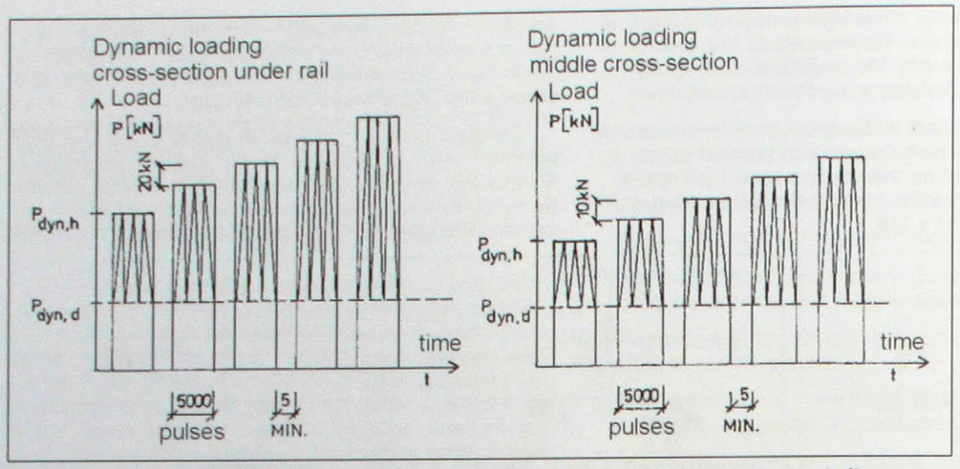
3. THE SLEEPER TEST ASSEMBLY

All basic testing of the static and dynamic capacity and fatigue resistance of sleepers were performed according to unified procedures recommended by ERRI 1 standards, in scheme, see the Fig.2.

3.1 The static tests

The sleepers are loaded by the static load with the increment ΔP^{sk} = 20 kN and ΔP^{sk} = 10 kN, respectively. The cracks formation, the major crack width, and the character of concrete deterioration are assessed after loading stabilization. The sleeper static resistance is indicated by a crack formation and a crack width in the characteristic cross-sections mentioned above. There can be observed the typical response of sleeper to static loading.

The response of sleepers can be considered as stationary one with the cracks development into the concrete compression zone for the followed loading level $1{,}5.{}^{c}P > P^{sk} > {}^{c}P$. The cracks remain closed after unloading. The intensive character of the sleeper response can be observed on the loading level $2{,}0.{}^{c}P > P^{sk}$ $1{,}5 > {}^{c}P$ - starting the progressive deformation of bottom row of pre-



Obr. 3 Schéma zaťažovacích diagramov pre testovanie prierezu pod koľajnicou a stredného prierezu podvalu.

Fig. 3 Loading schemes for cross-section testing - under rail seat and in the middle cross-section.

3.2 Skúšky dynamickej únosnosti

Skúšky dynamickej únosnosti podvalov sa vykonávajú v rovnakej statickej schéme zaťaženia a podopretia podvalov ako statické skúšky - obr.2. Dynamické zaťaženie sa aplikuje v blokoch zaťaženia po 5.10^3 cykloch zaťaženia s postupne sa zvyšujúcou hornou hladinou zaťaženia $P_{dyn,h}^{sk}$ pri udržiavaní konštantnej spodnej hladiny zaťaženia $P_{dyn,d}^{sk}$ podľa obr.3. Frekvencia zaťažovania je f = 4 ÷ 7 Hz.

Dynamická odozva podvalu sa hodnotí na jednotlivých zaťažovacích blokoch po odťažení. Hodnotí sa rozvoj trhlín, šírka hlavnej trhliny a charakter poškodenia Odozva podvalu na nižších hladinách dynamického zaťažovania má ustálený charakter, ktorý je podobný ako odozva pri statickom zaťažovaní. Výsledkom skúšok sú hodnoty dynamického zaťaženia na medzi vzniku prvej trhliny $^cP^{sk}_1$, v charakteristických prierezoch podvalu "k" a "s", hodnoty dynamického zaťaženia pre charakteristické šírky trhlín $P^{sk}_{(w)}$ (w_t =0,05 mm, w_t =0,2mm a w_t =0,5 mm), ako aj hodnoty dynamického zaťaženia pri strate únosnosti prierezu $^uP^{sk}_{(w)}$. Dynamická únosnosť podvalu sa teda hodnotí na základe stability šírky trhlín, resp ich rozvoja, v charakteristických prierezoch podvalu.

stressing wires and the cracks always remain opened after unloading. When the high loading level is applied P^{sk} > 2,0.^cP the yielding tensioned wires or slow concrete crushing are in progress.

Generally, the sleeper in the cross-section under rail (k) is destroyed by rupture of the bottom row of wires in combination with concrete shear failure near the supports, respectively. The sleeper in the middle cross-section is destroyed by compressed concrete crushing or in the combination with shear failure. The experimental and theoretical results of analyses are in good coincidence providing the prescribed technological conditions and material quality are satisfied.

3.2 The dynamic tests

The dynamic load tests are performed in the same static scheme of loading and supporting of sleepers as static tests, see the Fig. 2.

The dynamic load has been applied in loading blocks 5.10^3 loading cycles with the continually raising upper load level $P_{dyn,h}^{sk}$ and keeping the constant bottom load level course $P_{dyn,d}^{sk}$, according to the Fig.3. The load frequency is f = 4 ÷ 7 Hz. The dynamic response is evaluated for the individual loading blocks after unloading. The cracks formation, the major crack width and the character of concrete deterioration are considered after dynamic loading stabilization.

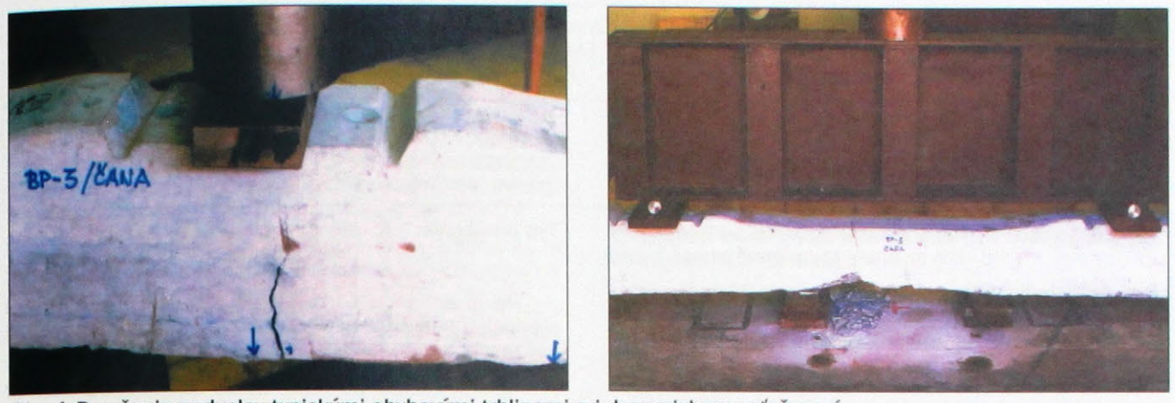
Typ podvalu	Prierez podvalu nad kolajnicou („k“)							
	$^c\overline{P}_k^{sk}$ [kN]	σ_P [kN]	$^c\overline{M}_k^{sk}$ [kNm]	σ_M [kNm]	$^U\overline{P}_k^{sk}$ [kN]	σ_P [kN]	$^U\overline{M}_k^{sk}$ [kNm]	σ_M [kNm]
SB8	205	22	28,2	3,0	380	28	53,6	3,8
BP-3	224	28	30,8	3,8	420	35	57,7	4,8
Typ podvalu	Stredný prierez podvalu („s“)							
	$^c\overline{P}_k^{sk}$ [kN]	σ_P [kN]	$^c\overline{M}_k^{sk}$ [kNm]	σ_M [kNm]	$^U\overline{P}_k^{sk}$ [kN]	σ_P [kN]	$^U\overline{M}_k^{sk}$ [kNm]	σ_M [kNm]
SB 8	78	0	- 7,5	-2,2	30	5	-29,2	-3,8
BP-3	90	3	-20,2	-3,4	40	8	-3 ,5	-4,

Tab. 3 Výsledky skúšok dynamickej únosnosti podvalov.

Tab. 3 The results of sleepers dynamic capacity tests.

Porovnaním výsledkov skúšok z Tab.3 a teoretických hodnôt sledovaných veličín potvrdzuje, že skutočná únosnosť extrémne namáhaných prierezov (k) a (s) dosahuje navrhované parametre. Pri skúškach únavovej odolnosti v zmysle platných predpisov [1] sa preukazuje aj odolnosť na únavové zaťaženie pričom skúšky sa vykonávajú v rovnakom usporiadaní ako statické alebo dynamické skúšky. Charakteristické prierezy sa zaťažujú počtom 2.10^6 cyklov na hladine zaťaženia, napríklad pre prierez pod koľajnicou (k):

The response for lower dynamic load levels is characterized as stable response, similar as in the static loading. The basic test results are the dynamic loading values $^cP^{sk}_{(1)}$ when the first crack is occurred in characteristic cross-sections (k) and (s) and the dynamic loading values for characteristic crack width P^{sk}_k (w_c =0,05 mm, w_c =0,2mm a w_c =0,5 mm) and (P^{sk}_s) as well as the dynamic loading values on ultimate limit state $^uP^{sk}_k$ and ($^uP^{sk}_s$). That means the dynamic capacity of sleepers in service conditions can be evaluated on the base of the crack width stability in characteristic cross-sections of sleeper.



Obr. 4 Porušenia podvalov typickými ohybovými trhlinami pri dynamickom zaťažovaní.

Fig. 4 Sleepers failures by typical bending cracks under dynamic loading.

$$\frac{P_{k,dyn,h}}{P_{k,dyn,d}} = \frac{1,3.P_k^{dim}}{0,2P_k^{dim}} \qquad (1)$$

Výsledok skúšky musí potvrdiť, že šírka trhliny po aplikácií 2.10^6 cyklov dynamického zaťaženia je stabilná. Skúšky únavovej odolnosti podvalov typu BP-3 spĺňajú predpoklad, že ohybová trhlina sa vôbec nevytvorí, alebo je počas celého zaťažovacieho cyklu stabilná.

Ako sme konštatovali v úvode, jednou z ďalších úloh hodnotenia funkčnosti a spoľahlivosti podvalov je testovanie exploatovaných podvalov s rôznymi typmi porúch a poškodení, ktoré sa vyskytli v prevádzkových podmienkach. Ide najmä o poškodenie trhlinami v typických prierezoch podvalu a o poškodzovanie betónu z preťaženia v okolí upevňovadiel. Typické časté poškodenie podvalov trhlinami je ukázané na obr. 4.

4. VYSOKOCYKLICKÉ ZAŤAŽENIE - ÚNAVOVÉ SKÚŠKY PODVALOV

Usporiadanie testov a skúšok na dynamické vysokocyklické zaťaženie je rovnaké ako pri základných skúškach únosnosti podvalov.

Praktický najdôležitejší prípad hodnotenia spoľahlivosti podvalov je prípad náhodného jednorázového preťaženia podvalu, dôsledkom čoho je vznik ohybovej trhliny v prierezе pod koľajnicou alebo v strednej časti podvalu a následného vysokocyklické zaťažovanie na zvolených hladinách dynamického zaťaženia. Ide teda o hodnotenie vplyvu dynamického vysokocyklického zaťaženia na zvolených hladinách zaťaženia. Týmito skúškami sa hodnotí:

1/ Vplyv ohybového namáhania podvalu pri vysokocyklickom zaťažovaní na hladinách zaťaženia pre $max M_{k,dyn}^{sk} \leq {}^cM_k$ v prierezе (k) pod koľajnicou, kde ^cM_k je moment vzniku prvej trhliny.

2/ Vplyv ohybového namáhania podvalu pri vysokocyklickom zaťažovaní na hladinách $max M_{k,dyn}^{sk} \geq {}^cM_k$, pre max $M_{k,dyn}^{sk}$ = *1,1 - 1,5* ^cM_k .

In comparison of the experimental results in the Tab.3 and theoretical results in the Tab.2 there can be observed the real capacity of sleeper in decisive cross-sections (k) and (s) achieves designed values.

The test of fatigue resistance is performed at the same arrangement as a static or dynamic one according the standard [1]. The characteristic cross-sections are loaded by 2.10^6 number of cycles on the load level, for example determined for section (k) under rail by the relation (1) :

$$\frac{P_{k,dyn,h}}{P_{k,dyn,d}} = \frac{1,3.P_k^{dim}}{0,2P_k^{dim}} \qquad (1)$$

The fatigue test result has to prove that the crack width is stable after applied dynamic loading 2.10^6 cycles. All fatigue resistance tests for BP-3 sleeper have satisfied that assumption. The primary bending crack has not been developed at all, or during all tests appears to be stable.

The testing of sleepers damaged by cracks appeared as one of next important problem in service condition. Especially, testing in decisive cross-sections with cracks and investigation of deteriorated concrete in the zone closed to rail fastening of sleepers is important. The typical bending cracks in experimental testing can be seen at the Fig. 4.

4. FATIGUE TESTS OF SLEEPERS

One of the major cases which can occur in practice is a bending crack development due to one-short random overloading and the sequential dynamic loading of the sleeper on certain load levels. The influence of dynamic load on the deteriorated sleepers being investigated and following points are discussed :

1/ The influence of stresses due to fatigue loading on the level for $max M_{k,dyn}^{sk} \leq {}^cM_k$ at the cross-section (k) under rail, where ^cM_k is the first crack moment in the cross-sections (k).

2/ The influence of stresses due to fatigue loading on the higher level for $max M_{k,dyn}^{sk} \geq {}^cM_k$, for max $M_{k,dyn}^{sk}$ = *1,1 - 1,5* ^cM_k .

Podval / test č. Sleeper / test no.	Statická trhlina Static crack		Dynam. zaťažovanie Dynamic loading	Počet cyklov Number of cycles	Tvar porušenia Failure mode
	$^{c}P_k$ [kN]	$^{c}M_k$ [kNm]	$P_{dyn,h}$ / $P_{dyn,d}$	x 10^6	
BP-3/1	220	30,2	260/40	6,1	A
BP-3/2	230	31,6	240/50	4,0	0
BP-3/3	220	30,2	300/60	1,4	A,B
BP-3/4	230	31,6	230/20	2,5	0

Failure mode : - A -the prestressing wires rupture
- B - the crushing of concrete (shear failure)

Typ porušenia: - A - pretrhnutie výstuže
- B - Porušenie betónu v tlaku (šmyku)

Tab. 4 Výsledky únavových skúšok predpätých betónových podvalov typu BP v priereze pod koľajnicou.
Tab. 4 The results of fatigue tests of prestressed concrete sleepers BP for cross-section under rail seat.

Charakteristické výsledky únavovej odolnosti testovaných betónových podvalov BP-3 v priereze pod koľajnicou ako aj tvar porušenia podvalov sú zhrnuté v Tab. 4.

Všetky skúsenosti a testy predpätých betónových podvalov na vysokocyklické zaťažovanie potvrdzujú, že pre opakované dynamické namáhanie betónu na hladinách $max\ M_k^{sk} < {}^{c}M^{sk}$ sa únavové porušenie betónu sa nevyskytuje.

Pri prakticky najdôležitejšom prípade podvalu poškodeného trhlinou (inak plne funkčného) sa pri únavovom namáhaní poškodenie kumuluje v oblasti hlavnej ohybovej trhliny a najmä v predpätej výstuži vo vytvorenej trhline. Hlavné indikátory poškodenia sú šírka trhliny w_{tr}, ale aj priehyb f podvalu ako prejavy poškodenia na makroskopickej úrovni. V závislosti na počte cyklov zaťaženia sa sledujú najmä:

- priehyby charakteristických miest podvalu f_k, resp. f_s
- šírka trhlín w_{tr}, vznik a rozvoj voľných trhlín
- pretvorenie tlačeného betónu ε_b
- posunutia predpätej výstuže na hlavách podvalu.

Obr. 5 ukazuje typické závislosti rastu šírky trhliny w_{tr} v závislosti na počte cyklov zaťaženia N pri vysokocyklickom zaťažovaní predpätých podvalov.

Pri praktických úlohách hodnotenia funkčnosti a spoľahlivosti ďalšieho využívania prevádzkovaných podvalov poškodených ohybovými trhlinami sa ukazuje dostatočne spoľahlivé overenie únosnosti v dynamickom režime zaťaženia na predpokladanej prevádzkovej hladine $P_{dyn,h}^{sk}$ / $P_{dyn,d}^{sk}$ do počtu $N = 2.10^6$ cyklov zaťaženia.

The basic results of fatigue resistance and failure modes of the sleepers BP-3 at cross-section under rail (k) are presented at the Tab.4.

All experiences from the cyclic fatigue load tests of prestressed concrete sleepers on the level $max\ M_k^{sk} < {}^{c}M^{sk}$ confirm the fact that the fatigue failure of concrete had not occurred. In the most important case - the tested sleeper with crack, the fatigue failure is cumulated in the primary bending crack, particularly in prestressing wires. As the basic indicators of damage are considered : the crack width w_c, deflection f of sleepers and other visual damages on macroscopic level. Following parameters depending on loading cycles' number can be considered as crucial :

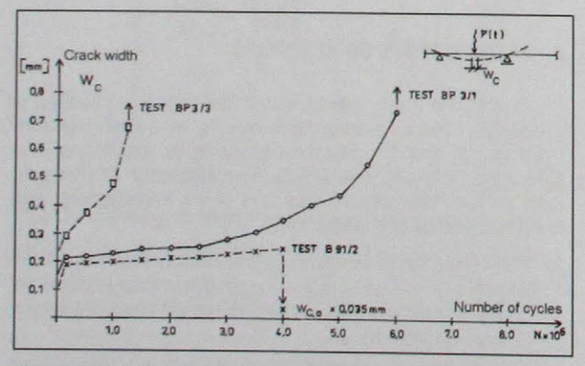
- the deflection in decisive sections of sleepers f_k, f_s respectively,
- the crack width w_c, and a formation of the primary cracks,
- compressed concrete strain ε_b,
- the slip of prestressing wires at heads of sleeper.

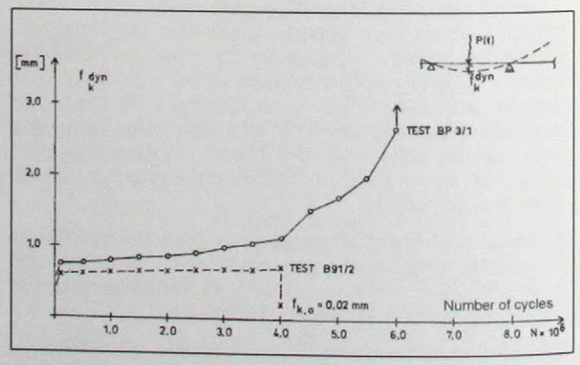
Some typical relations as a crack width w_c and a deflection f course in dependance to the number of loading cycles N are presented at the Fig.5.

The essential recommendation for the next safe and reliable service can be given from these fatigue tests. Sufficient capacity and reliability of sleepers previously damaged by typical bending crack and consequently loaded by dynamic load on expected traffic load level $P_{dyn,h}^{sk}$ / $P_{dyn,d}^{sk}$ were proved to the number of cycles $N = 2.10^6$, which are desired.

5. CONCLUSION

The expected reliability and serviceability of sleepers is directly related to the dynamic load levels in the real





Obr. 5 Vývoj šírky ohybovej trhliny wtr a priehybu fdyn v závislosti na počte cyklov zaťaženia.
Fig. 5 The width of bending crack wtr and deformation fdyn development in relation to loading cycles number.

5. ZÁVER

Návrhom predpokladaná funkčnosť a spoľahlivosť predpätých betónových podvalov úzko súvisí s hladinami dynamického zaťažovania v prevádzkových podmienkach. Na základe veľkého počtu experimentálnych meraní na podvaloch priamo v prevádzkových podmienkach, ale aj v presne definovaných laboratórnych podmienkach možno konštatovať:

- Indikátory poškodenia podvalu - šírka trhliny w_{tr} a priehyb f dávajú dobrý obraz o kumulácií poškodení na makroúrovni.
- Ohybové namáhanie podvalu v extrémne namáhaných prierezoch pod koľajnicou a v strede vyvodzujúce $max\ M < {}^{c}M$ nespôsobuje únavové porušenie podvalu.
- Dynamické namáhanie podvalu už poškodeného ohybovými trhlinami v extrémne namáhaných prierezoch spôsobuje únavu najmä predpätej výstuže, pričom únavové poškodenie závisí na hladine a rozkmite dynamického namáhania:

  - Dynamické zaťaženie vyvodzujúce $max\ M < 1{,}1.{}^{c}M$ spôsobuje únavu výstuže, ale vzhľadom na relatívne nízke hladiny zaťaženia nespôsobuje ešte únavové porušenie podvalu.

  - Dynamické zaťaženie podvalu vyvodzujúce jeho ohybové namáhanie na hladinách $max\ M > 1{,}1.{}^{c}M$ spôsobuje únavové poškodenie, ktoré sa vždy kumuluje vo vytvorenej ohybovej trhline a v závislosti na hladine dynamického zaťaženia spôsobuje únavové porušenie podvalu. Únavové porušenie nastalo vždy pretrhnutím spodného radu predpätej výstuže.

  - Dynamické zaťaženie podvalu vyvodzujúce jeho ohybové namáhanie na vysokých hladinách $max\ M > 1{,}5.{}^{c}M$ spôsobuje intenzívne poškodzovanie podvalu, ktoré sa prejavuje rýchlou únavou predpätej výstuže, a stratou súdržnosti betónu a výstuže.

  - Namáhanie podvalu na hladinách zaťaženia vyvodzujúceho ohybové momenty ${}^{c}M < max\ M << {}^{u}M$ nastáva porušenie podvalu porušením predpínacej výstuže, často v kombinácií so šmykovým zlyhaním betónu a stratou súdržnosti výstuže a betónu.
- Pre zaťaženie podvalu vyvodzujúce ohybové namáhanie ${}^{c}M < max\ M << {}^{u}M$ sa potvrdila spoľahlivá funkcia tlačeného betónu, ako aj súdržnosť výstuže s betónom. Únava betónu bola pozorovaná pre vysoké hladiny zaťaženia, pri $max\ M > 1{,}5\ .{}^{c}M$.

LITERATÚRA

[1] ERRI Reports - Question D 170: Current test methods and load for fastening systems and concrete sleepers.

[2] STN 73 1201 Navrhovanie betónových konštrukcií. ÚNM Praha, 1986.

[3] Správy pre ŽSR: Posúdenie statickej a dynamickej únosnosti podvalov SB8, BP2, BP3,BPN, B91, PB3. Žilinská univerzita 1990 - 2000.

[4] Správy pre ŽSR: Hodnotenie funkčnosti a spoľahlivosti systémov pružného upevnenia na podvaloch. Žilinská univerzita 1994 -2000.

service. Following conclusions can be given on the base of in-situ measurements on railway track and in laboratory conditions.

- For the bending dynamic moment max $M_r < {}^{c}M$, the fatigue failure did not occur. The moment $M_c = 16\ kNm$ in the section under rail seat may be regarded as a fatigue limit moment, however :

  a) The fatigue failure may occur for a high cyclic loading on lower levels when a previous overloading has cracked the element.

  b) The fatigue loading for $max\ M_r > {}^{c}M$ causes fatigue failure of the sleeper.
- The experimental investigation into fatigue failure on the prestressed concrete sleepers have indicated that the fatigue failure due tension rupture of wires is performing as the most common mode of fatigue failure. It is the typical attribute of proper designed prestressed element. In some cases secondary compression failure has occurred.
- In order to predict the fatigue life of a given sleeper, first, it is necessary to determine the stress history for prestressing wires corresponding to the known or assumed load history. There is need to perform stress - moment relation that may be computed by theoretical way to determine the transformation from load history to stress history.
- When the total area of prestressing wires is contained in a small number of elements (sleeper BP-3), it is suitable to define the sleeper fatigue failure as a failure of the bottom row of wires, i. e. the predicting of sleepers fatigue life depends on fatigue properties of steel wire.
- The tests of dynamic loading ${}^{c}M < max\ M^{test} << {}^{u}M$ have shown both the accurate function of concrete in compression zone and the function of concrete reinforcement bonding. Concrete fatigue failures can occur in high load level for $max\ M^{test} > 1{,}5\ .\ {}^{c}M$.
- If the prestressed concrete member is designed to avoid cracking and an unexpected overloading of sleeper would occur it is not dangerous because the crack will stabilize rapidly.
- The actual loading of the sleepers in service condition can be estimated about $M \approx 10 - 12\ kNm$. Then the fatigue safety of sleepers should be satisfactory. But the problem regarding steel wires corrosion risk acceleration can arise, especially due to crack opening. The other deterioration due to aggressive environmental influences has not been considered in these observations.

REFERENCES

[1] ERRI Reports - Question D 170: Current Test Methods and Load for Fastening Systems and Concrete Sleepers.

[2] STN 73 1201 Design of Concrete Structures. ÚNM Praha, 1986.

[3] Reports for ŽSR: Assessment of Static and Dynamic Capacity of Concrete Sleepers of Types SB8, PB2, PB3, PBN, B-91, BP-3. University of Žilina 1990 - 2000.

[5] Moravčík M.: Reliability analysis of structure under repeated load, Proc. TESE 1987, str. 267-272.

[6] Moravčík M., Moravčík M.: Fatigue resistance of prestressed concrete sleepers. Proc. Dynamic Behaviour of Concrete Structures, RILEM Exprescentrum Bratislava 1995, p.181-186.

[7] Moravčík M.: Vysokocyklické namáhanie predpätého betónu. Zb. Degradácia vlastnosti konštrukčných materiálov. VŠDS Žilina 1993, s.152-157.

[4] Reports for ŽSR: Reliability Evaluation of Elastic Fastening Systems on Concrete Sleepers. University of Žilina 1994 -2000.

[5] Moravčík M.: Reliability Analysis of Structure Under Repeated Load, Proc. TESE 1987, pp. 267-272.

[6] Moravčík M., Moravčík M.: Fatigue Resistance of Prestressed Concrete Sleepers. Proc. Dynamic Behaviour of Concrete Structures, RILEM Exprescentrum Bratislava 1995, pp.181-186.

[7] Moravčík M.: The Fatigue Loading of Prestressed Concrete. Proc. Degradation Attributes of Structural Materials. University of Žilina 1993, pp.152-157.

Prof. Ing. Milan Moravčík, PhD.,
Katedra mechaniky, Stavebná fakulta, Žilinská univerzita, Komenského 52, Žilina 010 26,
tel. : 00421-41-7634818-9, mimo@fstav.utc.sk.
Oblasť pôsobenia: Statika, dynamika a experimentálne overovanie konštrukcií.

Ing. Martin Moravčík, PhD.,
Katedra stavebných konštrukcií a mostov, Stavebná fakulta, Žilinská univerzita, Komenského 52, Žilina 010 26,
tel. : 00421-41-7241868, martin@fstav.utc.sk.
Oblasť pôsobenia: Spoľahlivosť, a životnosť existujúcich železobetónových a predpätých konštrukcií a mostov.

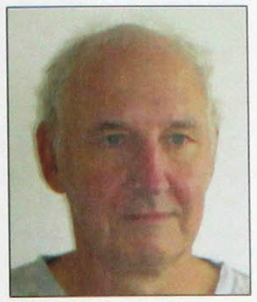
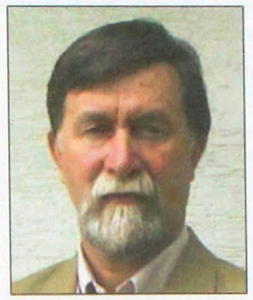
Prof. MSc. Milan Moravčík, PhD.,
Department of Structural Mechanics, Faculty of Civil Engineering, University of Žilina, Komenského 52, Žilina 010 26, Slovakia, tel. : ++421-41-7634818-9, mimo@fstav.utc.sk.

MSc. Martin Moravčík, PhD.,
Department of Structures and Bridges, Faculty of Civil Engineering, University of Žilina, Komenského 52, Žilina 010 26, Slovakia, tel. : ++421-41-7241868, martin@fstav.utc.sk.

Prehľad súčasného stavu ME metódy na meranie napätosti predpínacej výstuže

Health Monitoring of the Steel Cables

Peter Fabo - Andrej Jaroševič - Milan Chandoga

Magnetoelastická metóda [1] je doteraz jedinou nedeštruktívnou metódou na bezkontaktné meranie mechanického napätia v oceľových lanách, tyčiach a kábloch. Výskum vlastností a aplikačných možností magnetoelastickej meracej metódy je v období posledných rokov hlavným výskumným programom firmy PROJSTAR PK s.r.o. v spolupráci s Katedrou rádiofyziky FMFI UK Bratislava a Katedry betónových konštrukcií a mostov STU Bratislava. Počas tohoto obdobia bola vyvinutá a overená rada magnetoelastických dynamometrov, ktoré našli svoje úspešné uplatnenie v praxi. Podobne podstatným vývojom prešla meracia technika a jej programové vybavenie.

The Elastomagnetic method (EM) is up to now the only non-destructive method for non-contact measurement of stress in the steel cables, rods and wires [1]. The main objective of research done in the last years by company PROJSTAR PK. Ltd. in collaboration with Department of Radiophysics FMFI UK Bratislava and Department of Concrete Constructions and Bridges STU Bratislava are properties and a new applications of the EM method. The new generation of the EM sensors was developed and tested in the laboratory and in the field. The measuring technique and software were also essentially innovated.

1. ZÁKLADNÁ CHARAKTERISTIKA ME METÓDY

Z praktického hľadiska našla ME metóda najväčšie uplatnenie v oblasti stavebníctva - predpätých betónových konštrukcií pozemného a hlavne mostného staviteľstva. Ako sa ukázalo najmä predpínacia výstuž stabilitou svojich metalurgických a fyzikálnych vlastností umožňuje spoľahlivo aplikovať presné ME snímače s neobmedzenou životnosťou. V rámci výskumu, ale i meraní in - situ, ktoré realizovali vyššie uvedené pracoviská od r. 1985 boli ME snímače inštalované na drôtoch, tyčiach, lanách a kábloch s kapacitou od 30kN do 10MN. Najpočetnejšie zastúpenie majú vonkajšie káble zostavené z 13 až 19 lán Lp15,5 používané v nových ale najmä sanovaných mostných konštrukciách [2],[3].

V porovnaní s klasickým tenzometrickým resp. hydraulickým dynamometrom, ktorý musí byť priamo zaťažený meranou silou má ME snímač tieto výhody:

- konštrukcia snímača je veľmi jednoduchá, tvorí ju valcový transformátor uzatvorený v masívnom kovovom kryte
- predpínacia výstuž je súčasťou snímača, prechádza snímačom a tvorí tak priamo jadro transformátora snímače neobsahujú nijaké pohyblivé časti, sú robustné

1. THE MAIN CHARACTERISTICS OF THE EM METHOD

The most applications of EM method are in Civil Engineering - prestressed concrete constructions, especially bridges. The stability of the metallurgical and physical properties of the high tensile prestressing steel enables application of the precise EM sensors with practically unlimited lifetime. Within the research projects and in-situ measurements were the EM sensors installed at wires, rods and cables with the loading capacity from 30kN to 10MN. The main field of applications are the external tendons made from 13 to 19 strands 0,6" used in the new but mostly in the reconstructed prestressed concrete bridges [2],[3].

In comparison with the annular dynamometer (hydraulic or using strain gauges) which is the force bearing element the EM sensor has several advantages:

- The construction of the sensor is very simple - sensor is cylindrical transformer protected by the steel or plastics cover.
- The prestressing steel is the main part of the EM sensor - it is the core of the transformer and the real sensor is the steel itself.
- The EM sensor has no moving parts, it is very reliable

RNDr. Peter Fabo; Doc. RNDr. Andrej Jaroševič, PhD. - Katedra rádiofyziky FMFI UK Mlynská dolina F2, 84248 Bratislava, fabo@fmph.uniba.sk;
Doc. Ing. Milan Chandoga, PhD. - Katedra betónových konštrukcií a mostov STU, Radlinského 11, 81368 Bratislava;

a odolné proti prachu, vode, tlakovej a slanej vode, chemikáliám, nárazom, vibráciám, rádioaktívnemu žiareniu

- ako vyplýva z vyššie uvedeného snímač nemá žiaden prvok, ktorý by bol silovo zaťažený. Masívny kryt slúži len na zoslabenie vplyvu okolitých feromagnetických materiálov. Nevyžaduje mechanické prerušenie meraného materiálu alebo úpravu jeho povrchu
- montáž snímačov je veľmi jednoduchá, snímač sa voľne nasunie na meraný prvok alebo je integrálnou súčasťou obalu predpínacej výstuže.
- snímač nie je možné silovo preťažiť.
- meracia metóda je spoľahlivá a presná, neistota merania je pri kalibrovanom snímači menšia ako 1%, je možné spoľahlivo zaregistrovať zmeny napätosti pod 1MPa.
- cena snímačov je nižšia ako cena prstencového tenzometrického resp. hydraulického dynamometra.
- ME metóda je použiteľná aj na dynamické merania, perióda merania snímača na lane Lp15,5 môže byť 5 sekúnd, snímače priamo určené na dynamické merania umožňujú merať zmeny napätosti s trvaním niekoľko mikrosekúnd.

2. MERACÍ SYSTÉM

Pretože požiadavky z oblasti stavebníctva na aplikácie ME metódy bývajú veľmi široké, bol pri vývoji meracieho systému kladený dôraz na jeho flexibilitu. Základný systém je možné z jednokanálovej prenosnej aparatúry rozšíriť na rozsiahly mnohokanálový systém, umožňujúci nepretržité monitorovanie stavu stavebnej konštrukcie s možnosťou diaľkového prenosu dát prostredníctvom Internetu, obr.1.

Pri prenosnej verzii systému je aparatúra napájaná z batérií a pracuje ako data-logger s pamäťou na 1000 meraní. K prenosnej aparatúre je štandardne možné pripojiť jeden snímač, po doplnení o interný multiplexer až 4 snímače. Každý snímač obsahuje identifikačnú jednotku, na základe údajov ktorej si aparatúra automaticky nastavuje merací režim špecifický pre práve meraný snímač. Aparatúru je možné kedykoľvek pripojiť k počítaču cez

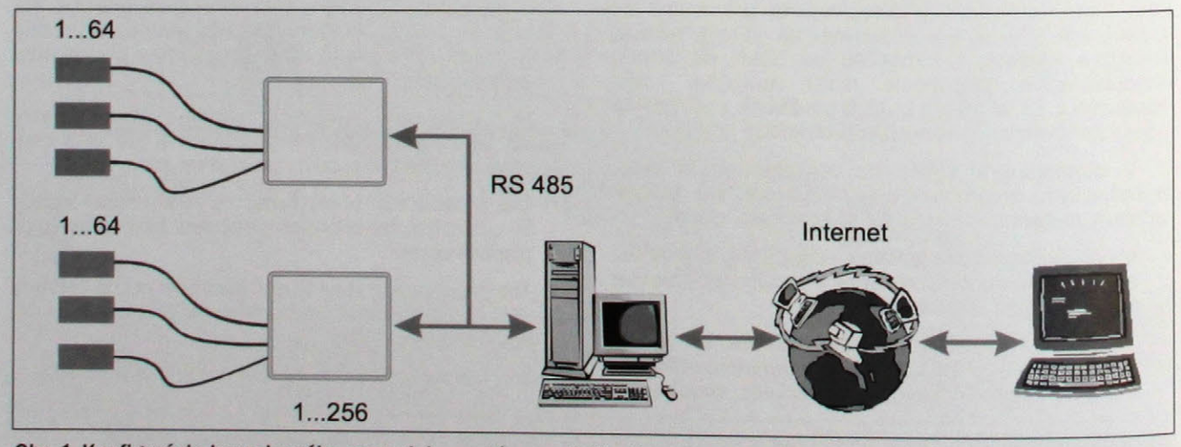
and resistant against dust, salt water, shocks, vibrations and radioactivity.

- The EM sensor has no mechanical contact with the measured steel and bears no force. The steel cover serves only as a magnetic shield. No treating of the steel surface is necessary.
- Installation of the EM sensor is very simple - it is slipped over the measured steel or it is the integral part of the cable duct or protective tube.
- The EM sensor can not be overloaded.
- The EM measuring method is reliable and precise - uncertainty of force measurement is after calibration less than 1%, resolution is deep under 1MPa.
- Price of the EM sensor is lower than price of the comparable annular dynamometer.
- The EM method enables also dynamic measurement and it is possible to measure the stress changes with duration several microseconds. 3.2. Multistrand sensor

The multistrand sensor was developed for monitoring the single strands in the whole cable. This sensor contains several single sensors together with the control electronic circuits closed in the steel cover. It is possible to install it inside the anchor or using the bearing ring directly under the anchor plate. At Fig.3 are shown the both types of PMS13 sensor for cable made from 13 monostrands 0,6". It is possible to design this type of sensor for any cable size, especially in the cases when the external tendon or stay cable is prestressed by the single strand jack. Integral EM sensor gives information about the total force in the cable together with the information about force distribution between the single strands what is very important for fatigue safety of the stay.

2. THE MEASURING SYSTEM

To fit the demands for application in the Civil Engineering the EM measuring system is designed very flexible. The basic single channel measuring unit extendable up to several thousands channels what enables continuous monitoring of the large construction and transfer the data through Internet, Fig.1.



Obr. 1 Konfigurácia komplexného meracieho systému s diaľkovým prenosom dát
Fig. 1 Configuration of the complex measuring system with remote data transfer

rozhranie RS232 a prepnúť do remote-mode. V tomto prípade je možné aparatúru ovládať z grafického rozhrania počítača. Táto verzia systému sa využíva pre potreby revíznych a kontrolných meraní na objektoch, ktoré nevyžadujú nepretržité monitorovanie. Pre konštrukcie a objekty ktoré vyžadujú nepretržité monitorovanie stavu (napríklad obálky atómových reaktorov, mosty, stavebné konštrukcie ohrozené koróziou predpínacej výstuže a prírodnými udalosťami ako zemetrasenia, uragány, sadania, zosuvy a pod.) sa používa konfigurácia systému podľa obr.1. Zvyčajne takýto systém pozostáva z jednej základnej jednotky, doplnenej sústavou až 4 multiplexerov, ktoré umožňujú redukovať náklady na kabeláž. Ku každému multiplexeru je možné pripojiť až 16 snímačov. Základné jednotky je možné prostredníctvom rozhrania RS485 spájať do siete, v sieti môže byť až 256 aparatúr. Programové vybavenie umožňuje paralelnú prácu viacerých aparatúr, čo umožňuje skrátiť celkovú dobu merania. Aparatúry môžu byť od seba vzdialené do 800m, celková dĺžka kábla od snímača cez multiplexer do aparatúry by nemala presiahnuť 200m. Merací systém je možné vhodným spôsobom pripojiť k Internetu a činnosť systému monitorovať diaľkovo.

3. ME SNÍMAČE A ICH VLASTNOSTI

ME snímač pozostáva z dvoch alebo viacerých vinutí. Na rozdiel od predchádzajúcich verzií používajú najnovšie snímače budenie prúdovým impulzom, čo umožnilo výrazne znížiť hmotnosť snímačov, redukovať chyby merania spôsobené ohrevom materiálu pri dlhodobých meraniach a zvýšiť rýchlosť merania. Primárnym vinutím prechádza impulzný budiaci prúd a zmeny magnetického toku indukujú napätie v sekundárnom vinutí. Sila pôsobiaca na meraný feromagnetický materiál mení jeho magnetické vlastnosti, čo sa prejaví zmenou indukovaného napätia Pretože magnetické vlastnosti feromagnetických materiálov závisia aj od teploty, je súčasťou snímača presný teplomer.

3.1. Integrálne snímače

V porovnaní so stavom pred niekoľkými rokmi sa podarilo zredukovať rozmery aj hmotnosť integrálnych snímačov a zmenšiť neistotu merania pod 1% (za predpokladu kalibrácie snímača na použitý materiál). Spektrum snímačov pokrýva všetky bežné priemery predpínacích drôtov, tyčí, lán a káblov. Na obr. 2 je fotografia snímača, ktorý bol navrhnutý pre meranie sily v závesoch zaveseného mosta cez rieku Yang Tze v Nanjingu, ČĽR.

The portable measuring unit is battery powered and has internal memory for storing 1000 measured data. The standard unit is a single channel, optionally using the internal multiplexor 4 channels. Each EM sensor has built-in the identification unit containing the unique sensor number and the calibration data. The measuring unit works in the local mode or after connecting to the host computer via RS232 interface in the remote mode. In the remote mode the measuring unit is controlled from the host computer using the graphical user interface. This version is used for temporary measurements or in the cases when the continuous monitoring is not important. At the constructions where the continuous monitoring is important (envelope of the nuclear reactor, constructions in the regions with earthquakes, slide slopes, typhoons etc.) the configuration according Fig.1 is used. The basic unit is extended using the four external multiplexes up to 64 channels what reduces costs for electrical cables. Each multiplexor has 8 or 16 inputs. The basic units may be connected through the RS485 interface to the net with maximum 256 units. The control software enables simultaneous work of several units which reduces the time for measurement. The maximum distance between the measuring units is 800m, the total cable length from the EM sensor through the multiplexor to the measuring unit should be less than 200m. The whole measuring system after connecting to the Internet is remote controlled.

3. EM SENSORS AND THEIR PROPERTIES

The EM sensor contains the primary winding and one or more secondary windings. The new generation of the EM sensors use the pulse excitation what reduces their dimensions and mass, increases the accuracy and the measurement rate. The current flowing through the primary winding magnetize the steel and change of the magnetic flux induces voltage in the secondary winding. The magnetic properties of the steel change under stress and temperature what results in the change of the output voltage. To exclude the influence of the temperature each EM sensor contains also the precise temperature gauge.

3.1. The Integral EM sensor

The new generation of Integral EM sensors have essentially reduced dimensions and mass and the uncertainty of force estimation is after calibration less than 1%. Sensors are designed for practically all bars, wires, strands and cables dimensions used in the Civil

Obr. 2. Delený integrálny snímač na závese o priemere 150mm a snímače na káble, laná, drôty a tyče
Fig. 2 Splitted Integral EM sensor and Integral EM sensors for cables, strands wires and bars

Obr. 3 Multilanový snímač PM13 do prechodovej oblasti a pod kotvu 13 lanového kábla. Test multilanového snímača PM13.
Fig. 3 Test of Multistrand sensor PM13 with the bearing ring and the anchor plate

Snímač je nainštalovaný na integrovanom závese zostavenom zo 265 drôtov 7 mm, zaliatych v HDPE. Nakoľko k realizácii merania došlo až v poslednej etape výstavby mosta, boli navrhnuté snímače s delenou kostrou, navinuté priamo na závesoch. Išlo o druhú dodávku ME monitorovacieho systému do ČĽR. ME systém bol úspešne použitý aj v Japonsku pri meraní koeficientov trenia voľných káblov zostavených z lán 15,5 mm povlečených epoxidom.

3.2. Multilanové snímače

Pre potreby komplexného monitorovania jednotlivých lán v kábloch bol vyvinutý špeciálny druh multilanových snímačov, ktoré umožňujú merať sily v každom lane kábla. Snímač pozostáva z viacerých jednoduchých snímačov, ktoré ale majú spoločný magnetický obvod a možno ho vložiť do prechodovej oblasti kábla alebo doplniť oceľovým prstencom a vložiť ho bezprostredne pod kotevnú objímku. V snímači je integrovaná elektronika, ktorá riadi proces merania. Na obr. 3 je fotografia obidvoch prevedení snímača PM pre 13 lán typu MONOSTRAND. Kapacita tohto typu snímača nie je obmedzená a predpokladá sa, že jeho hlavné využitie bude pre vonkajšie káble a najmä závesy s väčším počtom lán, keď nie je možné použiť na predpínanie veľkokapacitné lisy kvôli ich

Engineering. At the Fig.2 are shown several types of the EM sensors. The largest one was designed for the Second Yangtze River Bridge at Nanjing, PRC. This sensor was wound in-situ at the loaded stay cable made from 265x7mm wires coated by HDPE. The first application of the EM sensors in the PRC was the Jiangyin bridge over the Yangtze river. The EM sensors were used also in Japan for measurement of the friction coefficients of the external tendons made from epoxy-coated strands 0,6".

3.2. Multistrand sensor

The multistrand sensor was developed for monitoring the single strands in the whole cable. This sensor contains several single sensors together with the control electronic circuits closed in the steel cover. It is possible to install it inside the anchor or using the bearing ring directly under the anchor plate. At Fig.3 are shown the both types of PMS13 sensor for cable made from 13 monostrands 0,6". It is possible to design this type of sensor for any cable size, especially in the cases when the external tendon or stay cable is prestressed by the single strand jack. Integral EM sensor gives information about the total force in the cable together with the information about force distribution between the single strands what is very important for fatigue safety of the stay.

Údaj PROCEQ WIGA RING PROCEQ WIGA RING READING [kN]	U_{av} (F) [V]	(U_{av}(F) - U_{av}(0)) [V]	VYPOČÍTANÁ SILA CALCULATE FORCE [kN]	ODCHÝLKA DIFFERENCE [kN]	NEISTOTA UNCERTAINTY [%]
0	5,0493	0,0000	3,8	3,8	
210	5,4585	0,4092	206,5	- 3,5	- 1,68
248	5,5355	0,4862	244,5	- 3,5	- 1,43
330	5,7055	0,6562	328,3	- 1,7	- 0,52
503	6,0671	1,0178	507,2	4,2	0,83
745	6,5434	1,4941	746,2	1,2	0,16
977	6,9935	1,9442	978,6	1,6	0,16
1266	7,5310	2,4817	1268,9	2,9	0,23
1520	7,9678	2,9185	1518,4	- 1,6	- 0,11
1830	8,4814	3,4321	1831,5	1,5	0,08
1800	8,4326	3,3833	1800,7	0,7	0,04
1700	8,2723	3,2230	1701,2	1,2	0,07
1600	8,1030	3,0537	1598,6	- 1,4	- 0,09
1400	7,7505	2,7012	1392,5	- 7,5	- 0,53
1300	7,5914	2,5421	1302,6	2,6	0,20
1200	7,4061	2,3568	1199,9	- 0,1	- 0,01

hmotnosti a prichádza do úvahy predpínanie jednolanovým lisom. Snímač zabezpečí rýchlu a spoľahlivú informáciu o rozdelení sily medzi jednotlivé laná závesu.

V nasledujúcej tabuľke je uvedený výsledok testu snímača PM13. Na meranie celkovej sily v kábli bol použitý prstencový dynamometer PROCEQ WIGA RING. Ako je vidieť, neistota merania celkovej sily v kábli je menšia ako 1%.

4. APLIKÁCIE V STAVEBNÍCTVE

Magnetoelastická meracia metóda si našla pevné miesto v oblasti monitorovania stavebných konštrukcií. Svedčí o tom aj viac ako tisíc inštalovaných ME snímačov. Systém MEM monitoruje silu v predpínacích kábloch obálok JE Temelín ako aj desiatky iných malých i veľkých stavebných konštrukcií.

Na ilustráciu súčasných možností magnetoelastickej metódy uvedieme výsledky meraní pri predpínaní voľne vedených káblov [3]. Magnetoelastické snímače boli namontované za aktívnou kotvou, v strede a pri pasívnej kotve voľne vedeného kábla. Počas celého procesu predpínania bola aparatúra v režime automatického merania. Na obr.4 je uvedený záznam priebehu sily počas procesu predpínania v oboch snímačoch. Je zrejmé, že takáto forma záznamu umožňuje nielen presnú a objektívnu dokumentáciu predpínacích prác ale aj presné stanovenie strát trením.

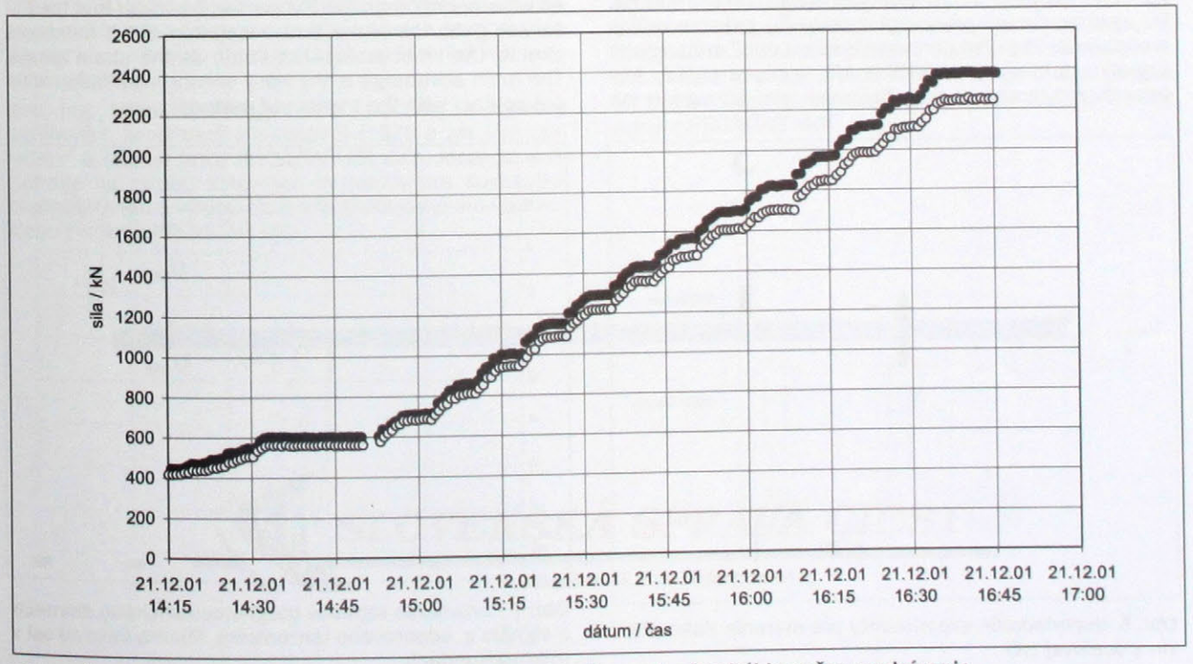
Na obr.5a, 5b je znázornený priebeh sily v šiestich zo 169 lán hlavného nosného kábla visutého mosta s rozpätím 1385 m v ČĽR. Na obr.5a je jednomesačný záznam priebehu sily meranej každých 10 minút. Detailný priebeh sily dňa 6.3.2000 je zobrazený na obr.5b. ME snímače zaregistrovali prejazd kolóny vozidiel po odstávke mosta a "dynamické" účinky dopravy. Obrázok zároveň dokumentuje rozlišovaciu schopnosť ME metódy. Delené

In the next table is result of the PM13 sensor calibration (see Fig.3). The total force in the cable was measured by the annular dynamometer PROCEQ WIGA RING 5500kN. Uncertainty of the PM13 sensor is less than 1%.

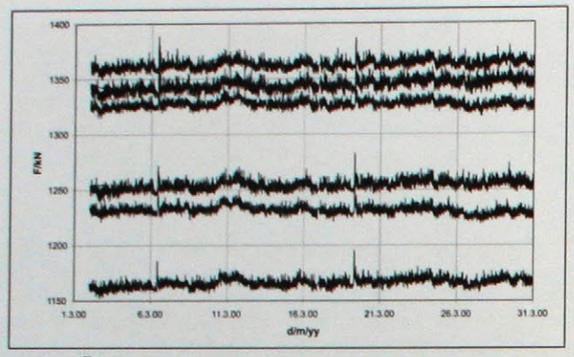
4. APPLICATIONS IN THE CIVIL ENGINEERING

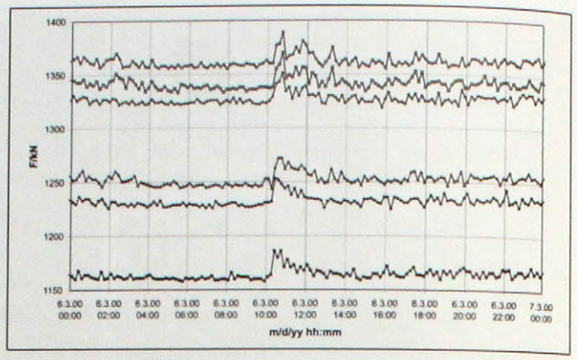
EM method is applicable in the many situations where other methods are inapplicable and is valuable tool for the Civil Engineering. During the last years several hundreds of EM sensors were installed not only at Slovak Republic, Czech Republic but also in Asia.

For illustration of possibilities of the EM method as an example is measurement of the force in the external tendons during the prestressed concrete bridge reconstruction [3]. The EM sensors were installed near the active anchor, in the middle and near the dead anchor of the tendon. The 13 strands external tendon was prestressed by the single strand jack. During the all prestressing the measuring unit works in the remote mode and measures the forces each 20 seconds. At the Fig.4 is shown the time record of the force in the EM sensors near the active anchor and behind the deviator. This record is not only the quality control but also serves for the precise estimation of the friction coefficient. At Fig.5 is shown the time history of the force in the six from 169 cables forming the main cable of the Jiangyin suspension bridge with the span 1385 m in PRC. The record at Fig.5a shows the time history of force during March 2000 with the measuring rate 10 minutes. At the Fig. 5b is detailed record from March 6-th, 2000. This figure also illustrates the resolution of the EM sensor. Splitted EM sensors were installed by company Strainstall Engineering Services, Ltd. [4] after installation of the main cable. Measuring unit is a part of the complex monitoring system with remote data acquisition.



Obr. 4 Časový priebeh sily za aktívnou kotvou a v strede voľne vedeného kábla počas predpínania.
Fig. 4 Time history of the force near the active anchor and behind the deviator of the external tendon





Obr.5a Časový priebeh sily v kábloch zaveseného mosta v priebehu marca 2000
Obr.5b Detail časového priebehu sily v kábloch zaveseného mosta dňa 6.3.2000
Fig.5a, 5b Time history of force in the main cable of the Jiangyin bridge

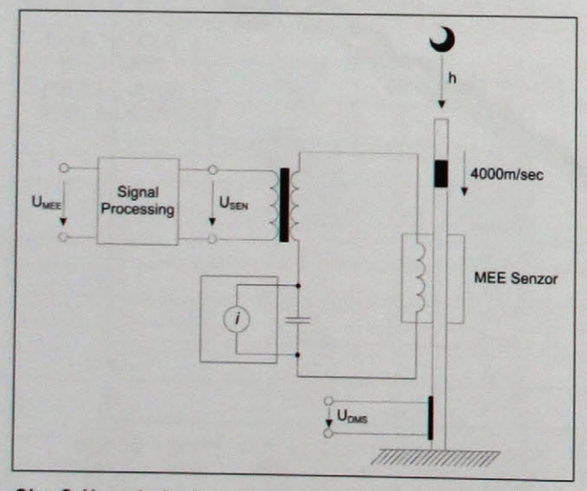
ME snímače boli nainštalované v spolupráci s firmou Strainstall Engineering Services, Ltd. [4] až po namontovaní káblov. Meracia aparatúra je súčasťou komplexného monitorovacieho systému napojeného na diaľkový zber dát.

5. MERANIE DYNAMICKÉHO NAMÁHANIA

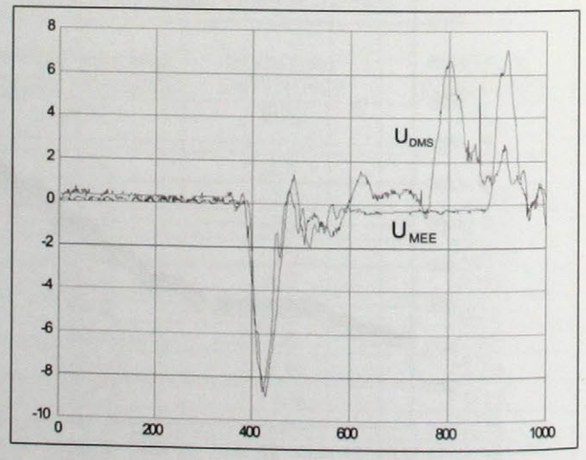
Záverom krátko uvedieme zaujímavé použitie magnetoelastickej metódy na sledovanie dynamických dejov. K sledovanie tlakových vĺn v kovoch bol použitý jednoduchý experiment podľa obr.6. Tyč z materiálu 34CrNiMo6 bola upevnená v zvislej polohe, pre generovanie tlakových vĺn v tyči bola požitá keramická guľa zo zirkóniovej keramiky s priemerom asi 4 cm, ktorá padala na tyč z definovanej výšky. Magnetoelastický snímač bol napájaný jednosmerným prúdom. Tlaková vlna, ktorá sa tyčou šírila rýchlosťou približne 4000m/sec pri prechode snímačom modulovala jednosmernú zložku prúdu, ktorá sa registrovala na sekundárnom vinutí oddelovacieho transformátora. Po elektronickom spracovaní signálu [5] získame reálny tvar tlakovej vlny. Pre porovnanie sú na obr.7 znázornené signály z tenzometra UDMS a ME snímača UMEE. Aby bolo možné porovnať čelá tlakových vĺn, sú signály na

5. DYNAMIC STRESS MEASUREMEMT

The EM method enables also very simple to measure the dynamic load. The arrangement for comparing the EM sensor and the strain gauge is shown at Fig. 6. The rod with diameter 10mm from the 34CrNiMo6 alloy (drill bit) was fixed in the vertical position, the pressure waves were generated by impact of ceramic ball falling down from the certain highness. The EM sensor was powered by the DC current. The pressure wave propagating through the rod with velocity about 4000m/s locally changes the magnetic properties of the rod and inside the EM sensor affects the magnetic flux. These changes modulated the current flowing through the sensor winding and were registrated by the measuring unit. After signal processing [5] the output signal corresponds the instantaneous inner stress in the rod. The comparison between the strain gauge and the EM sensor is shown at Fig.7. The both signals are shifted in the time - the strain gauge is farther from the source, it registrates the direct wave later and the reflected wave sooner than the EM sensor. It is clear that the EM sensor gives the same time resolution but it measures directly the inner stress, not strain as the strain gauge. The main advantage is the easy sensor installation without contact with the measured material.



Obr. 6 Usporiadanie experimentu pre meranie tlakových vĺn v oceľovej tyči
Fig. 6 Measuring of the pressure waves in the steel rod



Obr. 7 Porovnanie signálov magnetoelastického snímača a signálu z odporového tenzometra. Mierka časovej osi v mikrosekundách.
Fig. 7 Comparison of signals from EM sensor and the strain gauge.

grafe časovo posunuté, tenzometer bol namontovaný ďalej od zdroja tlakovej vlny, takže priamu vlnu registroval neskôr a vlnu odrazenú od podložky registroval skôr. Z porovnania je zrejmé, že ME snímač dáva lepšie časové rozlíšenie ako tenzometer, odhliadnuc od skutočnosti, že meranie magnetoelastickým snímačom je bezkontaktné.

LITERATÚRA

[1] Jaroševič, A. : Magnetoelastic Method of Stress Measurement in Steel, in Smart Structures, Kluwer Academic Publishers, NATO Science Series, 3/65, 1998, pp. 107-114

[2] Chandoga, M., Jaroševič, A. : Sanácia predpätia na viadukte Podtureň - Meranie napätosti predpínacích káblov a teploty nosnej konštrukcie. National Report of the Slovak Republic, Inžinierske stavby 1-2, 1998, s.4-7

[3] Monitorovanie predpínacích síl pri sanácii vonkajšieho predpätia ľavého mosta D1-230 Belá, priebežná správa, PROJSTAR Január 2002

[4] Pride and Joy, Bridge, Issue No.17, Fourth Quarter 1999, pp.26-34

[5] Schaer, R. - Boni, H. - Fabo, P. - Jarosevic, A. : Verfahren und Einrichtung zur Bestimung des zeitlichen Verlaufs der Stosswelle in einem schlagbeanspruchten ferromagnetischen Bauteil, Patent DE 199 32 838.2, 14.7.1999.

doc. RNDr. Andrej Jaroševič, PhD. Docent na Katedre rádiofyziky FMFI UK, venuje sa technickej aplikácii fyzikálnych a elektronických meracích metód, najmä v stavebníctve.

RNDr. Peter Fabo. Odborný asistent na Katedre rádiofyziky FMFI UK, je odborníkom v oblasti analógovej a číslicovej elektroniky, programovacích jazykov a prenosu dát. Zaoberá sa vývojom inteligentných elektronických meracích prístrojov.

doc. Ing. Milan Chandoga, PhD. Docent na Katedre betónových konštrukcií a mostov SvF STU a zároveň zakladateľ a riaditeľ firmy PROJSTAR PK s.r.o, ktorá sa špecializuje na výrobu kotevných systémov pre dodatočne predpätý betón a výrobu elastomagnetického monitorovacieho systému PROJSTAR MGI.

REFERENCES

[1] Jaroševič, A. : Magnetoelastic Method of Stress Measurement in Steel, in Smart Structures, Kluwer Academic Publishers, NATO Science Series, 3/65, 1998, pp. 107-114

[2] Chandoga, M., Jaroševič, A. : Sanácia predpätia na viadukte Podtureň - Meranie napätosti predpínacích káblov a teploty nosnej konštrukcie. National Report of the Slovak Republic, Inžinierske stavby 1-2, 1998, s.4-7

[3] Monitorovanie predpínacích síl pri sanácii vonkajšieho predpätia ľavého mosta D1-230 Belá, priebežná správa, PROJSTAR Január 2002

[4] Pride and Joy, Bridge, Issue No.17, Fourth Quarter 1999, pp.26-34

[5] Schaer, R. - Boni, H. - Fabo, P. - Jarosevic, A. : Verfahren und Einrichtung zur Bestimung des zeitlichen Verlaufs der Stosswelle in einem schlagbeanspruchten ferromagnetischen Bauteil, Patent DE 199 32 838.2, 14.7.1999

Assoc. Prof. Andrej Jaroševič, PhD. Associated Professor at the Department of Radiophysics, Faculty of Mathemetics, Physics and Informatics, Comenius University. His field of interest is technical applications of physical and electronic measuring methods in the Civil Ingeneering.

Dr. Peter Fabo. Senior Lecturer at the Department of Radiophysics, Faculty of Mathematics, Physics and Informatics, Comenius University. Specialist in the analog and digital electronics, programming languages and data transfer. His field of interest is design of sophisticated electronic measuring instruments.

Assoc. Prof. Milan Chandoga, PhD. Associated Professor at the Civil Emgineering Faculty of Slovak Technical University, Department of Concrete Constructions and Bridges. He is also founder and director of PROJSTAR PK Ltd. company, which is producing all range of anchorages for pre and post tensioned concrete and EM monitoring system PROJSTAR MGI.

Železobetónová konštrukcia sila klíčiarne sladu v Pivovare Hurbanovo

Reinforced Concrete Structure of the Malt Germination Silos at the Brewery Hurbanovo

Matúš Búci - Igor Hudoba

Predmetom článku je železobetónová konštrukcia dvojice síl klíčiarne sladu. Uvádza sa popis superkonštrukcie sila, predpoklady návrhu, postup výstavby a technológie betonárskych prác so zohľadnením špecifických požiadaviek investora. Náročný časový plán výstavby, zvláštny dôraz na kvalitu betónovej konštrukcie vytvorili tlak na úspešnú koordináciu prác investora, projektanta a dodávateľa.

The paper is concerning the reinforced concrete structures of germination silo twins. Paper content describes the silo reinforced concrete superstructure, requirements of design, building process and technology procedure of casting by taking into account the specific requirements of the contractor. Pretentious time schedule of the construction process, special accent on the quality of concrete structures evoked the stress on effective and successful collaboration among investor, designer and contractor.

1. VŠEOBECNE

Superkonštrukcia dvojice síl klíčiarne sladu tvorí súčasť nového komplexu sladovne v Pivovare Hurbanovo v južnej časti Slovenska. Investorom celej stavby bol Heineken Slovensko, a.s.

Na návrhu a realizácii stavby klíčiarne sladu sa podielali nasledovné subjekty:

- Delegovaný manager projektu: IBS Ingenieurbureau Spijkensse b.v. Holland
- Zodpovedný projektant: Jakab Design Studio, Komárno, SK VPÚ DECO Bratsislava, a.s., Bratislava, SK
- Konzultant: Katedra betónových konštrukcií a mostov Stavebnej fakulty STU v Bratislave, SK
- Dodávateľ stavby: DOPRASTAV, a.s., Bratislava, SK

Svojou veľkosťou a projektovanou výrobnou kapacitou sa stavba sladovne zaraďuje medzi najväčšie zriadenia tohto druhu na svete. Technológia výroby sladu si vyžaduje špecifické podmienky, ktoré bolo treba zohľadniť pri samotnom návrhu železobetónovej konštrukcie síl, ako aj postupu a technológie ich výstavby.

Základné požiadavky na materiál:

- spotreba betónu 6 542m^3
- spotreba ocele 1 012 ton
- potreba debnenia 1 238 m^2

1. GENERAL

The superstructure of silo twins serves for germination of malt as a part of the new malting plant in the Brewery Hurbanovo in the south of Slovakia.

The investor of the new malting plant is Heineken Slovakia, corp.

The following players were involved into the process of design and construction of the malting plant complex:

- Delegated project manager: IBS Ingenieurburerau Spijkenisse b.v., Holland
- Project design: Jakab Design Studio, Komárno, SK VPÚ DECO Bratislava, corp., Sk
- Consultant: Department of Concrete Structures and Bridges, Faculty of Civil Engineering, Slovak University of Technology Bratislava, SK
- Contractor: DOPRASTAV, corp., Bratislava, SK

From the size and production capacity point of view the superstructure belongs to the biggest facility of this type all over the world. The technology process of malt germination requires a specefic conditions which had to be taken into account at the design of silo reinforced concrete structure, as well as in the technologic procedure.

Ing.Matúš Búci - DOPRASTAV, a.s. , Bartislava
Doc.Ing.Igor Hudoba,PhD - Katedra betónových konštrukcií a mostov SvF STU Bratislava

2. ZÁKLADNÉ ÚDAJE O ŽELEZOBETÓNOVEJ KONŠTRUKCII SILA

Komplex sladovne pozostáva z dvojice síl klíčiarne sladu, sila sušiarne sladu a sila na uskladnenie suchého sladu. Samotná konštrukcia klíčiarne sladu pozostáva z dvojice síl vzájomne spojených krátkym krčkom. Obidve silá sú tvarove identické. Vonkajší priemer válca sila je 28,28 m, výška jeho válcovej steny je 30 m, hrúbka steny je 350 mm. Vnútorný priemer sila je rozdelený na tri technologické podlažia. Stropné konštrukcie jednotlivých poschodí tvoria monolitické železobetónové kruhové dosky premennej hrúbky. Kruhová stropná doska na výške +4,87 m je premennej hrúbky od 400 do 900 mm.V strede dosky je kruhový otvor priemeru 700 mm. Doska je podopretá systémom železobetónových stĺpov. Kruhové stropné dosky 2. a 3.poschodia (úroveň + 12,97m a 21,07m) majú svetlé rozpätie 27,58 m a sú votknuté do válcovej steny sila. Ich premenná hrúbka je od 700 mm na okraji do 1 200 mm v strede dosky, kde je situovaný kruhový otvor priemeru 700 mm. Strešná kruhová doska má konštantnú hrúbku 400 m s otvorom priemeru 700 mm v strede dosky. Železobetónová nadstavba strešnej dosky v podobe dopravného tunela tvorí spolu s kruhovou stropnou doskou jeden nosný celok.

Celý objekt sila je založený na tuhých železobetónových pásoch a veľkopriemerových pilotách priemeru 600 mm siahajúcich až do hĺbky 15 m po terénom. Schému železobetónovej konštrukcie sila klíčiarne sladu je vidieť na obr.1.

V prístavbe sila, ktorá tvorí súčasť pôdorysu sú sústredené technologické zariadenia klíčiarne sladu.

3. TECHNOLOGICKÝ POSTUP VÝSTAVBY SILA KLÍČIARNE SLADU

Krátky čas výstavby sila klíčiarne sladu požadovaný investorom si vyžiadal dôkladnú prípravu zo strany dodávateľa. Na betonáž monolitickej konštrukcie stien a stropov sila sa použili systémové debnenia typu PERI a DOKA, čo umožnilo urýchliť odebňovacie a oddebňovacie práce. Kvalitné debnenie vytvorilo tiež predpoklady pre výbornú kvalitu povrchov hotovej betónovej konštrukcie. Pri výstavbe stien sila sa použil spôsob prekladaného debnenia. Samotná betonáž sa robila systémom prúdovej výstavby striedaním prác na stenách a stropných doskách obidvoch z dvojičiek síl. Na výrobu betónu sa použilo dunajské riečne kamenivo, vysokopecný cement CEM III/A 32,5 a superplastifikátor, ktorý umožnil použiť čerstvý betón s nízkym vodným súčiniteľom. Transportbetón sa vyrobil v modernej betonárke typu STETTER vo vzdialenosti 25 od miesta stavby. Objem betónu válcovej steny jedného sila predstavoval cca 120 m3 a betonáž sa robila špirálovite po vrstvách hrúbky 400 m. Betón uložený do debnenia sa zhutňoval ponornými vibrátormi.

4. ŠPECIFICKÉ PODMIENKY NÁVRHU A REALIZÁCIE SÍL

4.1 Požiadavky vyplývajúce z technológie prevádzky sila počas výroby sladu

Technológia výroby sladu si vyžaduje špecifické podmienky, hlavne konštantnú teplotu 16°C a 100 % vlhkosť vzduchu vovnútri sila. Preto návrh železobetónovej

Basic requrements on materials:

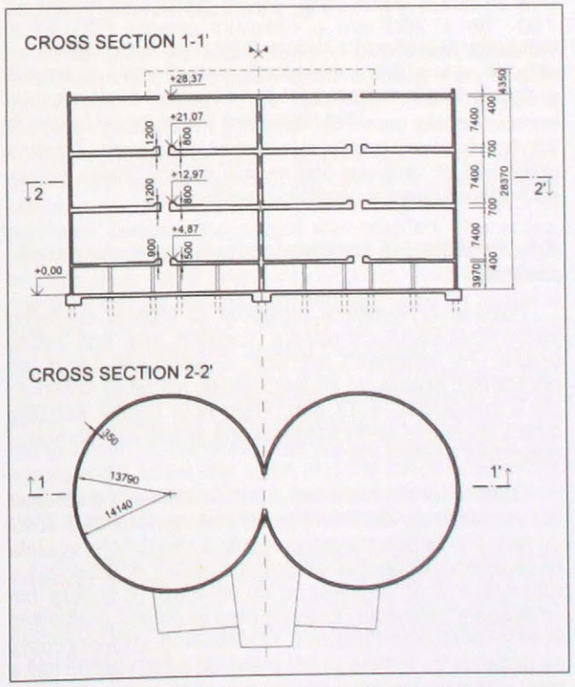
- concrete 6 542 m^3
- steel reinforcement 1 012 tons
- formwork (system DOKA, PERI) 1 238 m^2

2. BASIC FACTS ABOUT REINFORCED CONCRETE STRUCTURE

The complex of malting plant consists of the germination silo twins, silo for malt drying process and silo for storing of dry malt product. The structure of germination silos consists of two identical silos (twins) interconnected by short neck. Both silos are symmetrical in ground plan. Outer diameter of the silo cylinder is 28,28 m, its height 30 m. The wall thickness is 350 mm. Internal space of the silo is vertically devided in three technologic floors. The circular floor slabs have continuously varying thickness. The slab on the first floor (level +4,87 m) has a varying thickness of 400 to 900 mm with one circular technologic opening of diameter 700 mm in the middle. The solid slab is supported by system of reinforced concrete columns.

The circular solid floor slabs on 2nd and 3rd floor (level +12,97 m and +21,07 m) have the effective span of 27,58 m. The slabs are fixed into the silo cylindrical wall. Their varying thickness is from 700 mm to 1 200 mm. There is one circular opening with diameter of 700 mm in the middle of each floor. The roof structure consists of flat solid slab with thickness of 400 mm. A circular technologic opening of diameter 700 mm is situated in the middle .

The silos are based on rigid reinforced concrete rings and piles. The piles with diameter of 600 mm were drilled into the depth of 15 m. Fig.1 shows the scheme of the



Obr. 1 Schéma železobetónovej konštrukcie sila
Fig. 1 Scheme of the silo´s reinforced concrete structure

konštrukcie síl si vyžiadal použitie vodostavebného betónu vyššej kvality. Samotná technológia výroby sladu a mokrý proces vovnútri sila si vyžaduje technologický spád horného povrchu stropných dosiek 1 % v radiálnom smere od stredu dosky k obvodovým stenám. Z dôvodu plynulého odtoku technologickej vody je hrúbka kruhových stropných dosiek jednotlivých podlaží premenná (obr.1). Ako vidieť z popisu konštrukcie síl, ich tvaru a rozmerov, jedná sa o veľmi náročnú monolitickú železobetónovú superkonštrukciu. Pre jej realizáciu bolo treba navrhnúť podrobný technologický postup, ktorý by garantoval kvalitu betonárskych prác a zároveň dokonale splnil predpoklady projektanta v statickom návrhu nosnej konštrukcie sila. Vzhľadom na tvar a veľkosť železobetónovej konštrukcie síl bolo ich treba budovať po jednotlivých etapách. Navrhnutý postup výstavby musel byť premietnutý aj do vstupných údajov pre konštrukčnú a statickú analýzu nosnej konštrukcie.

Preto bolo potrebné urobiť okrem statického návrhu nosnej konštrukcie sila v definitívnom štádiu prevádzky aj posúdenie jednotlivých výrobno-montážnych štádií počas výstavby. Ako sa ukázalo, tieto štádia mali výrazný vplyv na stav napätosti a deformácií konštrukcie.

Najkritickejšou časťou celej nosnej konštrukcie síl boli kruhové stropné dosky na úrovni +12,97 m a 21,07 m. Vzhľadom na ich veľké svetlé rozpätie 27,58 m a premennú hrúbku v medziach od 700 do 1 200 m (čo predstavuje zaťaženie od vlastnej tiaže dosky 20 kN/m^2), ako aj intenzitu prevádzkového zaťaženia v_s = 11,5 kN/m^2, bolo treba navrhnúť nadvýšenie debnenia dosky v strede podľa výpočtu. Týmto spôsobom sa zabezpečila dlhodobá použiteľnosť stropnej dosky z hľadiska medzného stavu deformácií. Rovnako bolo treba posúdením preukázať medzný stav šírky trhlín podľa platných kritérií. Kruhové stropné dosky boli tiež náročnou časťou betonárskych prác zo strany dodávateľa. Doska premennej hrúbky od 700 do 1 200 mm o celkovom objeme 500 m^3 si vyžiadala nepretržitú betonáž počas 24 hodín. Betón sa ukladal po vrstvách a ďalšia vrstva betónu sa ukladala na predošlú vrstvu najneskôr do 1 hodiny. Horný povrch kruhovej dosky musel byť upravený v predpísanom sklone 1% a vyhladený rotačným strojným hladidlom. Zvláštna pozornosť sa venovala ošetrovaniu betónu dosiek z dôvodu minimalizovania účinkov zmrašťovania.

4.2 *Konštrukčné a statické požiadavky návrhu a realizácie sila*

Požiadavky investora vzhľadom na montáž strojného technologického zariadenia vovnútri sila boli veľmi prísne. Pri válcových stenách o polomere 14 m sa požadovalo dodržanie projektovaných rozmerov konštrukcie s toleranciou ± 17 mm. Preto bola poloha každého dielca debnenia steny kontrolovaná geodeticky pomocou optického diaľkomera.

Ďalšou náročnou úlohou, ktorú musel riešiť dodávateľ bol investorom požadovaný rýchly postup výstavby. Z dôvodu rýchleho tempa stavebných prác a efektívneho využitia nasadeného debnenia sa stropné dosky oddebňovali v najkratšom možnom čase po ich betonáži. Po postupnom odstránení debnenia dosky sa tieto podopreli dočasnými oceľovými stojkami (vežami). Oddebnením stropnej dosky sa docielilo to, že tieto začali prenášať svoju vlastnú tiaž a tým odľahčili dočasné podperné veže počas výstavby ďalšej vyššej časti sila.

reinforced concrete structure of germination silos. The side extension part of the silo twins is used for germination technology equipment.

3. TECHNOLOGIC PROCEDURE OF THE SILO REINFORCED CONCRETE STRUCTURE ERECTION

Due to limited time for silo erection very careful attention was payed for preparatory works.

High quality system of formworks DOKA and PERI were used for wall and circular floor slabs. This type of sofisticated formworks allowed to accelerate its assembling and dismanteling process. An excellent quality of the concrete surface was achieved. The concreting of walls and circular floor slabs was made on the principle of step by step method by changing of works at both silos. Ready- mix concrete was prepared by using Danube river aggregate, blast furnace cement CEM III/A 32,5 and superplasticizer which allowed to use a low water-cemet ratio of fresh concrete. Ready - mix concrete was transported from central mixing plant type STETTER from the distance of 25 km.

For one cylindrical wall of the germination silo was used 120 m^3 of ready-mix concrete. The concreteing of the wall was done in spiral way by placing of 400 mm thick layer continuously. Fresh concrete after its placing was compacted by internal vibration.

4. SPECIFIC REQUIREMENTS FOR DESIGN AND CONSTRUCTION OF THE SILOS

4.1 *Requirements concerning the technologic process of malt production*

The technology process of germination requires very specific conditions inside the silos, especially +16°C of temperarure and 100% of air humidity. Therefore the hydrotechnics concrete of higher quality was designed and used. Because of malt germination process and necessity of water course the upper floor slab surface declination of 1% in radial direction was needed. This is the reason why the continuously varying floor slab tickness at each silofloor was designed. As Fig.1 shows, due to the size and span the silos can be characterized as a cast-in-situ reinforced concrete superstructure. Therefore it was needed to design a very detailed technologic process of its erection which should guarantie sufficient quality of concreting works and to fulfil the requirements of silo´s static design.

Due to size and form of reinforced concrete silo it was necessary to cast it by using the step-by-step method. This sequence was taken into account at structural analysis of the silo.

Therefore it was necessary to provide the structural analysis not only for definitive stage but also to evaluate all particular stages during the silo erection. It was evident that these particular stages had significant influence on the stress and deformation of the structure.

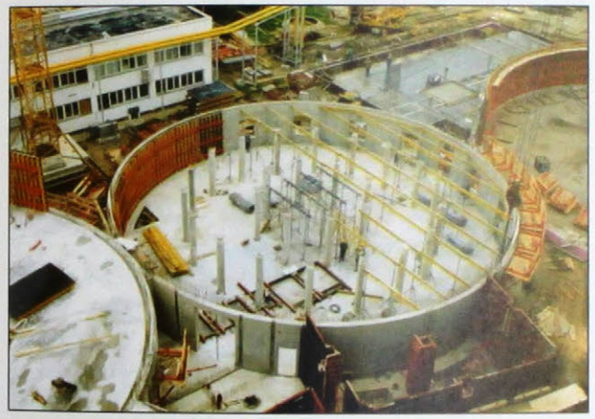
Circular solid floor slabs on the level +12,97 m and +21,07 m were found as the most critical part of the whole silo structure. Due to its long span of 27,58 m and thickness in the range from 700 to 1 200 mm (dead load of the slab is more than 20 kN/m^2), and the value of variable action v_s = 11,5 kN/m^2, there was necessary to pre-

Z dôvodu overenia stavu napätosti a deformácií počas oddebňovania a následného dočasného podopretia kruhovej stropnej dosky sa urobila podrobná statická analýza jednotlivých výrobno-montážnych stavov nosnej konštrukcie sila. Vo výpočtoch sa uvažoval reálny vek betónu jednotlivých hotových častí sila z hľadiska mechanických vlastností betónu. Statická analýza sa urobila na 3D výpočtovom modeli. Výsledky výpočtov preukázali splnenie podmienok únosnosti kritických prierezov nosnej konštrukcie sila, ako aj medznej šírky trhlín.

Vypočítaná šírka trhlín sa pohybovala v rozpätí od 0,05 do 0,15 mm. Porovnanie nameraných hodnôt deformácií a šírok trhlín na hotovej konštrukcii sila s teoretickými hodnotami získanými výpočtom potvrdili správnosť statických predpokladov projektanta pri statickom návrhu nosnej konštrukcie.

Skúsenosti dodávateľa získané počas výstavby sila a jeho úspešná realizácia potvrdili správnosť navrhnutého technologického postupu betonárskych prác.

Na obr.2 vidieť pohľad na konštrukciu síl klíčiarne sladu počas výstavby.



Obr. 2 Pohľad na konštrukciu síl klíčiarne sladu počas výstavby,
a.) Výstavba prízemnej časti sila
b) Výstavba poslednej časti konštrukcie sila
Fig. 2 Silo for malt germination under construction,
a) Construction works on the silo ground floor
b) Final stage of the silo construction

scribe certain overerection of the floor slab form in the middle of the span. It was the way how to guarantie the long-term reliability of the floor slabs form the point of its deformation limit state view.

The similiar attention was payed for evaluation of crack width limit state according the valid criterion. Concreting of the huge circular floor slabs was considered as the most pretentious operation provided by the contractor. Floor slab of the thickness in the range from 700 to 1 200 mm and the total volume of 500 m^3 ready-mix concrete have been casting continuously during 24 hours. Placing was provided in layers when next layer was cast until 1 hour after concreting the previous one. The upper surface of the circular floor slab had to be finnished in prescribed declination of 1% from the middle of the slab to the outer wall by using of rotation smoothing machine.

Special attention was payed for slab´s curing procces during the concrete hardening due to minimize the effect of shrinkage.

4.2 *Structural and static requirements*

Very strict requirements concerning the fixig-up of technologic equipment for malt germination were requested by investor inside the silo.The tolerance prescribed for the cylindrical wall was ± 17 mm. Therefore the position of every formwork elements during its assembling was checked by optic measuring instruments.

Another task which had to be solved by contractor was the requirement of fast process of the silo erection. Due to this requirements and the effective utilization of the formwork the circular floor slabs have been dismanteled in prescribed time after concreting. Step by step after removal of the formwork the slab was preliminary supported by steel support (towers).

Using this procedure the slab after dismanteling has started to carry its own dead load and this way the preliminary steel support were less loaded during the construction works of the silo upper part.

Due to proposed system of dismanteling of circular floor slab in earlier age than 28 days and supporting by preliminary steel supports a detailed static analysis of particular construction stages was realized. The actual age of the concrete and corresponding material characteristics have been taken into account in calculations. The 3D model of the silo structure was used for its static analysis. The results of the static computatios has confirmed the ultimate load bearing capacity of the silo structure and also the limit crack width. The maximum theoretical crack width according the computation on the 3D model achieved the value from 0,05 to 0,15 mm. The comparisson of the measured actual deformations and cracks width at the silo slabs and the theoretical values according the computations has confirmed the expectations of the designer in the project static design.

The experiences of the contractor which have been achieved during the erection of the silos and the successful termination of the construction works have confirmed proper way of the technologic procedure design of concreting works.

Fig.2 shows the malt germination silo under construction.

5 ZÁVER

Superkonštrukciu síl klíčiarne sladu v Pivovare Hurbanovo prezentovanú v tomto príspevku možno považovať za príklad úspešnej spolupráce investora, projektanta a dodávateľa. Úzka spolupráca subjektov zainteresovaných v procese výstavby vyššie uvedenej konštrukcie podporená využitím vedeckej a odbornej kapacity technickej univerzity umožnila bezproblémovú a rýchlu realizáciu tejto náročnej priemyselnej superkonštrukcie.

Dodávateľ stavby DOPRASTAV, a.s. Bratislava dokázal zrealizovať stavbu prezentovanú v tomto článku v požadovanom extrémne krátkom čase a vo vynikajúcej kvalite.

5 CONCLUSION

The superstructure of the malt germination silos at the Brewery in Hurbanovo presented in this paper is a good example of successful collaboration among the investor, project designer and contractor. Close cooperation of all subjects involved into the realization process of above mentioned construction supported by scientific and professional capacity of the university experts allowed the smooth completing of this pretentious industrial superstructure.

Ing. Búci Matúš, nar. 17.01.1957 v Bratislave, zamestnaný u Doprastav a.s. Bratislava - Petržalka ako vedúci Výrobno Hospodárskeho Strediska.

Realizované referenčné stavby:

- Výstavba novej sladovne v Hurbanove - inžinierska stavba monolitických síl potravinárskom priemysle
- Estakáda Prievoz na diaľničnom úseku Mierová - Senecká v Bratislave.
- mostné objekty na diaľničnom úseku pri Novom Meste n/V 700m Horná Streda, 400m Beckov, menšie premostenia
- mostný objekt Schnaittach v Nemecku budovaný technológiou vysúvania
- Dielne pre telesne postihnutých Siegelbach Nemecko komplex pozemných stavieb
- Realizácia mostov technológiou letmej montáže priečne delených konštrukcii. A-5, V-1, Vlárska v Bratislave, Hušták Banská Bystrica

Doc. Ing. Igor Hudoba, PhD. (1946)

- vedúci Katedry betónových konštrukcií a mostov, Stavebná fakulty Slovenskej technickej univerzity v Bratislave

Oblast výskumu: betónové konštrukcie, vysokohodnotný betón, vláknobetón

Matúš Búci, MSc.Civil Eng. (1957):
DOPRASTAV s.a., Bratislava - Chief Engineer
Reference constructions:

- Malting Plant of the Brewery Hurbanovo, Slovakia
- Overpass Bridge Prievoz, highway part Mierová-Senecká, Bratislava, Slovakia
- Bridge Constructions nearby Horná Streda, Beckov, Slovakia
- Complex of Buildings for Handicaped People, Siegelbach, Germany

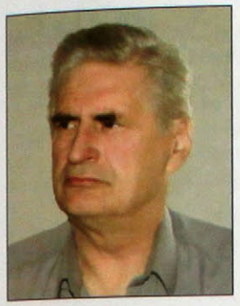
Igor Hudoba, Assoc.Prof., PhD (1946)

- Head of the Department of Concrete Structures and Bridges, Faculty of Civil Engineering, Slovak University of Technology Bratislava, Slovakia

Field of research: Concrete Structures, High Performance Concrete, Fibre Reinforced Concrete,

Hromadné garáže SPP Bratislava
Car Park SPP Bratislava

Michal Schmuck



Článok poukazuje na možnosti prefabrikácie pri stavbe viacpodlažnej garáže kruhového pôdorysu. Prefamonolitický systém betónovej konštrukcie prispel k výraznému urýchleniu a zlacneniu stavby.

The article points out at the possibilities of the concrete prefabricates by construction of the multiple storey car park building of circular layout. The prefabricated monolithic concrete structure system has contributed to a significant acceleration and economizing of the construction works.

V roku 2000 bola postavená zaujímavá konštrukcia hromadných garáží v areáli Slovenského plynárenského priemyslu - OZ Bratislava.

Objekt hromadných garáží je po architektonicko - dispozičnej stránke navrhnutý kruhového pôdorysu, má svojim tvarom pripomínať plynojem, ktorý v týchto miestach kedysi stál. Má šesť nadzemných a jedno podzemné podlažie. Skladobný priemer hornej stavby je 54 m, priemer pôdorysu podzemného podlažia 67 m. Garáže sú vyprojektované pre malé nákladné automobily v suteréne, pre veľké nákladné automobily a autobusy v prízemí a pre osobné automobily v druhom až piatom nadzemnom podlaží. Komunikáciu automobilov zabezpečujú rampy - kruhová do suterénu a priame dvojsmerné rampy v horných podlažiach. Prístup veľkých nákladných automobilov a autobusov do každého garážového boxu je priamo zvonku objektu. V prízemí sa ešte nachádzajú priestory pre servisné služby. V šiestom nadzemnom podlaží sú umiestnené kancelárie, šatne a sklady.

Štyri únikové schodiská sú situované v štvrtinách obvodu, odklonené sú od hlavných osí objektu o 45o. Hlavné vertikálne komunikácie - schodisko a výťahy s inštalačnými a vetracími

šachtami sú v centrálnej oblasti dispozície - v kruhovom átriu pretínanom priamymi rampami. Átrium je zhora zastrešené a presvetlené zasklenou oceľovou konštrukciou v tvare kužeľa.

Konštrukčný systém je montovaný železobetónový priestorový skelet so spriahnutými prefamonolitickými stropmi. Stropné konštrukcie pozostávajú z vnútorných oblúkových prievlakov, obvodových nosníkov, radiálnych trámov skladobného rozpätia 13 m a železobetónových prefabrikovaných dosiek (filigrány). Priestorové pôsobenie konštrukcie je zabezpečené vložením nadpodporovej výstuže, spriahnutím tyčových a plošných prvkov pomocou vyčnievajúcej výstuže a zmono-

Last year a collective car park with an interesting design has been built in the premises of the Slovak Gas Company (SPP) - the branch plant Bratislava.

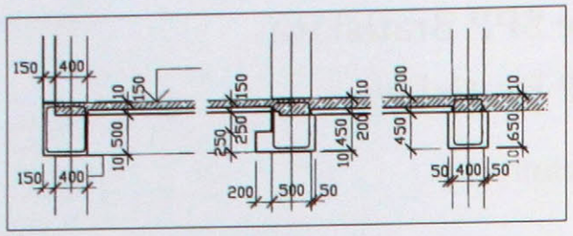
From the architectural viewpoint the car park has been designed as a building object with circular ground plan layout, which should resemble the gas tank station, which used to stand in this place a long time ago.

The building has 6 over ground storeys and 1 underground storey. The diameter of the overground circular part of the building is 54 m, whereas the diameter of the underground circular part is 67 m. The car park has been designed for parking of small trucks in the underground storey, for parking of the large trucks and bussess on the ground floor and for parking of the passenger cars on the 2nd - 5th overground storey. The cars can move around the car park through the system of ramps: - the circular ramp leading to the basement and the straight bi-directional ramps on the upper storeys. The access of large trucks and busses to any parking box is possible directly from the outside of the car park building. Moreover, there is a car repair and service station on the ground floor of the building. The 6th floor of the building also houses the office rooms, wardrobes and storage rooms.

The 4 emergency staircases are situated each in one quarter of the building, at an angle of 45° measured from the respective perpendicular axis of the building. The main vertical communications - the staircase and the lifts with the building services and ventilation shafts are located in the central part of the layout - in a circular atrium crossed by the straight ramps. This atrium has a steel profile roofing structure with the glazed cone skylight.

The building structure has the carcass built from the prefabricated iron concrete columns with the coupled monolithic ceiling from prefabricated concrete. The ceil-

Ing. Michal Schmuck, ZIPP BRATISLAVA, spol. s r.o.



Obr. 1 Rez stropnou konštrukciou
Fig. 1 Cross sectional view of the access ramps

litnením stropu.

Radiálne nosníky podobne ako nosníky rámp sú uložené na konzolách stĺpov a prievlakov. Všetky stĺpy sú stykované pomocou vyčnievajúcej výstuže, na ktorú sa nasunú svojimi dutinami stĺpy vyššieho podlažia a následne sa zainjektujú Vusokretom. Pri takomto riešení odpadá zváranie a styky sú v pohľadovom betóne neviditeľné.

Základová doska a suterénne steny sú monolitické. Maximálna hladina podzemnej vody sa nachádza cca 1 m nad podlahou suterénu, preto bola spodná stavba riešená ako vaňa.

Výpočet priestorovej konštrukcie bol vykonaný programom Feat 4.1 metódou konečných prvkov. Bol použitý betón tr. B20 - B30 pre monolitické konštrukcie a B30 - B50 v prefabrikátoch. Použitá oceľ 10505, resp. 10425.

Investor: Slovenský plynárenský priemysel, OZ Bratislava.
Dodávateľ: ZIPP BRATISLAVA, spol. s r.o.
Autor: Ing. arch. Peter Košťál, Ing. Michal Schmuck

ing structure is composed of the vaulted downstand beams, peripheral girders, radial trusses of the 13 m span and of the iron concrete prefabricated panels (filigrans). The spatial effect of the building structure is corrected through insertion of the over support reinforcement bars, through coupling of the rod and surface elements by means of the protruding reinforcement bars and by means of the monolithic ceiling from the cast concrete.

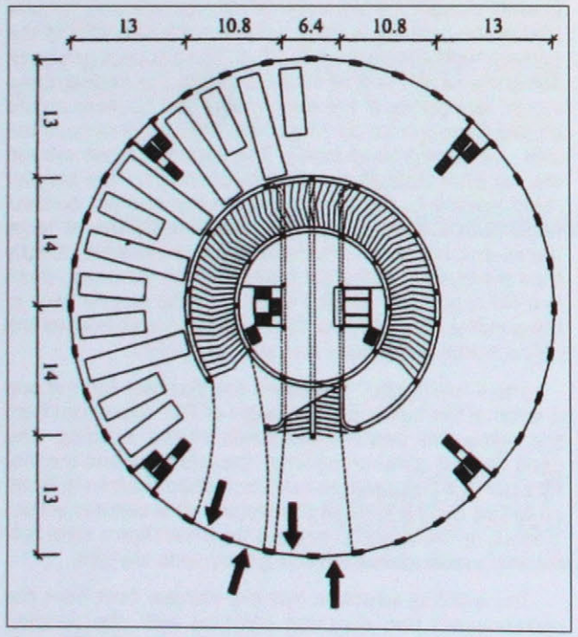
The radial trusses are, similarly as the ramp girders, laid on the column cantilever beams and on the downstand beams. All columns are coupled through the protruding reinforcement bars, on which the upper floor columns are fitted and subsequently injected through the Vusokret cement mixture. This engineering solution does not require any welding and the joints invisible in the ceiling soffit.

The foundation slab and the walls in the basement are from the monolithic concrete. The underground water attains the maximum height of approx. 1 m above the basement floor level, therefore the hydroinsulating layers on the floor and on the diaphragm walls had to be used on the underground storey.

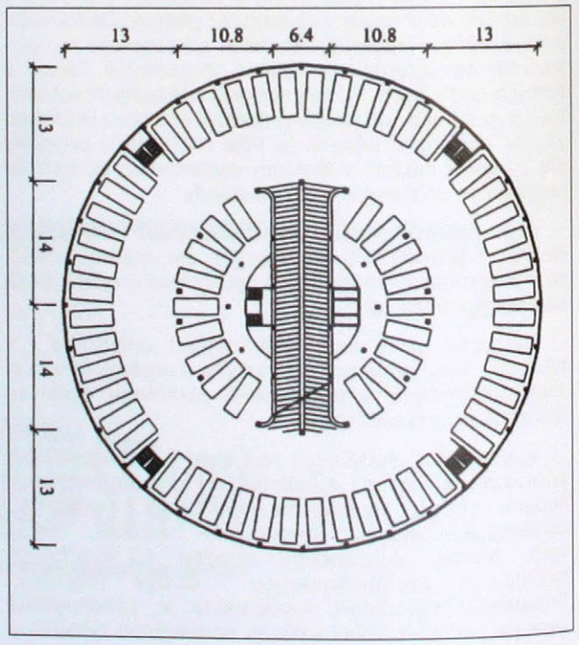
The structural calculation of the car park building object has been performed by means of the finite elements method and the FEAT 4.1 computer program.

The monolithic structures of the building have been built from the class B20 - B30 concrete and the prefabricated elements were made from the class B30 -B50 concrete. The reinforcing bars used in the iron concrete mixture are made from the steel 10505 and/or 10425.

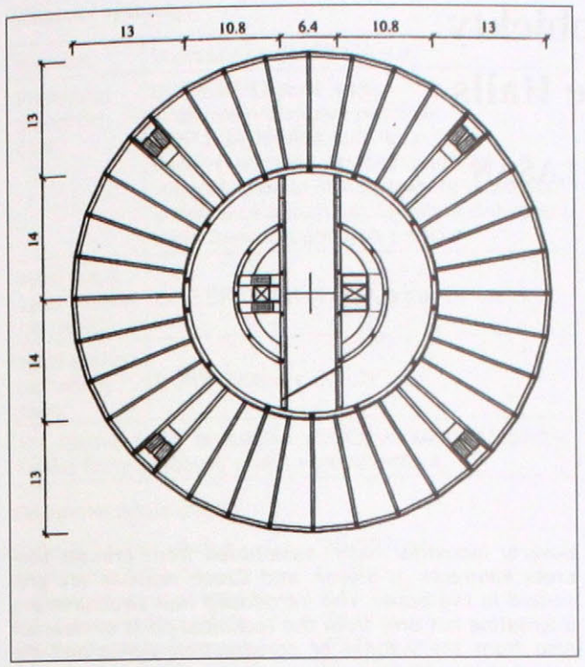
Investor: Slovak Gas Company, branch plant Bratislava
Contractor: ZIPP Bratislava, s.r.o.
Designers: Peter Košťál, MSc.Arch.,
Michal Schmuck, C.Eng.



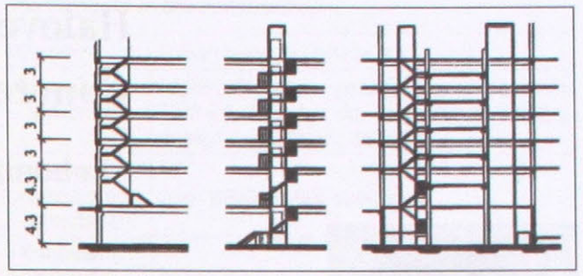
Obr. 2 Dispozícia prízemia
Fig.2: Ground floor layout



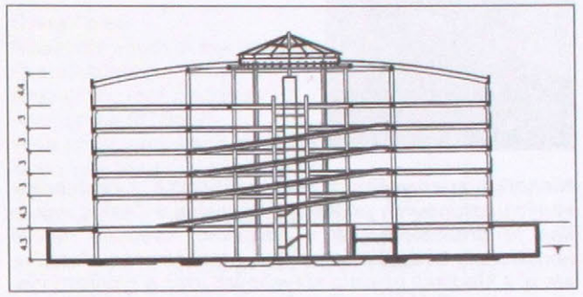
Obr. 3 Dispozícia typ. podlažia
Fig. 3 Layout of a typical overground storey



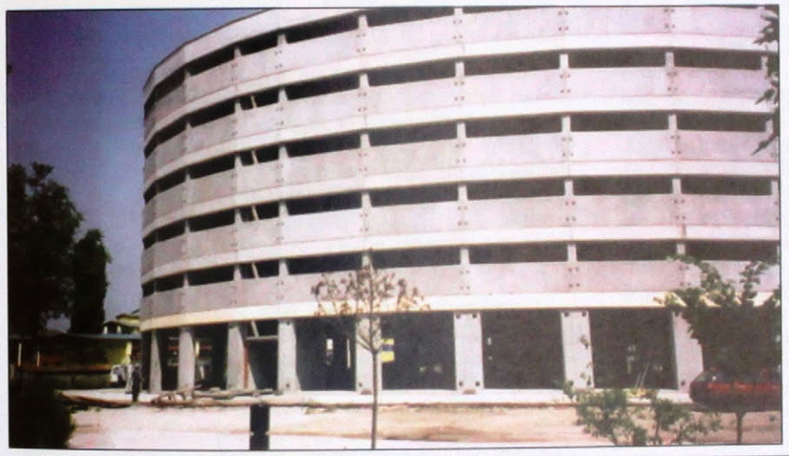
Obr. 4 Pôdorys typického podlažia
Fig. 4 Ground plan of a typical overground storey



Obr. 5 Vertikálne komunikácie
Fig. 5 Vertical communication paths in the car park building



Obr. 6 Rez rampami
Fig.6: Ground floor layout



Obr. 7 Pohľad na hotovú konštrukciu garáži
Fig. 7 Car park - external view

Ing. Michal Schmuck, Autorizovaný stavebný inžinier (62 rokov), hlavné zameranie - statika pozemných stavieb, autor mnohých úspešných riešení prefabrikovaných i monolitických konštrukcií na Slovensku.

Ing. Michal Schmuck, Authorized civil engineer (Age: 62 years), work specialization - structural analysis of the buildings and construction objects, author of many successful engineering designs of the prefabricated and monolithic concrete structures in Slovakia

Obr. 8 Ineriér garáži - typické podlažie
Fig. 8 Typical floor - Internal view

Halové objekty
Concrete Halls

Ľubomír LAŠÁN

Niekoľko priemyselných hál, vyrobených z prefabrikovaných betónových prvkov v Slovenskej a Českej republike je prezentovaných v príspevku. Uvedené halové konštrukcie sú zaujímavé nielen z technického hľadiska, ale aj z hľadiska objemu stavebných prác a rýchlosti výstavby.

1. ÚVOD

Vývoj halových objektov v súčasnom období je určený investorskou činnosťou a možnosťami technológie výroby, dopravy a montáže. Halové konštrukcie z betónu spĺňajú náročné požiadavky z hľadiska vytvárania potrebných priestorov a zároveň spĺňajú užívateľské požiadavky vrátane požiarnej odolnosti bez ďalších potrebných úprav. V závodoch je možné bez vplyvu počasia vyrábať veľmi kvalitné prefabrikáty s povrchovými úpravami, skosenými hranami z kvalitných betónových zmesí od B20 do B60. Vývoj detailov s náročným tvarovaním železobetónových prvkov (hlavne stĺpov) umožňuje rýchlu montáž na stavbe. Používanie ľahkých strešných plášťov s využitím trapézového plechu umožňuje zväčšovať rozpony halových konštrukcií až do modulu 30,0 m pri použití predpätých prvkov. Limitujúcim faktorom sa stávajú dopravné a montážne možnosti závislé od hmotnosti prefabrikovaného prvku.

Firma ZIPP BRATISLAVA spol. s r.o. realizovala veľké množstvo halových objektov na Slovensku, ale aj v zahraničí - hlavne v Nemecku a Českej republike. Z posledných realizácií svojou náročnosťou a veľkosťou pri veľmi náročných termínových požiadavkách zaujali dve priemyselné stavby :

2. ŽELEZOBETÓNOVÁ KONŠTRUKCIA OBJEKTU NOVÁ LAKOVŇA V DEVÍNSKEJ NOVEJ VSI

Stavba predstavuje jeden z investične najnáročnejších priemyselných objektov realizovaných na Slovensku za posledných 10 rokov. Práve objemový rozsah, náročnosť konštrukcie a termíny výstavby predstavovali výzvu pre dodávateľa stavby, ktorá bola (nielen) v sloven-ských podmienkach ojedinelá.

Several industrial halls, assembled from precast concrete elements in Slovak and Czech republic are presented in the paper. The introduced hall structures are interesting not only from the technical point of view but also from the volume of construction works and the speed of construction.

1. INTRODUCTION

Nowadays, the development of hall structures is determined by an owner's activity, ability of production technology and efficiency of hauling and erection equipment. Concrete hall structures meet the demanding requirements for the space and along with, they fulfil a user's requirements including the fire resistance. It is possible to produce high quality precast elements with a surface trimming, skewed edges, from C20 up to C60 concrete mixes in the plants without an influence of weather.

Development of details with complex shaping of reinforced concrete elements (mainly columns) enables quick assembling on the construction site. An application of light roof claddings allows to increase spans up to 30 m module if prestressed members are used. Limiting factors has become hauling and erection equipment those capacity determines the

ZIPP BRATISLAVA Ltd. has built a lot of hall structures in Slovakia and abroad - mainly in Germany and Czech republic. From the latest ones, the most interesting are two industrial halls because of their complexity, the scale and very tough time table of the construction.

2. THE REINFORCED CONCRETE STRUCTURE OF THE NEW SPRAYING PLANT IN DEVÍNSKA NOVA VES

The construction represents one of the most investment demanding industrial works built in Slovakia within last 10 years. The size and complexity of the structure and schedule of the construction were challenge for a contractor, because its uniqueness within Slovak conditions.

Ing. Ľubomír Lašán, ZIPP BRATISLAVA spol. s r.o.

Účastníci výstavby:

Investor:	Volkswagen SLOVAKIA a.s.
Projektant stavebnej časti:	COPROJEKT spol. s r.o. - celkové projektové riešenie ZIPP BRATISLAVA spol. s r.o. úvodný statický koncept, statický výpočet, projekt statiky (okrem oceľových konštrukcií a komína), vý-robná dokumentácia železobetónových prvkov
Vyšší dodávateľ stavebnej časti:	ZIPP BRATISLAVA spol. s r.o.
Vyšší dodáv. technolog. časti:	DÜRR Systems GmbH
Pre obidve firmy pracovalo množstvo subdodávateľov. Ďalšie firmy pracovali priamo pre investora.	

Objemové údaje stavby:

Celková zastav. plocha	36 357 m²
Maximálna šírka haly	138 m
Celkový obostav. priestor	840 700 m³
Plocha strešného plášťa	36 000 m²
Plocha železobet. stropov	55 000 m²
Plocha obvodového plášťa	23 600 m²
Maximálna dĺžka haly	360 m
Objem prefa betónu	21 350 m³
Objem monolit. betónu	19 260 m³
čo celkovo predstavuje	15 111 ks prefabrikátov

z toho:

• stĺpy	557 ks	4 245 m³	
• nosníky, trámy, prievlaky	3 186 ks	11 796 m³	
• väzníky	463 ks	1 038 m³	
• polopref.stropné dosky	9 984 ks	2 813 m³	48 132 m²
• stropné dosky TT	208 ks	249 m³	6 240 m²
• iné prefabrikáty	713 ks	1 209 m³	

Termínové údaje stavby:

Začiatok prác	20.11.1998
Montáž prvého stĺpa	17.12.1998
Dokončenie 1. etapy stavby	15.02.1999
Dokončenie 2. etapy stavby	31.03.1999
Dokončenie 3. etapy stavby	31.05.1999
Úplné ukončenie po inštalácii technológie	10.02.2000
Kolaudácia stavebnej časti	29.02.2000

Stručný popis stavby:

Stavba sa nachádza v areáli VW SLOVAKIA v Devínskej Novej Vsi. Stavba je súčasťou rozsiahlej investičnej činnosti, ktorú hneď po vstupe na Slovensko začala firma vyvíjať. Ide o rozsiahle a komplikované stavebné dielo, kde inštalovaná technológia lakovania automobilov prebieha na štyroch podlažiach o celkovej ploche 91 000 m2. Technológia rozhodujúcim spôsobom ovplyvnila tvorbu stavebnej konštrukcie a kládla na ňu vysoké nároky z hľadiska zaťaženia i stavebných úprav.

Základný modul nosnej konštrukcie je 12 x 12 m. Konštrukcia je rozdelená na 7 dilatačných celkov. Termíny výstavby a veľký rozsah projektových prác si vyžiadali rozdelenie objektu na 3 základné montážne úseky (etapy). Objekt je 1 až 4 podlažný s minimom priestorov pod úrovňou 0,00. Najvyššia časť hrubej stavby objektu

Participants in the construction

Owner:	Volkswagen SLOVAKIA a.s.
Consultant - structure:	COPROJEKT, ltd. - general design solution ZIPP BRATISLAVA, ltd. - conceptual design, design calculation, drawings
Principal contractor - structure:	ZIPP BRATISLAVA spol. s r.o.
Principal contractor - technology:	DÜRR Systems GmbH

Data of the construction work

Overall area:	36 357 m2
Maximum width of the hall:	138 m
Overall space:	840 700 m³
Area of the roof cladding:	36 000 m²
Area of the RC floors:	55 000 m²
Area of the peripheral cladding:	23 600 m²
Maximum length of the hall:	360 m
Volume of the precast concr.:	21 350 m³
Volume of the cast-in-situ concrete:	19 260 m³

Totally: 15 111 pieces of precast elements that consist of

• Columns:	557 pc.	4245 m³	
• Beams, girders:	3186 pc.	11796 m³	
• Roof girders:	463 pc.	1038 m³	
• Semi-precast floor slabs:	9984 pc.	2813 m³	48132 m²
• Double -Tee beams:	208 pc.	249 m³	6240 m²
• The others precast elements:		713 pc.	1209 m³

Time table of the construction:

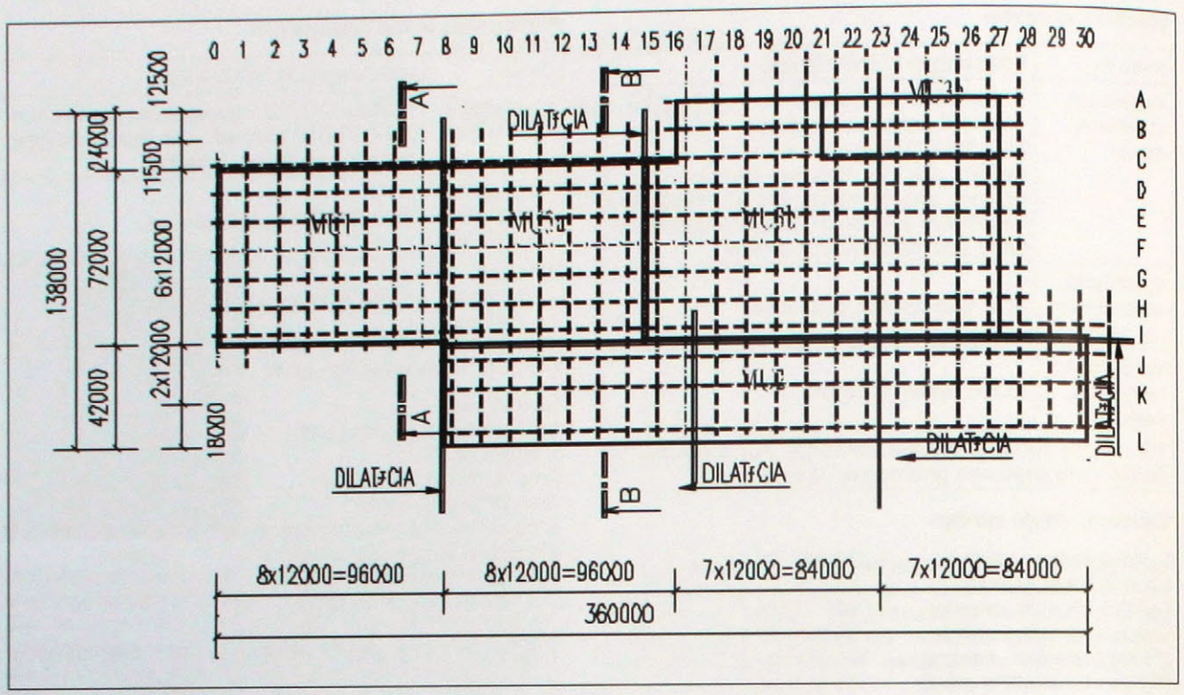
Start of the construction:	20.11.1998
Erection of the first columns:	17.12.1998
Completion of the 1st stage:	15.02.1999
Completion of the 2nd stage:	31.03.1999
Completion of the 3rd stage:	31.05.1999
Final completion including technology:	10.02.2000
Inauguration of building:	29.02.2000

The brief description of the structure

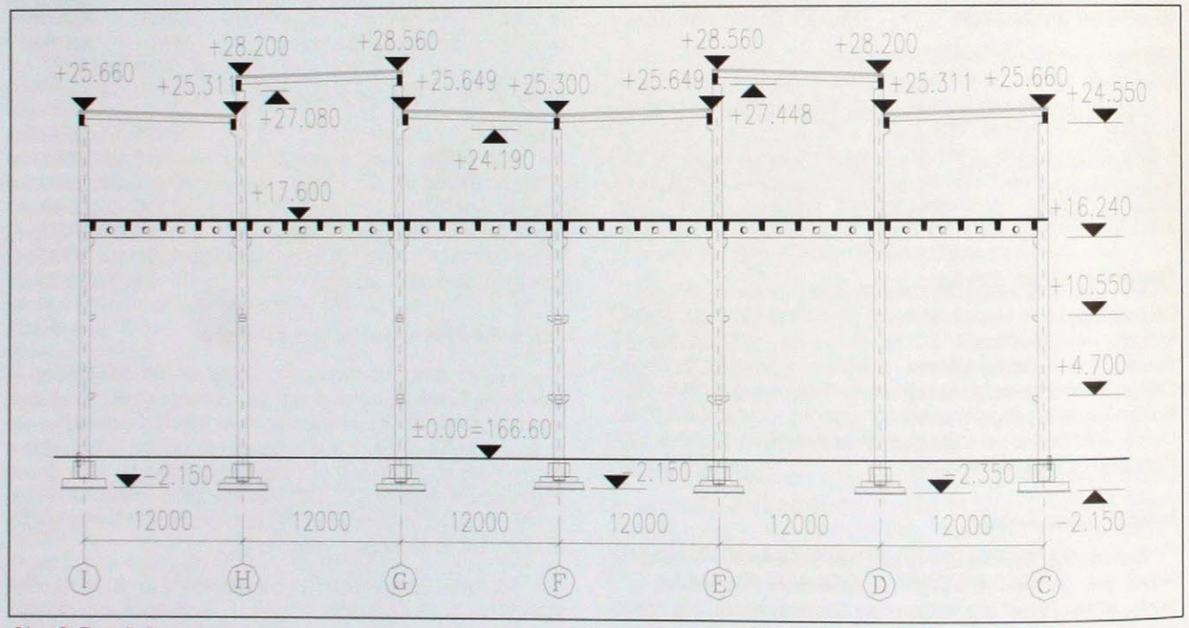
The structure is located in area of VW SLOVAKIA in Devínska Nová Ves and it is a part of an extensive investment activity of the company, that started just after its entering to Slovakia. It is a large construction work, where technology for spraying of cars is installed on four floors with overall area of 91 000 m2. The technology decisively influenced the design of the structure from the aspects of the load and construction layout.

The basic module of the structure is 12 x 12 m. The structure is divided into seven 7 substructures by the expansion joints. The time table of the construction and extensive design works claimed division of the structure into three basic assembling units. The structure is from one up to four floors tall and only few parts are below 0,00 elevation. The tallest part of the structure is 28,50 m above the ground (fig.1, fig.2,fig.3,fig.4).

Some floor structures are from steel and they were built by the supplier of technology. They can not be counted to the lateral-load resisting system. In some areas, they represent substantial part of the column load.



Obr. 1 Modulová schéma objektu
Fig. 1 Modular scheme of the structure



Obr. 2 Rez A-A
Fig. 2 Section A-A

je 28,50 m nad terénom (obr. 1, 2, 3, 4).

Časť stropov je z oceľovej konštrukcie a realizoval ju dodávateľ technológie. Nie je ich možné započítať do stuženia objektu. Miestami tvoria podstatnú časť zaťaženia stĺpov.

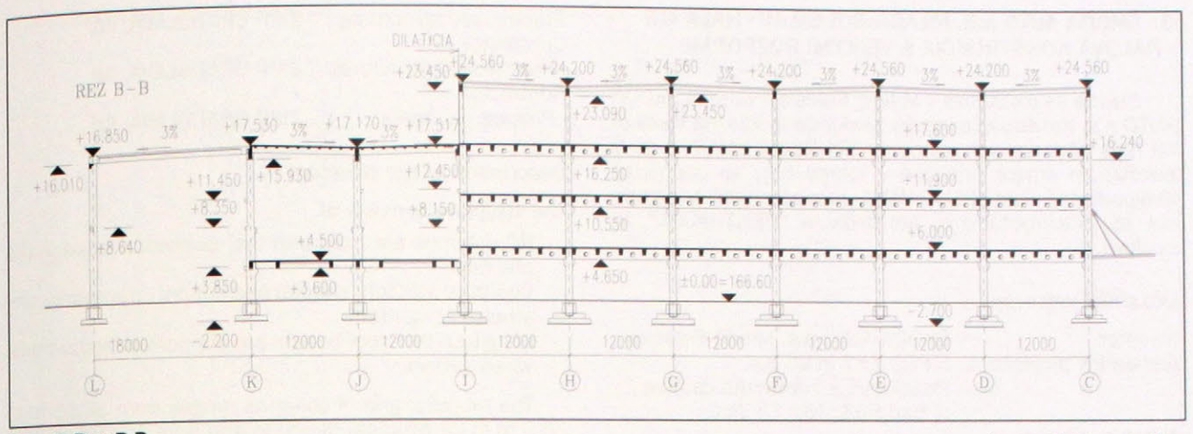
Zaťaženia objektu :

Pri návrhu konštrukcie bolo uvažované s nasledujúcimi

Actions

The following loads were taken into account:

- snow load - 0,70 kN/m^2,
- wind load - 0,55 kN/m^2 and opened terrain type "A" according to Slovak Code,
- design ground acceleration a_g = 0,55 m/s^2 according to Slovak Code, i
- imposed load - 5, 10 or 20 kN/m^2 depending on the requirements of the technology,
- superimposed dead load - 0,7 kN/m^2
- loads on corbels for bearing of the steel inter-floors -



Obr. 3 Rez B-B
Fig. 3 Section A-A

Obr. 4 Realizácia stavby - Nová lakovňa - Devinská Nova Ves (Slovenská rep.)
Fig. 4 Construction of the New spraying plant in Devinská Nova Ves (Slovak rep.)

zaťaženiami:

- sneh - II. snehová oblasť
- vietor - IV. vetrová oblasť, terén typu A
- seizmicita - návrhové seizmické zrýchlenie a_g = 0,55 m/s^2 podľa nového znenia STN 73 0036 z roku 1997
- náhodilé zaťaženia 5,10 alebo 20 kN/m^2 podľa údajov dodávateľa technológie
- ďalšie podvesené zaťaženia väčšinou 0,7 kN/m^2
- zaťaženia na konzoly pre uloženie oceľových medzistropov - podľa údajov dodávateľa technológie.

Použité materiály :

Betón - pre základy, poloprefabrikované a monolitické dosky a iné prefabrikáty B35
- pre prievlaky a trámy B45, B55
- pre stĺpy a predpäté prvky B55

Oceľ - 10505(R) predpínacia oceľ 1570/1770 ϕ 12,5 podľa DIN

depending on the requirements of the technology.

Materials

Concrete:

- for foundations, semi-precast and cast-in-situ slabs and the other RC precast elements class C30/37,
- for RC girders and beams class C35/45, C45/55
- columns and PC members: C45/55.

Steel:

- ordinary reinforcement with characteristic yield stren-gth of 500 MPa,
- prestressing reinforcement - low relaxation strands ϕ 12,5 mm with characteristic strength of 1770 MPa.

3. ŠKODA AUTO A.S. MLADÁ BOLESLAV - HALL M6 - LONG-SPAN HALL STRUCTURE

The hall is located in Mlada Boleslav within area of ŠKODA AUTO a.s. It consists of one storey structure with the several bays and with plane dimensions of 371,2 x 216,8 m. Double storey part of the "PENTHAUS" structure is situated in the central part of the hall. The main structure is from reinforced concrete, only PENTHAUS from steel.

Participants in the construction:

Owner:	ŠKODA AUTO, a.s. Mlada Boleslav
General consultant:	S-PROJEKT PLUS, a.s. Design and engineering works tr. Bati 508, 762 Zlin, CZ
Consultant - Design of	

3. ŠKODA AUTO A.S. MLADÁ BOLESLAV - HALA M6 - HALOVÁ KONŠTRUKCIA S VEĽKÝMI ROZPONMI

Stavba sa nachádza v Mladej Boleslavi v areáli ŠKODA AUTO a.s. Konštrukciu stavby tvorí jednopodlažná viaclodná hala pôdorysných rozmerov 371,200 x 216,800 m. V pozdĺžnom smere približne v strede haly sa nachádza dvojpodlažná časť "PENTHAUS". Hlavná nosná konštrukcia je železobetónová, konštrukcia "PENTHAUSU" je oceľová.

Účastníci výstavby :

Investor:	ŠKODA AUTO a.s. Mladá Boleslav
Generálny projektant:	S.PROJEKT PLUS a.s. Projektová a inženýrská činnost tř. Bati 508, 762 73 Zlín
Návrh a výpočet predpätých prvkov	: ZIPP BRATISLAVA spol. s r.o.
Dodávateľ prefabrikovanej konštrukcie:	ZIPP BRATISLAVA spol. s r.o.
Prestressed structures:	ZIPP BRATISLAVA, ltd.
Contractor - Prestressed structures:	ZIPP BRATISLAVA, ltd
Contractor - Precast elements:	ZIPP BRATISLAVA, ltd

Stručný popis konštrukcie :

Konštrukciu stavby tvoria :

- železobetónové stĺpy votknuté do kalichov v rozšírenej hornej časti pilot,
- do stĺpov s vidlicovým ukončením sú uložené predpäté prievlaky - I prierez - priečny smer,
- v pozdĺžnom smere sú na prievlaky zavesené cez ozub väzníky - I prierez - pozdĺžny smer.

Modulová osnova stĺpov sa pohybuje od 18,85 do 26,00 m v pozdĺžnom smere a od 12,00 do 27,00 m v priečnom smere. Stĺpy svojou vlastnou tuhosťou zabezpečujú stabilitu konštrukcie aj na horizontálne účinky. Spády v strešnej rovine sú tvorené rôznou výškou uloženia prievlakov v hlavných osiach. Výškový rozdiel je rovnaký 0,50 m pri rôznych modulových dĺžkach (obr. 5, 6, 7, 8, 9).

Strešné väzníky:

Strešné väzníky sú spravidla ukladané v module 6,0 m na nosné prievlaky cez ozub výšky 0,44 m. Rozpätie je od 18,85 do 26,00 m. Väzník prenáša ľahkú strešnú konštrukciu, zaťaženie snehom a podvesené zaťaženie z technológie. Z hľadiska náročnosti ide o bežný predpätý prvok.

Strešné prievlaky:

Strešné prievlaky sú ukladané v hlavných modulových osiach od 12,00 do 27,00 m. Ukladajú sa do vidlice stĺpov, čím je zabezpečená ich bočná stabilita. Prievlaky prenášajú bodové účinky od väzníkov a ďalšie zaťaženie od technológie.

Z hľadiska predpätých prvkov ide o veľmi náročné prvky z dôvodu prenášania veľkých zaťažení (pri dĺžke 27,00 m je normový moment M = 10 249,19 kNm a normová posúvajúca sila Q = 1 293,35 kN). Pri bežnom prievlaku L = 24,00 m je použitých 59 kusov predpínacích lán ϕ 12,5 mm/1800 MPa a pri prievlaku L = 27,00 m je použitých 60 kusov predpínacích lán. Takéto prvky sú náročné na výrobu, prepravu a montáž. Bežný prievlak L = 24,00 m má hmotnosť 38,00 t. Prievlak L = 27,00 m má hmotnosť 60,15 t.

Description of the structure

The structure consists of

- RC columns are fixed into the pockets located in the pile cap.
- Columns with fork shaped end support transverse prestressed I - girders.
- Longitudinal I- roof beams are supported by the transverse girders.

The modular grid of columns ranges from 18,85 m to 26,0 m in longitudinal direction and from 12,0 m to 27,0 m in transverse direction. The lateral stability of the structure is ensured by flexural stiffness of the columns. The roof slope was created by different elevation of the transverse girders. The difference in elevation is 0.50 m for the modules. (Fig.5,6,7,8,9).

Longitudinal Roof Girders

Longitudinal roof girders are supported by the transverse girders in module of 6,0 m using half joints 0,44 m deep. The spans range from 18,85 m to 26,0 m. The girders are loaded by the dead load of the roof, the superimposed dead load of the technological equipment suspended from the roof girders and snow. The girders are ordinary stressed prestressed concrete element.

Transverse Roof Girders

The transverse roof girders are erected into the axes of the main modules ranging from 12,0 m to 27,0 m. The lateral stability of girders is ensured by their insertion into fork shaped end of the columns. The girders bear forces - reactions of the transverse roof girders beams and superimposed dead load due to the technology.

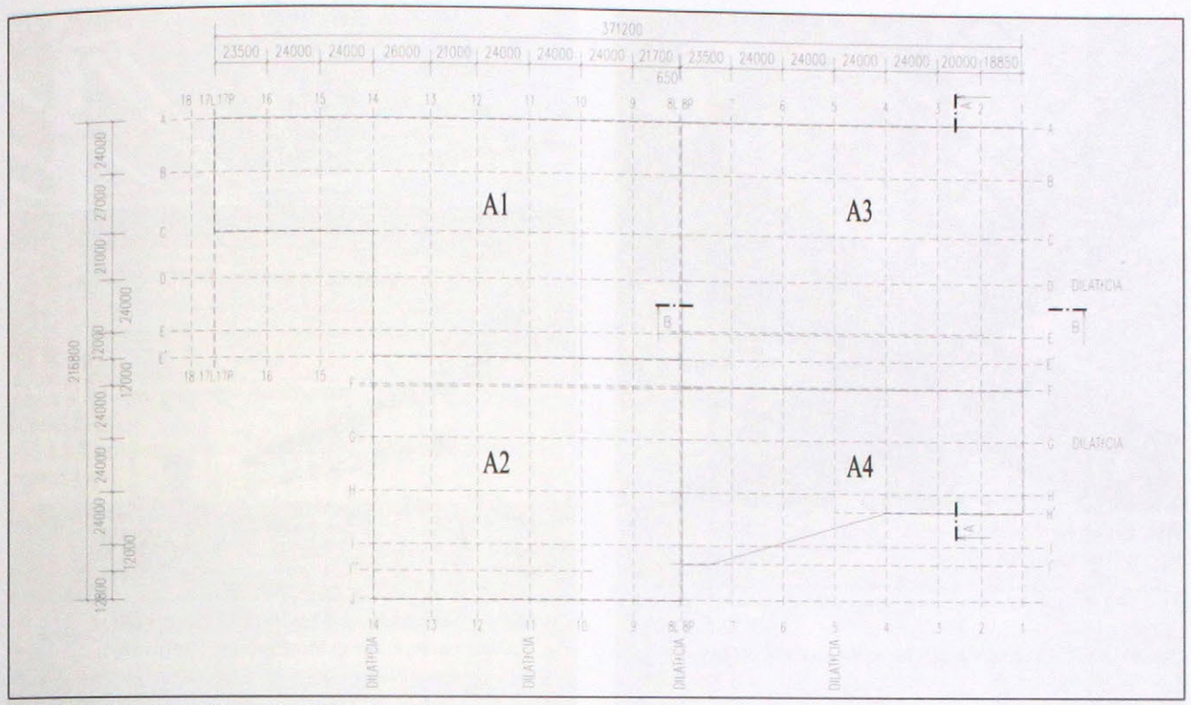
Prestressed girders are highly stressed structural elements, (e.g. members with span length of 27 m have to withstand nominal (unfactored) bending moment of M 10,249 MN.m and shear force of V 1,293 MN).

The rest of the longitudinal girders of L=24 m is prestressed by 59 strands of ϕ 12,5 mm and their self-weight is 38,0 tons. The longest girder L 27 m is prestressed by 60 strands ϕ 12,5 mm and its weight is 60,15 tons.

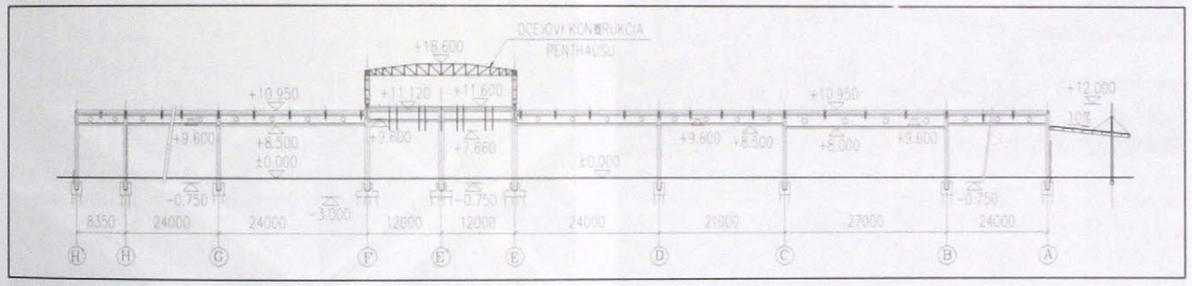
Materials

Concrete C45/55
Ordinary reinforcement with characteristic yield strength of 500 MPa,
Prestressing reinforcement - low relaxation strands ϕ 12,5 mm with characteristic strength of 1770 MPa.

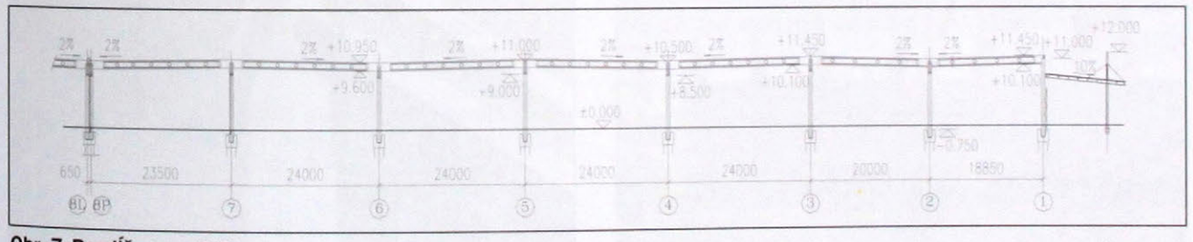
It is important to possess highly variable manufacturing capacity, that enables designers a variable designing of reinforced concrete and prestressed concrete elements, if he wants to reach the high quality of the construction. It is the only way, how to fulfil diverse demands of investors from industrial and trade sphere, and how to meet various requirements for intended use of the structures and ability to withstand the loads.



Obr. 5 Modulová schéma objektu
Fig. 5 Modular scheme of the structure



Obr. 6 Priečny rez A-A
Fig. 6 Transverse section A-A



Obr. 7 Pozdĺžny rez B-B
Fig. 7 Longitudinal section B-B

Použité materiály :

Betón B 55
Oceľ 10 505 (R)
Predpínacie laná ϕ 12,5mm /1800 MPa

Pre kvalitný návrh halových konštrukcií je dôležité mať výrobné možnosti variabilného navrhovania železobetónových a predpätých prefabrikovaných prvkov. Iba tak sa dajú pokryť rôzne nároky investorov z priemyselnej a obchodnej oblasti pri rôznych požiadavkách na využitie

In the further figures are presented solutions of reinforced concrete and prestressed concrete members with details of their joints (fig. 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 17).

REFERENCES

[1] Szabó, I. - Lašan, Ľ.: Spriahnuté a montované betónové konštrukcie, In Proceeding: Betonárske dni 1996

Obr. 8 Detail napojenia
Fig. 8 Detail of the joint

Obr. 9 Realizácia stavby - Škoda Auto, a.s. - Hala M6 - Mlada Boleslav (Česká rep.)
Fig. 9 Construction of the hall - Škoda Auto, a.s. - Hall M6 - Mlada Boleslav (Czech rep.)

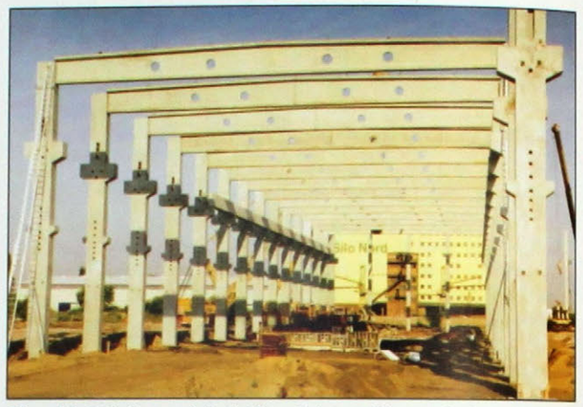
Obr. 10 Pozdĺžny pohľad - montáž väzníka - Magdeburg (Nemecko)
Fig. 10 Longitudinal view - erection of the girder - Magdeburg (Germany)

objektov a ich nárokov na zaťaženia hlavne vodorovných konštrukcií.

Na ďalších obrázkoch sú dokumentované riešenia náročných železobetónových a predpätých prvkov s riešením detailov ich vzájomných stykov (obr. 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16,17).

[2] Král, M.: Železobetónová konštrukcia objektu Nová lakovňa v Devinskej Novej Vsi, In Proceeding: Betonárske dni 2000

[3] Lašan, Ľ.: ŠKODA AUTO a.s., Mladá Boleslav - hala M6 - halová konštrukcia s veľkými rozpätiami, In Proceeding: Betonárske dni 2000



Obr. 11 Priečny pohľad -Magdeburg (Nemecko)
Fig. 11 Transverse view -Magdeburg (Germany)

Obr. 12 Detail konštrukcie - Škoda-VW - Mlada Boleslav (Česká rep.)
Fig. 12 Detail of the structure - Škoda-VW - Mlada Boleslav (Czech rep.)

Ľubomír Lašán received his master's degree from the Slovak University of Technology in Bratislava, Slovak republic in 1976. He worked as a structural engineer in company Stavoindustria Bratislava during period 1977-1983. Within years 1983-1990 he worked as an independent researcher at Research Institute of Building Construction in Bratislava. He solved research projects

Obr. 13 Priečny pohľad - Škoda-VW - Mlada Boleslav (Česká rep.)
Fig. 13 Transverse view - Škoda-VW - Mlada Boleslav (Czech rep.)

Obr. 14 Pozdĺžny pohľad na nosnú konštrukciu - Obchodné centrum Černy Most - Praha (Česká rep.)
Fig. 14 Longitudinal view on the structure - Shopping centre of Cerny Most - Prague (Czech rep.)

LITERATURA

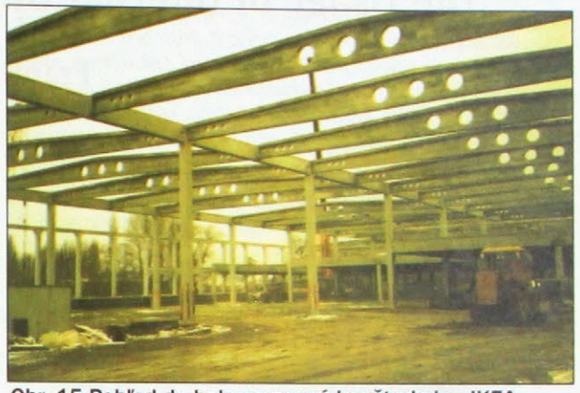
[1] Szabó, I. - Lašan, Ľ.: Spriahnuté a montované betónové konštrukcie, Zborník: Betonárske dni 1996

[2] Král, M.: Železobetónová konštrukcia objektu Nová lakovňa v Devinskej Novej Vsi, Zborník: Betonárske dni 2000

[3] Lašan, Ľ.: ŠKODA AUTO a.s., Mladá Boleslav - hala M6 - halová konštrukcia s veľkými rozpätiami, Zborník: Betonárske dni 2000

Ľubomír Lašán vyštudoval v rokoch 1971 - 1976, Stavebnú fakultu SVŠT v Bratislave - odbor pozemné stavby. V rokoch 1977 - 1983 pracoval ako projektant statiky vo firme Stavoindustria Bratislava. V rokoch 1983 - 1990 ako samostatný vývojový pracovník pracoval vo Výskumno-vývojovom ústave pozemného staviteľstva v Bratislave. Riešil výskumné úlohy v oblasti železobetónových a spriahnutých vopred predpätých konštrukcií. Od roku 1990 pracuje vo firme ZIPP BRATISLAVA spol. s r.o., v súčasnej dobe ako riaditeľ pre projekciu nosných konštrukcií. V tomto období sa zúčastnil na projektoch priemyselných, obchodných a polyfunkčných budov, ktoré sa realizovali na Slovensku a tiež v zahraničí (Spolková republika Nemecko, Česká republika).

concerning of reinforced concrete and composite pretensioned structural members. He joined ZIPP BRATISLAVA ltd. in 1990 and currently, he serves as project director for design of structures. He has worked on design of many industrial facilities, shopping centres and multifunctional buildings, that were built either in Slovak republic and abroad (Czech republic and Germany).



Obr. 15 Pohľad do haly na nosnú konštrukciu - IKEA - Brno (Česká rep.)
Fig. 15 Inside the hall view on the structure - IKEA - Brno (Czech rep.)

Obr. 16 Šedová nosná konštrukcia - INA Skalica (Slovenská rep.)
Fig. 16 The shed hall structure - INA Skalica (Slovak rep.)

Obr. 17 Pohľad na nosnú konštrukciu - OBI - Šterboholý Praha (Česká rep.)
Fig. 17 View on the structure - OBI - Šterboholý Praha (Czech rep.)

Betónová nosná konštrukcia mosta s použitím vnútornej nesúdržnej prepínacej výstuže.

Reinforced Concrete Bridge Superstructure with the Usage of Internal Unbonded Prestressing Steel.

František Brliť

Nosná konštrukcia nadjazdu nad diaľničným privádzačom je navrhnutá a zrealizovaná ako železobetónová dosková kon-štrukcia, ktorá je doplnená o predpätia vyvodené vnútornou nesúdržnou predpínacou výstužou.
Zhotoveniu projektovej dokumentácie predchádzala teoretická práca, ktorá preukázala spôsob navrhovania konštrukcií s použitím vnútornej nesúdržnej predpínacej výstuže s porovnaniami výpočtových metód v súvislosti s viacerými normovými predpismi. Projekt bol zhotovený ako experimentálna stavba.

Typ konštrukcie: spojitá
Rozpätia polí: 10,0 + 15,5 + 15,5 + 10,0 m
Užitočná šírka: 7,775 m
Užitočná plocha: 7,775 x 52,0 = 404,3 m²

VŠEOBECNE

Mostný objekt prevádza cestu III. triedy č. III/5076 kategórie P7/40 ponad diaľničný privádzač kategórie S11,5/100. Komunikácia je na moste v priamej a v smerovom oblúku s polomerom 450 m a vo výškovom oblúku s polomerom 900 m. Priečny sklon na moste je konštantný, jednostranný 2,5 %. Šírka medzi zvodidlami je 7,0 m.

ZÁVERY Z POROVNANIA NÁVRHU KONŠTRUKCIÍ PREDPÄTÝCH VNÚTORNOU NESÚDRŽNOU PREDPÍNACOU VÝSTUŽOU

Teoretická práca, ktorá predchádzala samotnému návrhu konkrétnej mostnej konštrukcie, pozostávala zo štyroch častí, v ktorých boli určené hlavné zásady pre návrh, realizáciu a monitorovanie stavby nadjazdu.

Pre porovnanie predpisov platných v Slovenskej repub-

Superstructure of fly-over over motorway feeder was designed and built as reinforced concrete slab complemented with prestresses forced by unbonded prestressing steel.
The elaboration of project documentation was preceded by theoretical work that has proven the method of designing of superstructure with unbonded internal prestressing by comparison of calculation methods according to several standards. The project was built as an experimental structure.

Type of superstructure: continuous beam
Spans: 10,0 + 15,5 + 15,5 + 10,0 m
Effective width: 7,775 m
Effective area: 7,775 x 52,0 = 404,3 m2

GENERALLY

Bridge carries the III. class road No. III/5076 category P7/40 over motorway feeder category S11,5/100. Horizontal alignment of the road changes from tangent to arc with radius of 450 m and vertical alignment has a parabolic arc with radius of 900 m on the bridge. Cross slope is constant, one-sided 2,5 %. Clear width between rails is 7,0 m.

CONCLUSIONS FROM THE COMPARISON OF THE DESIGNS OF SUPERSTRUCTURES PRESTRESSED WITH INTERNAL UNBONDED PRESTRESSING STEEL

Theoretic work that precede the design of a particular bridge superstructure itself was constituted by four parts in which a main principles for design, implementation and monitoring of the construction of fly-over were determined.

There was done an analysis according to ENV 1992

Ing. František Brliť - CEMOS, projektová kancelária, s. r. o., Mlynské Nivy 68, 821 05 Bratislava, tel.: 02/5341 8993, e-mail: brlit@cemos.sk

like sa urobila analýza podľa ENV 1992. Normový predpis ENV 1992 je budovaný na teórií medzných stavov, ktorých filozofia je odlišná od filozofie normových predpisov pre navrhovanie mostov platných na území SR. Napriek tomu väčšinu pravidiel, princípov a požiadaviek sa môže aplikovať aj v prostredí našich noriem. Prístup ENV 1992 k návrhovým modelom betónových konštrukcií dôsledne vychádza z pojmu konštrukčný betón. Pojem "konštrukčný betón" zahŕňa betón vystužený betonárskou alebo predpínacou výstužou, a predpätie je chápane ako vonkajšie zaťaženie konštrukcie. To znamená, že výpočtové modely používané pre železobetón sa môžu použiť aj pre prvky vystužené predpínacou výstužou.

Na základe urobených analýz môžeme zhrnúť podmienky a kritéria pre návrh konštrukcií

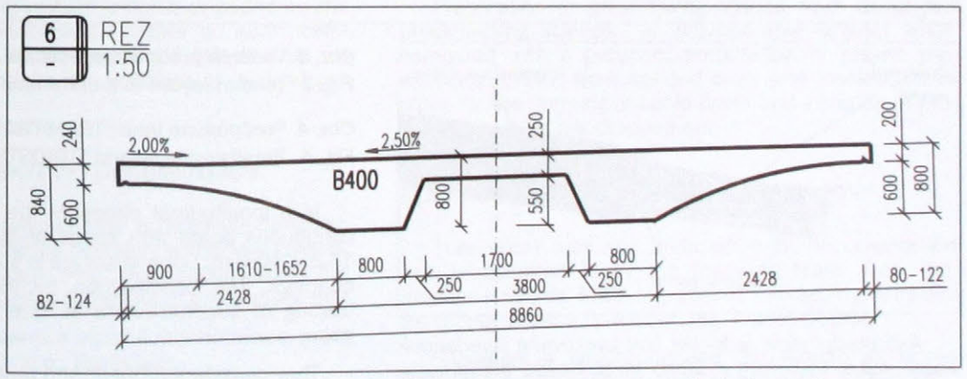
s vnútornou nesúdržnou predpínacou výstužou do nasledovných všeobecne platných pravidiel:

1. Mostné konštrukcie predpäté iba vnútornou nesúdržnou predpínacou výstužou sa môžu navrhovať ako železobetónové konštrukcie a účinky predpätia sa môžu považovať za vonkajšie zaťaženie.
2. Stupeň predpätia týchto konštrukcií sa môže pohybovať v celej škále od χ_p = 0 pre železobetónové konštrukcie až po $\chi_p \geq 1$ pre konštrukcie plne predpäté.
3. V nosnej konštrukcií predpätej vnútornou nesúdržnou predpínacou výstužou musí byť navrhnutá aspoň minimálna plocha súdržnej výstuže s vysokou ťažnosťou (betonárska výstuž), ktorá vylúči pri prípadnom preťažení konštrukcie krehké porušenie konštrukcie.
4. Vnútornú nesúdržnú predpínaciu výstuž nie je potrebné posudzovať na únavu.
5. Krytie betónom vnútornej nesúdržnej predpínacej výstuže pre mostné konštrukcie musí byť rovnaké ako pre súdržnú predpínaciu výstuž.

POPIS NOSNEJ KONŠTRUKCIE MOSTA

Nosná konštrukcia v priečnom reze bola v pôvodnej dokumentácii navrhnutá ako dosková s konzolovitými časťami navrhnutými ako oblúkové nábehy. Nový návrh s použitím vnútornej nesúdržnej predpínacej výstuže umožnil vyľahčenie prierezu. Vyľahčenie sa dosiahlo zhotovením priečneho rezu ako dvojtrámového so širokými trámami. Vonkajšie tvary konzolových častí zostali nezmenené z dôvodu požiadavky zachovať ich tvar podľa návrhu z predchádzajúceho stupňa projektovej dokumentácie.

V pozdĺžnom smere konštrukcia pôsobí ako spojitý nosník s rozpätiami polí 10,0 + 15,5 + 15,5 + 10,0 m. Nosná konštrukcia je na spodnú stavbu uložená prostredníctvom elastomérových ložísk. Technológia jej zhotovenia predpokladala betonáž nosnej konštrukcie ako jedného celku bez pracovnej škáry.



Obr. 1 Priečny rez nosnej konštrukcie v poli
Fig. 1 Cross-section of superstructure at midspan

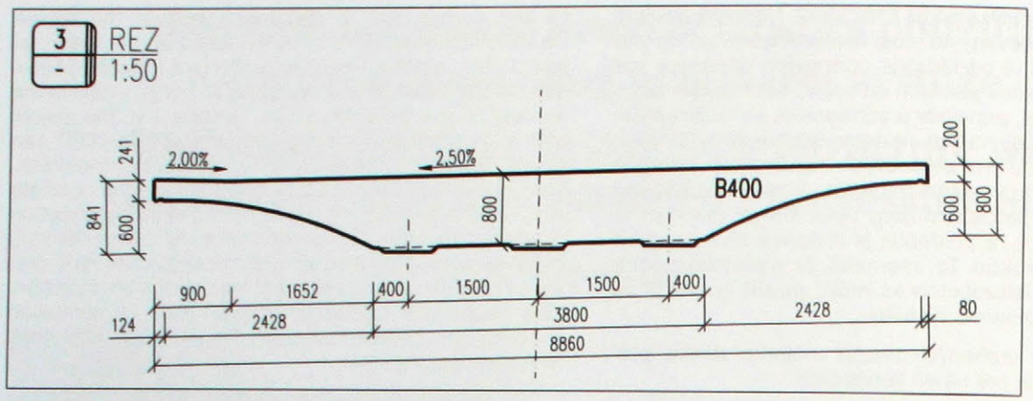
for the comparison of standards valid in the Slovak Republic. Standard ENV 1992 is based on the theory of limit states, which philosophy is different from the philosophy of standards for the designing of bridges valid in the territory of the Slovak Republic. Despite that, the majority of rules, principles and requirements of ENV 1992 can be also applied in the environment of Slovaks standards. The approach of ENV 1992 to design models of concrete structures is consistently based on the term "construction concrete". The term "construction concrete" includes concrete reinforced by mild or prestressing steel, and prestress is understand as external load on the construction. That means that calculation models used for reinforced concrete can be used also for the elements reinforced with prestressing steel.

On the basis of performed analyses, the conditions and criteria for the design of constructions with internal unbonded prestressing steel can be summarized into the following generally valid rules:

1. Bridge superstructure prestressed only with internal unbonded prestressing steel can be designed as reinforced concrete sutructures and the effects of prestress can be considered as external load.
2. The level of prestress of these structures can vary within the whole range from χ_p = 0 for reinforced concrete structures up to $\chi_p \geq 1$ for fully prestressed structures.
3. In superstructure prestressed with internal unbonded prestressing steel, must be proposed at least minimal area of bonded reinforcement with high ductility (mild reinforcing steel), which in the case of incidental overloading excludes brittle failure of the structure.
4. There is no necessity to review internal unbonded prestressing steel for fatigue.
5. Cover of internal prestressing steel for bridge superstructure must be the same as for bonded one.

DESCRIPTION OF BRIDGE SUPERSTRUCTURE

Superstructure was in the original project design as reinforced concrete solid slab with cantilevers with arc-shaped haunchs in cross-section. A new design with the utilization of internal unbonded prestressing steel has enabled the lightening of cross-section. The lightening was achieved by the creation of cross-section as double-beam with wide T-beams. External shapes of cantilever

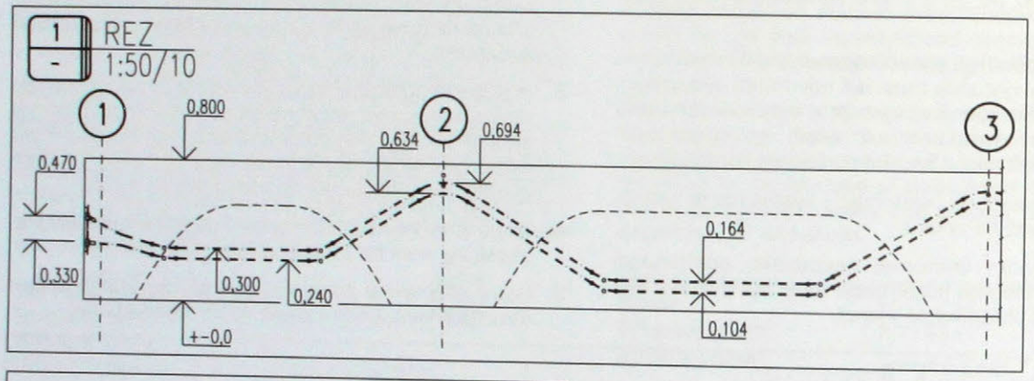


Obr. 2 Priečny rez nosnej konštrukcie nad medziľahlou podperou

Fig. 2 Cross-section of superstructure at intermediate support

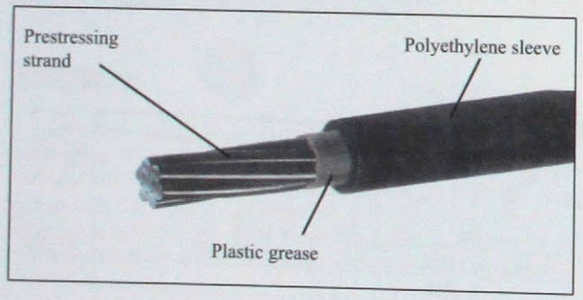
Ako predpínacie jednotky boli uvažované štvorlanové káble 4ϕLs 15,5 mm / 1800 MPa. Každé predpínacie lano má vlastnú protikoróznu ochranu.

V pozdĺžnom smere konštrukcia pôsobí ako spojitý nosník s rozpätiami polí 10,0 + 15,5 + 15,5 + 10,0 m. Nosná konštrukcia je na spodnú stavbu uložená prostredníctvom elastomérových ložísk. Technológia jej zhotovenia predpokladala betonáž nosnej konštrukcie ako jedného celku bez pracovnej škáry.



Obr. 3 Vedenie predpínacej výstuže v pozdĺžnom smere

Fig. 3 Tendon layout in longitudinal section



Obr. 4 Predpínacie lano "TRIOSTRAND"

Fig. 4 Prestressing strand "TRIOSTRAND"

Ako predpínacie jednotky boli uvažované štvorlanové káble 4ϕLs 15,5 mm / 1800 MPa. Každé predpínacie lano má vlastnú protikoróznu ochranu.

Oceľové lano TRIOSTRAND pre nesúdržnú predpínaciu výstuž pozostáva z oceľového sedem drôtového predpínacieho lana Ls 15,5 mm / 1800 MPa, z polyetylénového obalu z HDPE a plastického maziva.

Predpínacie káble sú kotvené prostredníctvom kompaktných kotiev Projstar CH-2 / K pre kotvenie dvoch lán.

parts have remained unchanged due to the request to preserve their shape according to the proposal from the previous stage of documentation.

In a longitudinal direction, the construction acts as continuous beam with spans of lengths 10,0 + 15,5 + 15,5 + 10,0 m. Superstruc-ture is supported by elastomer bearings. The construction technology has supposed casting of superstructure as one unit without working gap.

They considered four-strand tendons 4ϕLs 15,5 mm / 1800 MPa as prestressing units. Every prestressing tendon has its own anticorrosive protection.

In a longitudinal direction, the construction acts as continuous beam with spans of lengths 10,0 + 15,5 + 15,5 + 10,0 m. Superstructure is supported by elastomer bearings. The construction technology has supposed casting of superstructure as one unit without working gap.

They considered four-strand tendons 4ϕLs 15,5 mm / 1800 MPa as prestressing units. Every prestressing tendon has its own anticorrosive protection.

Steel strand TRIOSTRAND for unbonded prestressing consists of steel seven-wire prestressing strand Ls 15,5 mm / 1800 MPa, polyethylene HDPE sleeve and plastic grease.

Prestres-sing tendons are anchored by compact anchor Projstar CH-2 / K for two strands.

Materiál Material	Merná jednotka Measuring unit	Konštrukcia zo železobetónu Reinforced concrete superstructure	Konštrukcia predopnutá vnútornou nesúdržnou predpínacou výstužou Superstructure prestressed by internal unbonded prestressing
Betón B400 Concrete B400 (C -/35)	m^3	269,4	233,5
	m^3/m^2	0,666	0,578
Betonárska výstuž 10 425 (V) Mild reinforcement 10 425 (V)	t	55,2	34,5
	t/m^2	0,137	0,0853
Predpínacia výstuž ϕLs 15,5/1880 Triostrand Prestressing steel ϕLs 15,5/1880 Triostrand	m	-	1685
	m/m^2		4,168
	t	-	1,9
	t/m^2		0,00470
Predpínacie kotvy PROJSTAR CH-2/K Prestressing anchor PROJSTAR CH-2/K	ks	-	32
	ks/m^2		0,0791

PREDBEŽNÉ POROVNANIE SPOTREBY MATERIÁLOV

Na základe zrealizovaných prác je možné urobiť predbežné porovnanie spotreby materiálov na nosnú konštrukciu. Porovnanie je urobené pre navrhnutú konštrukciu s použitím vnútornej nesúdržnej predpínacej výstuže s konštrukciou zo železobetónu.

Nové riešenie ponúka pre konečného odberateľa, investora, kvalitnejšiu konštrukciu, ktorá má lepšie vlastnosti, ako železobetónová konštrukcia. Konštrukcia s použitím nesúdržnej výstuže má väčšiu tuhosť, ktorá v konečnom dôsledku zmenšuje priehyby nosnej konštrukcie s následným zmenšením prirodzených trhliniek v železobetónovej konštrukcii. Tým sa dáva predpoklad dlhodobej bezporuchovej životnosti mosta. Zmenšenie množstva betonárskej výstuže umožňuje dokonalejšie ukladanie betónovej zmesi a jej dokonalé zhutnenie a vytvorenie kvalitného povrchu mostovky, na ktorú sa zhotovuje izolačná vrstva.

Zhotovenie predpínacích káblov s použitím vnútornej nesúdržnej predpínacej výstuže je oproti prípadnému zhotoveniu klasických predpínacích káblov so súdržnosťou neporovnateľne jednoduchšie (odpadá inštalovanie trubiek pre zhotovenie káblových kanálikov a injektáž predopnutých káblov).

SPRACOVANIE PROJEKTOVEJ DOKUMENTÁCIE

Na spracovaní teoretickej časti a zhotovení dokumentácie pre vykonanie prác sa podieľal nasledovný kolektív: Doc. Ing. Jaroslav Halvoník, PhD., Ing. Ľudovít Farkaš, Ing. Miroslav Ďurčo, Ing. Zuzana Gimerská, Ing. František Brliť.

Program monitorovania a vlastné monitorovacie práce vyhotovil VÚIS-mosty, s. r. o., Bratislava.

PRELIMINARY COMPARISON OF MATERIAL CONSUMPTION

On the basis of finished works, it is possible to elaborate a preliminary comparison of material consumption for superstructure. The comparison is done for the superstructure with unbonded prestressing against originally designed reinforced concrete superstructure.

A new solution offers better-quality structure to end-user, client. This superstructure has better properties than reinforced concrete one. The structure with the usage of unbonded presstressing steel has higher stiffness that eventually reduces the deflections of superstructure with the subsequent reducing of natural cracks in reinforced concrete superstructure. Thus a prerequisite for a long-term trouble-free service life of a bridge is given. The reduction of the quantity of mild reinforcement enables better casting of concrete mixture and its perfect compaction and creation of quality bridge deck surface onto which a waterproofing layer is placed.

Preparation of prestressing tendon from unbonded presstressing strands is incomparable simpler when compared with a pertinent preparation of classic prestressing tendon from bonded ones (the installation of pipes for the forming of cable ducts and injection of prestressed cables are dropped out).

ELABORATION OF PROJECT DOCUMENTATION

Theoretical part and elaboration of documentation was participated in by the following team: Doc. Ing. Jaroslav Halvoník, PhD., Ing. Ľudovít Farkaš, Ing. Miroslav Ďurčo, Ing. Zuzana Gimerská, Ing. František Brliť.

Schedule of monitoring and the monitoring works themselves were made by VÚIS-mosty, s.r.o., Bratislava.

Estakáda na rýchlostnej komunikácii C. I/11 v Žiline
Expressway I/11 Flyover at Žilina

Tibor Michalka

Estakáda prevádza rýchlostnú komunikáciu ponad zastavanú časť mesta Žilina. V článku je uvedený popis jej riešenia a skúsenosti z realizácie.

Typ konštrukcie: Spojitá z predpätého betónu, celkovej dĺžky 1154 m.
Rozpätia polí: V rozmedzí 20 - 65 m.
Šírka medzi zvodidlami: Hlavný objekt 10,25 m, vetvy 6,5 m.

ÚVOD

Navrhovaná estakáda je súčasťou stavby nachádzajúcej sa v severnej časti Žiliny na ceste I/11.

Riešený úsek cesty I/11 je zaradený medzi rýchlostné komunikácie FT A2 a je súčasťou III. dopravného okruhu mesta Žilina. Prakticky ide o výstavbu druhej polovice estakády na c. I/11 v smere Čadca - Bratislava a Čadca - Rajec - obr.č.1.

Navrhovaná estakáda mimoúrovňovo križuje železničnú trať Žilina - Čadca, Žilina - Bratislava (celkovo 14 koľají), Bratislavskú cestu, podzemné vedenia a dve vetvy jestvujúcej estakády.Pod estakádou sa nachádza hala na prehliadanie rušňov.

The flyover carries the expressway traffic over the built-up area of the town of Žilina. Description of flyover design and experience acquired during its implementation are presented in this article.

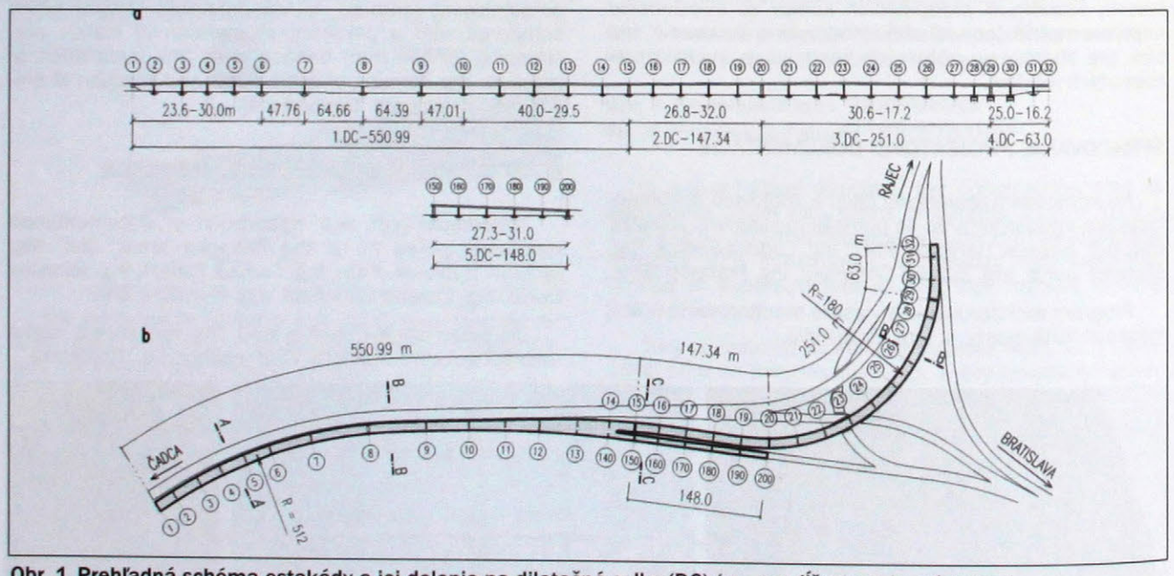
Type of structure: Continuous prestressed concrete girder with overall length of 1,154 m.
Bridge spans: In the range 20 - 65 m
Bridge width: Main structure 10.25 m, ramps 6.5 m

INTRODUCTION

The planned flyover is part of the Project situated on the expressway I/11 in the northern part of the town of Žilina.

The planned section of road I/11 is included in expressways FT A2 and is part of the Žilina Ring Road III. In fact it concerns construction of the parallel carriageway of the road I/11 flyover for traffic direction *Čadca - Bratislava* and *Čadca - Rajec* - Fig. 1.

The planned flyover crosses the railway link *Žilina - Čadca*, *Žilina - Bratislava* (in total 14 tracks), the *"Bratislavská"* road, and two ramps of existing flyover. A locomotive depot is situated under the flyover.



Obr. 1 Prehľadná schéma estakády a jej delenie na dilatačné celky (DC) (a - pozdĺžny rez, b - pôdorys)
Fig. 1 General layout of the flyover and its division into construction units (a - longitudinal section, b - the plan)

Ing. Tibor Michalka, CSc., Dopravoprojekt a. s. Bratislava

KONCEPCIA NÁVRHU

Návrh estakády v zásade vychádza z riešenia už existujúcej priľahlej estakády postavenej v r.1978. Týka sa to hlavne výšky nosnej konštrukcie a rozpätia polí.

Konštrukcia novonavrhovanéj estakády je rozdelená do piatich dilatačných celkov.Každý dilatačný celok je tvorený spojitým jedno resp. dvojkomôrkovým nosníkom z predpätého betónu betónovaného na podpernej pevnej skruži - obr.č.2. Rozhodujúcou prekážkou určujúcou rozpätia a postup výstavby hlavných polí estakády je koľajisko ŽSR. Hlavné polia so spoločnou podperou č. 8 v 1. dilatačnom celku (1.DC) majú rozpätia 64.66m a 64.39m.Pre túto časť nosnej konštrukcie nachádzajúcej sa tesne nad trolejovým vedením s pomerne veľkými rozpätiami polí vyplývajúcimi z priľahlých polí na existujúcej estakáde, bol navrhnutý neobvyklý spôsob výstavby, uvedený ďalej. Odvodnenie vozovky v časti nad koľajiskom je riešené odvodňovacím žľabom, v zostávajúcej časti je estakáda odvodnená pomocou odvodňovačov.

ZAKLADANIE A SPODNÁ STAVBA

Základovú pôdu tvorí únosné štrkové podložie.

Založenie navrhovanej etakády je prevažne plošné v otvorených a zapažených stavebných jamách.Výnimku tvorí krajná opora č. 1, ktorá je založená na pilotách VUIS ϕ 420 mm, dĺ. 8.5m a podpera č.8, ktorá je založená na mikropilotách GEWI ϕ 50 mm, dĺ.10 a 11 m. Mikropiloty na podpere č. 8 boli navrhnuté z dôvodu menších priestorových nárokov počas ich realizácie v obmedzenom priestore koľajišťa.

Krajné opory sú navrhnuté buď ako pilotová bárka s úložným prahom v prípade opory č.1, alebo ako gravitačná opora v prípade opory č.200.

Medziľahlé podpery tvorí železobetónový základ a stenový driek hrúbky 1.2m, resp.2.5m v mieste dilatácie N.K. Na všetkých podperách je nosná konštrukcia uložená na hrncových ložiskách. Pevné uloženie je zabezpečené v každom dilatačnom celku samostatne, vždy na jednom, alebo na viacerých vysokých pilieroch.

NOSNÁ KONŠTRUKCIA

Nosnú konštrukciu mosta tvorí jednokomôrkový a dvojkomôrkový pôdorysne zakrivený nosník premennej výšky a šírky z predpätého betónu rozdelený do piatich dilatačných celkov. Schéma ich rozdelenia je zrejmá z obr.č.1

Niveleta nosnej konštrukcie v zásade sleduje niveletu nosnej konštrukcie priľahlej, už vybudovanej starej estakády.

Vo všetkých dilatačných celkoch sú nad podperami navrhnuté priečniky s prieleznými otvormi. Výnimku tvoria

STRUCTURAL DESIGN

In principle the new flyover design is based on the layout of existing one completed, parallel flyover constructed in 1978, particularly matching its constructional depth and spans length.

Its structure is divided into five construction units. Each formed by continuous, single- or two-cell prestressed concrete box girder concreted on solid centering - Fig. 2. The principal obstacle determining the length of spans and sequence of construction of flyover main spans is the trackage layout. The lengths of main spans adjacent to the joint pier No.8 in the 1st. construction unit are 64.66 m and 64.39 m. Atypical construction method, presented below, was proposed for this part of the flyover superstructure which is situated close above the overhead trolley lines. Pavement surface drainage in part above trackage is provided by means of a drainage channel, remaining part of the flyover is drained by gullies.

SUBSTRUCTURE

The subsoil is formed by gravel with satisfactory load-bearing capacity.

All piers have been founded on spread foundations in open or shored excavation pits except of abutment 1, which rests on piles VUIS ϕ 420 mm, 8.5 m long and pier No.8, founded on micropiles GEWI ϕ 50 mm, 10 and 11 m long. Micropiles at pier 8 have been proposed due to smaller construction space requirements within the limited area of the trackage.

Abutment No.1 is designed as a capping beam supported by piles, abutment 200 as gravity abutment.

Piers consist of RC footing and 1.2 m thick wall, 2.5 m thick in place of expansion joint. The superstructure is placed on neo-pot bearings. Fixed bearings are provided in each construction unit separately, always situated on one or more of the taller piers.

SUPERSTRUCTURE

The curved bridge superstructure is formed by a single-cell and two-cell prestressed concrete box girder of varying depth and width and is divided into five construction units. Scheme of the bridge layout is obvious from Fig. 1.

In principle the new flyover grade line follows the vertical alignment of adjacent, existing, already constructed, flyover.

Cross girders with openings are designed mostly above all piers in all construction units. Exception to this are only several end cross girders (at particular construction units) which are without openings.

len koncové priečniky jednotlivých dilatačných celkov ktoré sú neprielezné.

Hrúbka hornej dosky NK je 0,22 a 025m,hrúbka spodnej dosky je 0,22 - 042m, resp.0.8m nad rámovou podperou č.8 a hrúbka trámov NK je 0,42 - 0,6m.V stenách trámov a v hornej doske sú umiestnené bloky pre kotvenie predpínacích káblov.

Pre výstavbu nosnej konštrukcie boli navrhnuté dve technológie. V koľajišti bola NK betónovaná a napínaná po dvojiciach lamiel dĺ.12.5m na podpernej skruži. Ďalšie časti NK sú tiež betónované po betonážnych dieloch na skruži, ale systémom pole - konzola - obr.č.2. Dĺžka konzoly je v jednotlivých poliach rozdielna, v rozmedzí 5,0 až 9,0m. V obidvoch technológiach sa v priečnom reze najprv vybetónuje spodná doska a trámy a po doplnení výstuže horná doska.

Obr. 2 Pohľad na podpernú skruž
Fig. 2 Elevation - centering

Pre predpätie nosnej konštrukcie boli použité káble zložené z 12ϕLs 15.5mm, pevnosti 1800 MPa. Pre kotvenie boli použité dvojstupňové kotvy typu CH-12/RP-2S a spojkové dvojstupňové kotvy typu SK CH-12/2S. Pre vytvorenie káblových kanálkov sa použili rúrky do predpätého betónu typ Vlkanová - Witzeman pre 12 lán. Káble sú kotvené v čele jednotlivých betonážnych dielov, v priečnikoch nad piliermi a v kotevných blokoch. V styku betonážnych dielov je menšia časť káblov spojkovaná a väčšia časť káblov prebieha cez škáru.

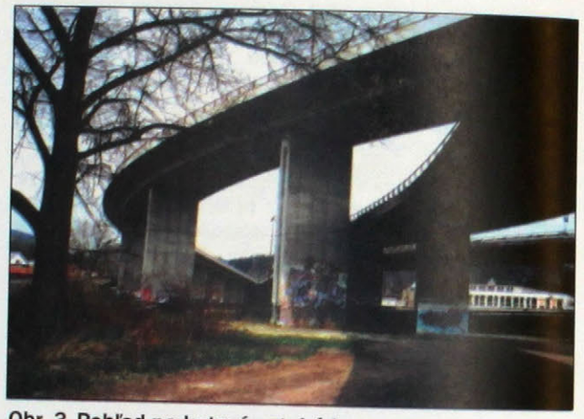
Betón nosnej konštrukcie je zn. B 400, resp. triedy C30/37 podľa STN EN 206-1.

POSTUP A SPÔSOB VÝSTAVBY

Betonáž a predpínanie nosnej konštrukcie v mieste hlavných polí začína od zárodku nad podperou č.8 a ďalej pokračuje symetricky smerom k podpere č.7 resp.č.9. Po predopnutí každej dvojice je možné odstrániť podpernú skruž a premiestniť ju na ďalšiu časť nosnej konštrukcie. Tento postup výstavby umožnil znížiť obmedzenie prevádzky na železnici a znížiť objem podpernej skruže potrebnej pre výstavbu nosnej konštrukcie v mieste hlavných polí. Betonáž ostatných polí nosnej konštrukcie pokračovala tiež na podpernej skruži, ale systémom pole - konzola.

The depth of box cross-section varies from 1.25 to 3.5m. The thickness of the deck slab varies from 0.22 to 0.25m, for bottom slab from 0.22 to 0.42m (0.8m above frame pier No.8). The web thickness varies from 0.42 to 0.6m. Anchorage blisters are situated inside a box girder at webs and top slab.

Two methods have been proposed for the flyover superstructure. In the area of trackage pairs of 12.5m long segments have been cast in-place and prestressed simultaneously on supporting centering. Other parts of the superstructure have been also constructed on centering but by the "span + cantilever" method - Fig.2. Cantilever length at particular spans differs from 5.0 to 9.0m. In both methods the box section was concreted in two stages - first the bottom slab and webs and secondly (after placing additional reinforcement) the deck slab.



Obr. 3 Pohľad na hotovú estakádu
Fig. 3 View of the completed flyover

The superstructure has been prestressed by tendons of 12 strands dia.15.5mm (12ϕLs 15.5mm/1800MPa) with the PROJSTAR anchorage system - multiplane anchors type CH-12/RP-2S and multiplane anchor couplers SK CH-12/2S. Cable ducts have been formed by corrugated steel ducts type WITZEMAN-Vlkanová.

Tendons have been anchored at faces of concreting sections, in cross-girders above piers and in blisters within the span. Most tendons pass through construction joints, only minor part of tendons is coupled in joints.

The superstructure concrete is of Class B 400, or C30/37, pursuant to stn en 206-1.

SEQUENCE OF CONSTRUCTION

Concreting and prestressing of flyover superstructure of the main spans begins from the starting segment situated above the pier No.8 and continues symmetrically to the pier No.7 and 9. After prestressing of each couple of segments the centering is removed and relocated to further part of the superstructure. The above method has reduced necessary railway traffic interruptions and material requirements on centering. Concreting of remaining spans of flyover superstructure continued on the supporting scaffold as well, but by the method span by span.

UKAZOVATELE POREBY MATERIÁLU PRE N.K

Betón	8 830 m^3	0,66 m^3/m^2
Betonárska výstuž	1 165 t	79,79 kg/m^2
Predpínacia výstuž	333 t	22,83 kg/m^2

Investor: SLOVENSKÁ SPRÁVA CIEST IÚ ŽILINA
Zhotovitel: DOPRASTAV a.s., OZ ŽILINA
Projektant: DOPRAVOPROJEKT a.s. BRATISLAVA PROMO spol.s.r.o PRAHA

ZÁVER

Estakáda je v súčasnosti zrealizovaná a uvedená do premávky. Výstavba mosta preukázala vhodnosť a hospodárnosť riešenia navrhnutého v DVP. Rozsahom, kombináciou technológií, zložitými podmienkami staveniska v mieste dôležitého dopravného uzla ŽSR a tvarom nosnej konštrukcie sa estakáda radí k zaujímavým mostným konštrukciám, v súčasnosti u nás realizovaných.

QUANTITIES OF MATERIAL FOR SUPERSTRUCTURE

Concrete	8,830 m^3	0.66 m^3/m^2
Reinforcing steel	1,165 t	79.79 kg/m^2
Prestressing steel	333 t	22.83 kg/m^2

Client/Owner: SLOVAK ROAD ADMINISTRATION, INVESTMENT ORG. ŽILINA
Contractor: DOPRASTAV a.s., ŽILINA Branch
Project designer: DOPRAVOPROJEKT a.s. BRATISLAVA PROMO Ltd. PRAGUE

CONCLUSION

Currently the flyover is completed and has been put in operation. Its construction has demonstrated suitability and economic efficiency of the solution proposed in Detailed Design. By its scope, combination of methods, complex conditions of the site (important Slovak Railways junction) and by its bridge deck appearance, the flyover is one of the interesting bridge structures recently built in the Slovak Republic.

Diaľničný most cez kanál Váhu pri obci Ladce
Motorway Bridge over the Váh Canal at Ladce

Tibor Michalka - Ján Kodaj

Most šikmo križujúci vážsky Nosický kanál leží na trase diaľnice v úseku D1 Nemšová - Ladce dlhej 16,6 km. Hlavné pole mosta rešpektuje výhľa-dové rozšírenie kanála a požiadavky na predpokladanú vodnú dopravu.Výstavba mosta začala v roku 1997 a bola ukončená v roku 2000.

Typ konštrukcie: Spojitý nosník z predpätého betónu
Rozpätia polí: 60,0m + 105,0m + 60,0m
Šírka medzi zvodidlami: 2x11,75m

ÚVOD

Diaľničný most pozostáva z dvoch samostatných mostných konštrukcií komôrkového prierezu, každý pre jeden dopravný smer diaľnice. Šikmo premosťuje Nosický kanál, ľavostrannú hrádzu Váhu a ľavostrannú hrádzu kanála. Pre výhľadové rozšírenie koryta kanálu bola uvažovaná šírka dna kanálu 34m a prietok 300m^3/sec. Výhľadový plavebný gabarit má šírku 50m a výšku 7m nad maximálnou plavebnou hladinou rozšíreného kanála.

KONŠTRUKČNÝ NÁVRH

Nosná konštrukcia

Mostný objekt sa skladá z dvoch samostatných konštrukcií, prevádzajúcich v smerovom a výškovom oblúku dva diaľničné pruhy. Celková dĺžka oboch mostov je rovnaká 226,6 m (obr.č.1). Priečne rezy sú jednokomorové, s obojstranne vyloženými konzolami. Hlavné pole nosnej konštrukcie je budované letmou betonážou a priľahlé polia na pevnej skruži. Nosná konštrukcia je v pozdĺžnom smere predpätá kombináciou káblov zabudovaných v konštrukcii a voľných káblov bez súdržnosti. Je navrhnutá z betónu B500 podľa STN 73 6306 resp. C35/45 podľa STN P ENV 206. Betonárska výstuž je z ocele 10425(V).

Predpínacia výstuž pre káble zabudované aj pre volné káble je z 13ϕLs 15,5/1800 MPa. Volné kable sú kotvené v priečniku zárodkov nad vnútornými podperami, ohybané v deviátoroch, osadené v PE chráničkách DN 80mm a zainjektované cementovou maltou. V deviátoroch sú

The bridge, skew in plan, crossing the "Nosický" canal parallel to the river Váh, is situated on 16.6 km long motorway link D1 Nemšová - Ladce. The main bridge span respects the perspective widening of the canal and planned navigational requirements. Construction of the bridge commenced in 1997 and was completed in 2000.

Type of structure: prestressed concrete continuous girder
Bridge spans: 60.0m + 105.0m + 60.0m
Bridge width: 2x11.75m

INTRODUCTION

The motorway bridge consists of two separate bridge structures each with single-cell cross-section and for one carriageway of motorway. The crossing of the bridge with the Nosický canal as well as with the left-side embankment of the Váh and of the canal is skew. Future widening of the canal (width of 34 m at the bottom) and a flow rate of 300 m^3/sec. have been considered for the design of the bridge spans. The navigation horizontal and vertical clearance at the highest navigation water level is: 50 m and 7 m respective.

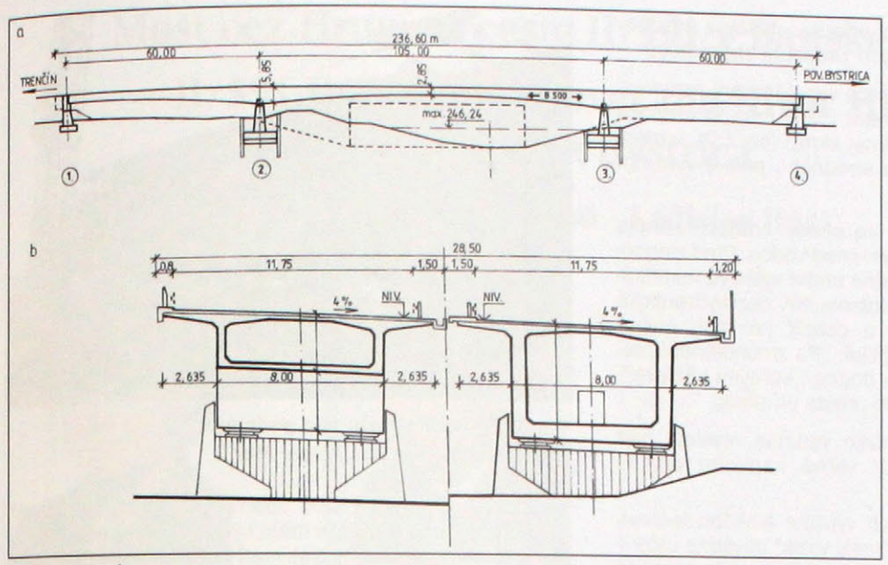
STRUCTURAL DESIGN

Superstructure

The bridge consists of two separate structures providing two motorway carriageways in horizontal and vertical curve. The overall length of both bridges is the same - 226.6 m (Fig. 1). Their cross sections are single-cell with cantilevers. The main span of the bridge deck is constructed by the free cantilever method while adjacent spans are concreted on solid scaffolds. In longitudinal direction the bridge deck is prestressed by combination of bonded (built-in in the structure) and unbonded tendons without cohesion. The bridge deck is designed from class B500 concrete pursuant to STN 73 6306 or C35/45 pursuant to STN P ENV 206. Reinforcing steel is of grade 10425(V).

Prestressing reinforcement for bonded as well as

Ing. Tibor Michalka,CSc. Dopravoprojekt, a.s. Bratislava
Ing. Ján Kodaj Doprastav, a.s. Bratislava



Obr. 1 Pozdĺžny a priečny rez mosta - schéma
Fig. 1 Bridge Longitudinal and Cross-sections - Layout

káble osadené v oceľových rúrkach ϕ 108/4 mm a ϕ 159/4,5 mm, ktoré eliminujú prípadné nepresnosti pri betonáži. Oceľové rúrky sú voči korózii chránené metalizáciou a náterom.

Káble sú kotvené pomocou dvojstupňových kotiev PROJSTAR CH13/2S. Káblové kanálky tvoria rúrky HF 700-DN80 (typ VITZEMANN - Vlkanová).

Nosná konštrukcia mosta bola členená na zárodky dĺ.25m nad medziľahlými podperami, na betonážne diely dĺ.15 m resp. 16 m v krajných poliach a na lamely dĺ.5 m pre letmú betonáž v hlavnom poli. Toto členenie zodpovedá navrhnutému postupu výstavby.

SPODNÁ STAVBA A ZAKLADANIE MOSTA.

Geologické podmienky v podzákladí umožnili plošné založenie mosta. Opory sú založené v otvorených stavebných jamách, podpery sú založené pod ochranou rozopretých štetovnicových stien s tesnením dna stavebnej jamy zhotoveným proti hydrostatickému tlaku, betonážou do vody.

Opory č.1. a č.4. sú riešené ako železobetónové členené a presypané konštrukcie.

Medziľahlé podpery č.2 a č.3 sú navrhnuté ako plnostenné železobetónové skosené steny votknuté do základových pätiek.

POSTUP A SPÔSOB VÝSTAVBY

Spodná stavba

Podpery sú založené pod ochranou štetovnicových stien, vybudovaných z pracovnej plošiny.

Základy opôr sa založili bežným postupom v otvorených stavebných jamách.

NOSNÁ KONŠTRUKCIA

Pôvodná zhotovená dokumentácia, predpokladala budovať symetrické vahadlá nad jednotlivými podperami letmo, dvojicou "betónovacích vozíkov". Tento osvedčený

unbonded tendons is provided by stabilized strand tendons 13ϕLs 15.5/1800 MPa. Unbonded tendons are anchored in cross girders at starter sections above piers, bent in deviators, placed in PE protective pipe dia. 80 mm and grouted with cement mortar. In deviators the tendons are placed inside steel pipes of dia. ϕ 108/4 mm and dia. ϕ 159/4.5 mm, that eliminate possible inaccuracies incurred during concreting. Steel pipes are protected against corrosion by means of metallization and protective coating.

Tendons are anchored by means of multiplane anchors PROJSTAR CH13/2S. Cable ducts are formed by HF 700-dia.80 (VITZEMANN- Vlkanová type) pipes.

Bridge deck has been divided into 25 m long starter sections situated above the piers, 15 m and 16 m long sections at end spans, and 5 m long segments for in-situ cantilever construction of the main span. This bridge deck articulation is in line with the planned sequence of construction works.

SUBSTRUCTURE AND FOUNDATIONS

The bridge subsoil conditions enabled design of spread bridge foundations. Bridge abutments have been constructed in open foundation pits, the piers under protection of braced sheet pile walls, with concrete sealing (underwater concreting) of the foundation pit bottom against hydrostatic pressure.

Abutments 1 and 4 have been designed as reinforced-concrete (RC) spill-through abutments while piers 2 and 3 as massive RC tapered walls embedded into base footings.

METHOD OF CONSTRUCTION

Piers and Abutments

Bridge piers were founded under the protection of sheet pile walls driven from piling platform.

Bridge abutment footings were constructed by standard method in open foundation pits.

SUPERSTRUCTURE

The original (preliminary) design assumed construction of symmetrical cantilevers above each pier by free cantilever method using two "form-travellers". This well-proven method has been changed during the period of Project preparation in order to make full use of the other Contractor´s equipment.

The modified (new) design assumed construction of two end spans on a solid centering immediately after asymmetrical starter sections above piers 2 and 3 were carried out. Then free cantilevering, using temporary supports, was applied for the central span.

postup bol zmenený v období prípravy stavby, z dôvodov využitia voľných technologických zariadení zhotoviteľa.

Nové riešenie predpokladá po vybetónovaní nesymetrických zárodkov nad podperami č.2 a č.3, po etapách vybudovať krajné polia na pevnej skruži (obr.č.2) v predstihu pred letmou betonážou stredného poľa s využitím dočasných podpier.

Týmto postupom vzniknú na oboch brehoch kanála prosté polia s previslými koncami nad vodou. Pred zmonolitnením stredného poľa je možné urobiť výškovú rektifikáciu pomocou provizórneho uloženia NK cez hydraulické válce na krajných oporách a osadiť na nich nosnú konštrukciu na definitívne ložiská. Po zmonolitnení previslých koncov sa konštrukcia dopne " voľnými káblami". Uvedený postup výstavby tohto mosta umožnil:

- vzhľadom na pomerne nízke vedenie nivelety nad terénom efektívne využiť voľnú kapacitu prvkov pevnej podpernej skruže
- po konštrukčných úpravách využitie ľahkého technologického zariadenia (tzv. "malý vozík" pôvodne určený pre priamopásovú letmú betonáž) aj pre betonáž mosta takéhoto rozpätia s premennou výškou prierezu
- pri budovaní jednostrannej konzoly letmo, redukovať počet zariadení pre letmú betonáž pri zachovaní požadovaného tempa výstavby
- etapovitým budovaním NK krajných polí na pevnej skruži zachovať účelnú obrátkovosť podpernej skruže a debnenia

UKAZOVATELE POREBY MATERIÁLU PRE N.K

Betón	4 956,0 m³	0,81 m3/m²
Betonárska výstuž	716,0 t	117,18 kg/m²
Predpínacia výstuž	217,0 t	35,52 kg/m²

Investor: Slovenská správa ciest Bratislava
Projektant: DOPRAVOPROJEKT a.s. Bratislava
PROMO spol.s.r.o Praha
Zhotoviteľ: DOPRASTAV a.s. Bratislava

ZÁVER

Výstavba tohto náročného mosta pripravovaného a najmä v začiatočnom štádiu realizovaného v značnej časovej tiesni prebehla bez závažnejších nedostatkov. Zaťažovacia skúška mosta potvrdila zhodu navrhovaných a meraných parametrov mosta. Zdarné ukončenie prác a bezporuchová prevádzka na moste svedčia o správnom návrhu a o dobrej kvalite realizovaných prác na moste (obr.č.3).

Obr. 3 Ľavý most pred dokončením
Fig. 3 Left Bridge Prior to Completion of Works

Obr. 2 Zárodok mosta nad podperou č.2
Fig. 2 Starter Section Above Pier 2

Simply supported side spans with short cantilevers projecting into the bridge main opening had been formed on both canal banks by this method. Before key segment in the middle of the main span was cast possible vertical adjustment of the bridge deck had been allowed by means of hydraulic jacks placed on both abutments. After integration of the bridge deck in central span the whole superstructure was prestressed by unbonded tendons. This sequence of construction enabled the following:

- effective use of solid centering members (available by the Contractor) due to the low-lying bridge grade line
- use of the light construction equipment, after its certain modification, (so called "little mobile carriage" /bottom of the mould, initially intended for in-situ cantilever construction of constant depth decks) for long-span bridges with variable depth of the deck;
- reduction of number of mobile carriages while maintaining required construction time schedule because free cantilever method was applied in the main span only;
- by staged construction of bridge deck of side spans on solid scaffold to maintain the efficient rate of return on supporting scaffold and formwork.

MAIN QUANTITIES FOR SUPERSTRUCTURE

Concrete	4,956.0 m³	0.81 m3/m²
Reinforcing steel	716.0 t	117.18 kg/m²
Prestressing steel	217.0 t	35.52 kg/m²

Client / Owner: Slovak Road Administration Bratislava
Project Designer: DOPRAVOPROJEKT a.s. Bratislava and PROMO Ltd., Prague
Contractor: DOPRASTAV a.s. Bratislava

CONCLUSION

Construction of this challenging bridge, designed, and particularly in its initial stage executed under considerable time pressure, was carried out without any defects and imperfections. Bridge loading test confirmed the compliance of the measured bridge parameters with those of the design. Successful completion of works and failure-free operation on the bridge are the evidence of a correct design and the good quality of works. (Fig. 3).

Most cez Hron na ceste II/591 v Banskej Bystrici
II/591 Road Bridge over the River Hron in Banská Bystrica

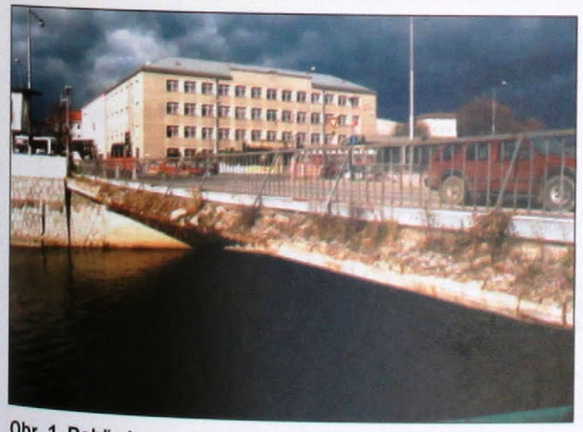
Jana Kapsiarová - Ladislav Búci

Článok popisuje atypickú doskovú predpätú mostnú konštrukciu, zosilnenú skráteným parapetným nosníkom. Riešenie spĺňa požiadavky na zachovanie nivelety pôvodného mosta, zväčšenie prietočného profilu pod ním a estetické požiadavky na mestský objekt.

Typ konštrukcie: spojitý nosník o dvoch poliach
Rozpätie polí: 34,15 + 11,20 = 45,35 m
Užitočná šírka v m: 3,25 + 11,50 +3, 25 = 18,00 m

ÚVOD

Intravilánom mesta Banská Bystrica preteká rieka Hron s prietokom Q_{100}=460,00 m³/sek. V centrálnej časti mesta bol Hron pôvodne premostený železobetónovým doskovým rámom s nábehmi o jednom poli, ktorý spájal súbežné nábrežné komunikácie. Stará nosná konštrukcia bola značne poškodená, porušená trhlinami, s pomerne veľkou trvalou deformáciou a značne zníženou zaťažiteľnosťou. Vyčíslené náklady na jej rekonštrukciu a zosilnenie boli tak vysoké, že bolo oprávnene rozhodnuté vybudovať nový most na mieste starého - obr.1.



Obr. 1 Pohľad na starý most
Fig. 1 View of the old bridge

The article deals with atypical slab-type prestressed bridge strengthened by two short parapet beams. The design meets the condition to maintain the vertical alignment of the existing bridge, extension of the river bed profile under the bridge and aesthetic requirements on urban structure.

Design: Two-span continuous slab
Spans length: 34.15 + 11.20 = 45.35 m
Bridge width between safety fences: 3.25 + 11.50 +3.25 = 18.00 m

INTRODUCTION

The river Hron with a discharge of Q_{100} = 460.00 m³/sec. flows through the urban area of the town of Banská Bystrica. In the central part of the town the river Hron was previously bridged by means of RC single-span slab frame with haunches, which provided connection between parallel quay roads. The old bridge superstructure was considerably damaged, impaired by cracks, with extensive permanent deformations and significantly reduced load bearing capacity. The estimated costs for its reconstruction and strengthening were so high, that construction of a new bridge at the place of the old one (Fig. 1) was justified.

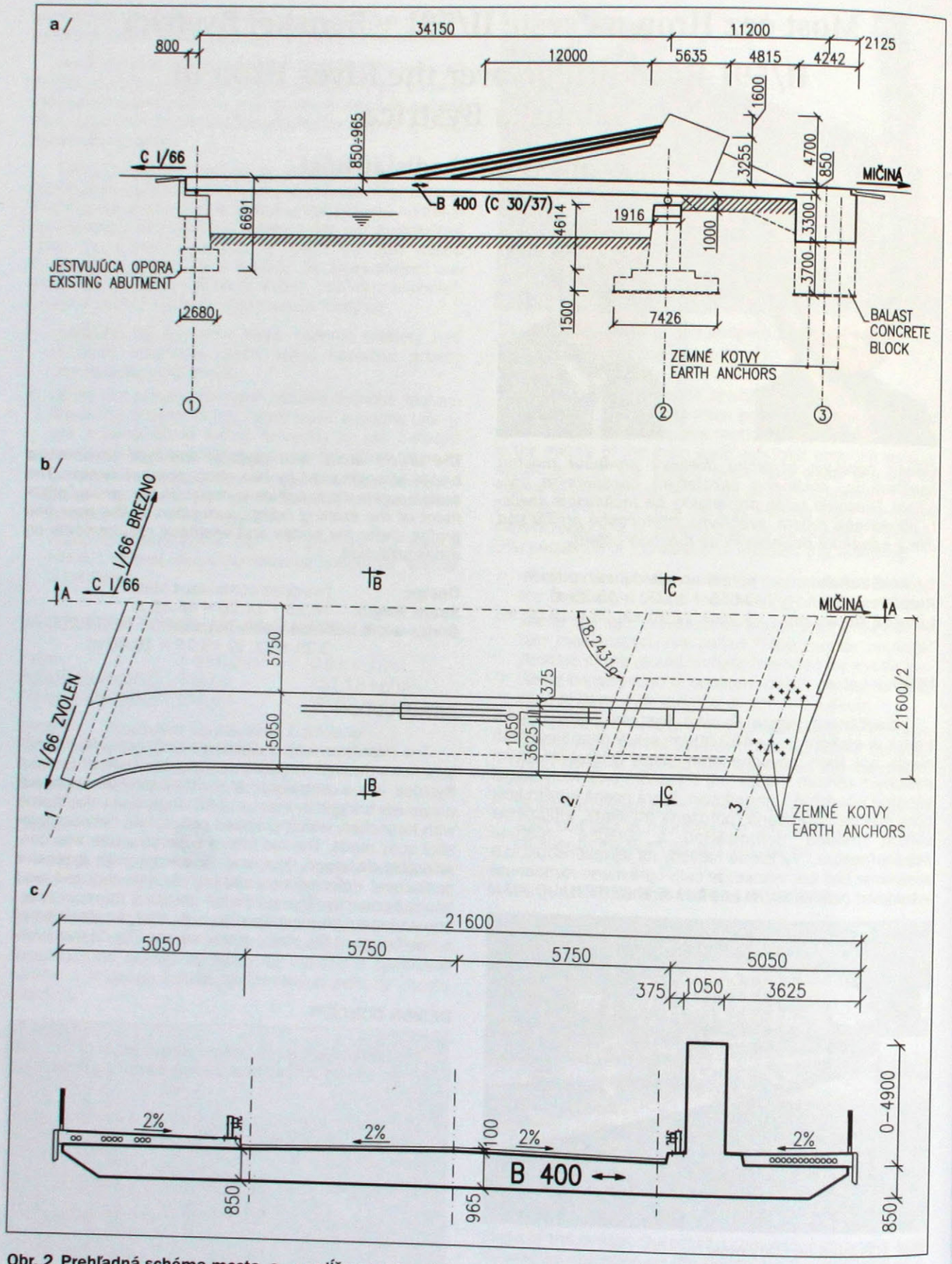
DESIGN CONCEPT

The following three basic requirements of the Employer have been observed while preparing the bridge design:

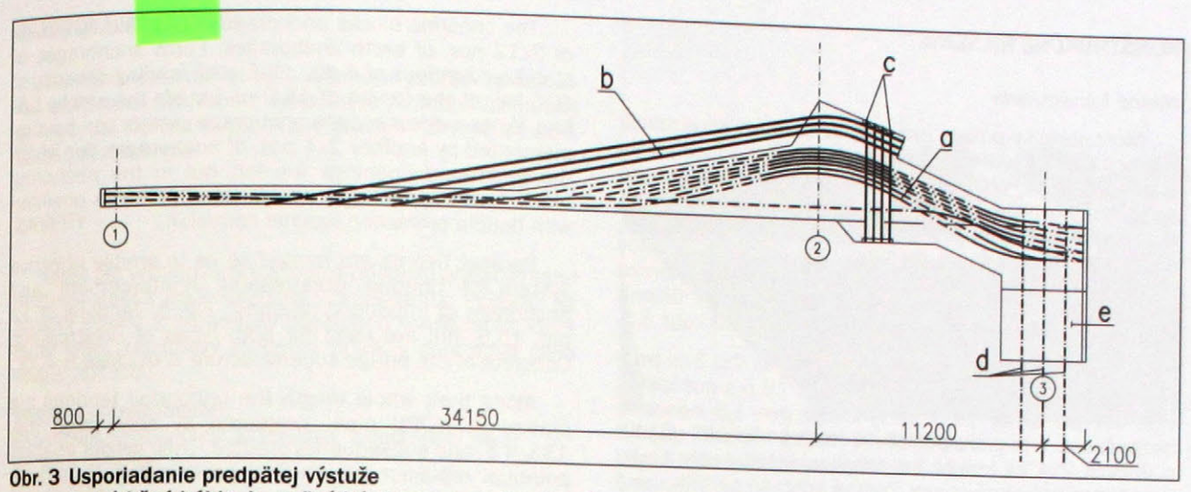
- to maintain the old bridge vertical alignment corresponding with alignments of parallel roads situated at its both ends;
- to extend the river bed profile under the bridge;
- to design an architecturally impressive bridge situated in urban environment.

These requirements led to the design of the bridge

Ing. Jana Kapsiarová, Ing. Ladislav Búci, CSc., Dopravoprojekt a.s. Bratislava



Obr. 2 Prehľadná schéma mosta, a - pozdĺžny rez, b - pôdorys, c - priečny rez
Fig. 2 General layout of the bridge, a - longitudinal section, b - section plan, c - cross-section



Obr. 3 Usporiadanie predpätej výstuže
a - súdržné káble, b - voľné káble, c - predpínacie tyče, d - zemné kotvy, e - balast
Fig. 3 Tendons arrangement
a - bonded tendons, b - unbonded tendons, c - prestressing rods, d - earth anchorages, e - concrete block

KONCEPCIA NÁVRHU

Pri návrhu mosta boli rešpektované tri základné požiadavky obstarávateľa:

- dodržať niveletu starého mosta naväzujúcu na niveletу súbežných komunikácií na oboch jeho koncoch
- zväčšiť prietočný profil koryta pod mostom
- navrhnúť architektonicky zaujímavé riešenie, keďže objekt je situovaný v centrálnej časti mesta

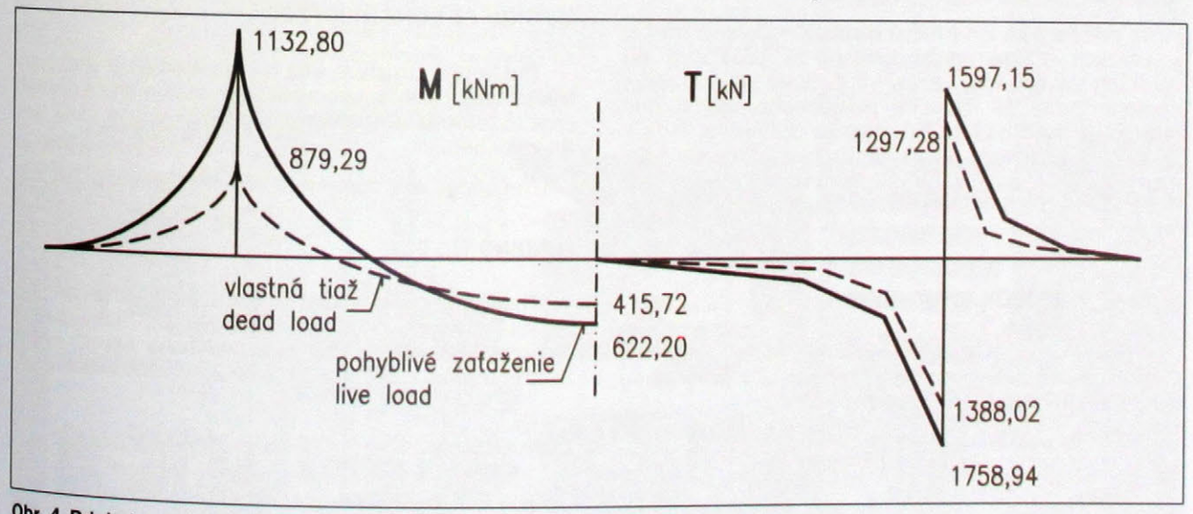
Požiadavky viedli k riešeniu premostenia veľmi štíhlou konštrukciou. Z niektorých možností, vrátane konštrukcie zavesenej, bol prijatý návrh premostenia doskou so skrátenými parapetnými nosníkmi, predpätej súdržnými aj voľnými káblami. Hrúbka dosky je 85 cm, čo je 0,85/34,15 = 1/40 rozpätia.

with a very slender super structure. The slab-type bridge deck with two short parapet beams, prestressed by bonded as well as unbonded tendons has been chosen from a number of different alternatives, including a cable-stayed bridge. The slab is 85 cm thick, which is 0.85/34.15 = 1/40 of the span length.

STRUCTURAL DESIGN

Bridge deck

From the statics point of view the bridge represents a continuous two-span slab, with theoretical span lengths 34.15 + 11.20 m. At the end of the short span the slab is fixed into the anchored cross-beam loaded down by concrete blocks. Considerable slenderness of the slab required its strengthening by means of two parapet beams in order to provide for shifting of the bending moment from the centre of the longer span to section above pier No.2. Thus the short span forms only an effective lever arm for anchored concrete blocks in the place of abutment No.3 - Fig.2.



Obr. 4 Priebeh statických veličín M a T v priečnom smere
Fig. 4 Bending moment - M and shear force - T diagram in transverse direction

KONŠTRUKČNÉ RIEŠENIE

Nosná konštrukcia

Most staticky pôsobí ako spojitá dosková konštrukcia o dvoch poliach teoretických rozpätí 34,15 + 11,20 m. Na konci krátkeho poľa je táto konštrukcia votknutá do prikotveného bloku priťaženého balastom. Veľká štíhlosť dosky vyžadovala jej zosilnenie dvomi parapetnými nosníkmi pre zabezpečenie presunu momentových účinkov zo stredu väčšieho rozpätia do nadpodperového prierezu nad pilierom č.2. Krátke pole tvorí teda len účinné rameno pre prikotvený balast v mieste opory č.3 - obr. č.2.

Kotvenie balastom zabezpečuje sústava 2x12 ks zemných kotiev. Zemné kotvy druhu 6 ϕ Ls 15,5 s nosnosťou 600 kN pri dĺžke 19,0 m vyhovujú pre 1,5 násobnú bezpečnosť. V prípade potreby je možné kotvenie doplniť o ďalších 2x4 ks kotiev, pre ktoré sú v kotevnom bloku vynechané potrebné otvory. Zemné kotvy sú certifikované výrobky s dvojitou ochranou proti korózii.

Parapetné nosníky sú tvarované tak, aby umožnili účinné usporiadanie súdržnej predpínacej výstuže a kotvenie voľných káblov - obr. č.3. Pre oba druhy predpätia sú použité káble z lán 12 ϕ Ls 15,5 mm. Betón nosnej konštrukcie je druhu B 400.

Voľné káble sú umiestnené v celej dĺžke v polyetylénovej rúre z HDPE, chránenej oceľovou rúrou 133/4,5, dodatočne zainjektovanej. Usporiadané sú tak, aby bola možná ich výmena. Vertikálne zopnutie parapetných nosníkov v mieste kotvenia voľných káblov je zabezpečené 2 x 6 tyčami CPS 32.

Koncentrovane umiestnené voľné aj súdržné káble okolo osi parapetných nosníkov aj v časti, kde parapetné nosníky nie sú, vytvorilo akési fiktívne pozdĺžne nosníky v predĺženej osi parapetov. V priečnom smere , v polohe uvedených fiktívnych nosníkov, vznikajú záporné momenty, čo umožnilo navrhnúť aj v smere kolmo na os mosta štíhlu konštrukciu - obr. č.4.

SPODNÁ STAVBA

Spodná stavba je veľmi jednoduchá a jej grafické spracovanie nepotrebuje vysvetlenie.

Je potrebné sa len zmieniť o spôsobe uloženia nosnej konštrukcie. Stará nosná konštrukcia bola vždy pri vysokých stavoch vody zaplavovaná. Bude tak aj naďalej napriek tomu, že kapacita prietočného profilu pod mostom je zväčšená z 250 m^3/s na 320 m^3/s, teda o 28%. Z tohto dôvodu nosná konštrukcia na oboch pilieroch č.1 a č.2 je uložená na valčekové ložiská s nosnosťou 4000 kN, resp. 15 000 kN, ktoré nebudú zaplavením znehodnocované.

POSTUP A SPÔSOB VÝSTAVBY

Konštrukcia bola vybudovaná na pevnej podpernej skruži. Zemné kotvy boli odskúšané a aktivované pred odskružením hlavného poľa nad korytom rieky.

Most bol postavený v rozpätí 10 - tich mesiacov.

The concrete blocks anchorage is provided by means of 2x12 pcs. of earth anchorages. Earth anchorages of stabilized tendons of 6 dia. 15.5, with loading capacity of 600 kN, at the length of 19.0 m, satisfy the safety 1.5-fold. When necessary, the anchorage system can be supplemented by another 2x4 pcs. of anchorages, for which the necessary openings are left out in the anchoring block. Earth anchorages are certified products provided with double protection against corrosion.

Parapet beams are formed so as to enable effective system of bonded prestressing reinforcement and anchorage of unbonded tendons - Fig. 3. Tendons of 12 dia. 15.5 mm are used for both types of prestressing. Concrete of the bridge superstructure is of Class B 400.

Along their whole length the unbonded tendons are placed in HDPE pipe, protected by steel pipe dia. 133/4.5, and subsequently grouted. Their lay-out enables potential replacement. Vertical prestressing of parapet beams at the place of anchorage of unbonded tendons is provided by 2 x 6 CPS rods dia. 32.

Both unbonded and bonded tendons are concentrated around the centre line of each parapet beam. In the part of the deck without parapets, the tendon lay-out is similar. The tendons thus form two fictitious "longitudinal beams". Negative transverse bending moments above the fictitious beams caused by such an arrangement enabled to design a slender bridge deck (Fig. 4).

BRIDGE SUBSTRUCTURE

The bridge substructure is very simple and its graphic presentation (Fig.2) needs no explaining.

Only the way of supporting the superstructure should be mentioned. The old bridge was always inundated during high waters. It will be the case also in the future in spite of the fact that the bed profile capacity under the bridge has been increased from 250 m^3/s to 320 m^3/s, i.e. by 28%. That is why the bridge deck on both piers No.1 and 2 rests on cylindrical bearings with load-bearing capacity of 4000 kN, or 15 000 kN, which will not be impaired by inundation.

METHOD OF CONSTRUCTION

The bridge structure was constructed on a stationary scaffolding. Earth anchorages were tested and activated prior to removal of the scaffolding in the main span over the river bed.

The bridge was completed within 10 months.

LOADING TEST

The bridge was subject to test loading. The test confirmed the values calculated in the design. The measured deflection was 40 mm, the calculated one was 52 mm at 80% of maximum admissible load.

CONCLUSION

The bridge has been constructed in accordance with strict Employer's requirements and according to the conception of the designer. They succeeded in creating a

ZAŤAŽOVACIA SKÚŠKA

Na mostnom objekte bola vykonaná zaťažovacia skúška, ktorá potvrdila vopred vypočítané hodnoty. Zameraný priehyb bol 40 mm, vypočítaný priehyb 52 mm pri 80% účinnosti zaťaženia.

ZÁVERY

Most bol vybudovaný v zhode s prísnymi požiadavkami obstarávateľa a podľa predstavy projektanta. Podarilo sa vytvoriť účelnú a dynamicky pôsobiacu konštrukciu, ktorá bude tvoriť zaujímavý moderný prvok v centrálnej časti mesta obr. č.5.

Investor - obstarávateľ:
Slovenská správa ciest Bratislava, Investorský útvar Banská Bystrica

Projektant:
Dopravoprojekt a.s., Bratislava

Konzultant - voľné káble:
Doc. Ing. M. Chandoga, CSc., STU Bratislava

Zhotoviteľ:
Doprastav a.s. Bratislava, závod Zvolen

Obr.5 - Pohľad na most po dokončení
Fig. 5 - View of the completed bridge

purposeful structure with dynamic appearance, which will be an interesting modern feature situated in the central part of the town - Fig. 5.

Employer:
Slovak Road Administration Bratislava, Investment Organization Banská Bystrica

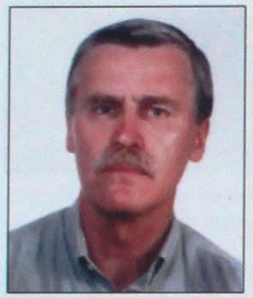
Project designer:
Dopravoprojekt a.s., Bratislava

Consultant - unbonded tendons:
Doc. Ing. M. Chandoga, CSc., STU Bratislava

Contractor:
Doprastav a.s. Bratislava, Zvolen branch

Mosty na východnom obchvate Bratislavy
Bridges on Eastern Bratislava Bypass

Miroslav Maťaščík - Vladimír Pukančík - Tibor Michalka



Východný diaľničný obchvat hlavného mesta Slovenska Bratislavy je v súčasnej dobe v záverečnej fáze výstavby. Článok referuje všeobecne o 8-ich mostných objektoch stavby, informácia o hlavnom objekte stavby estakáde Prievoz je predmetom samostatného príspevku.

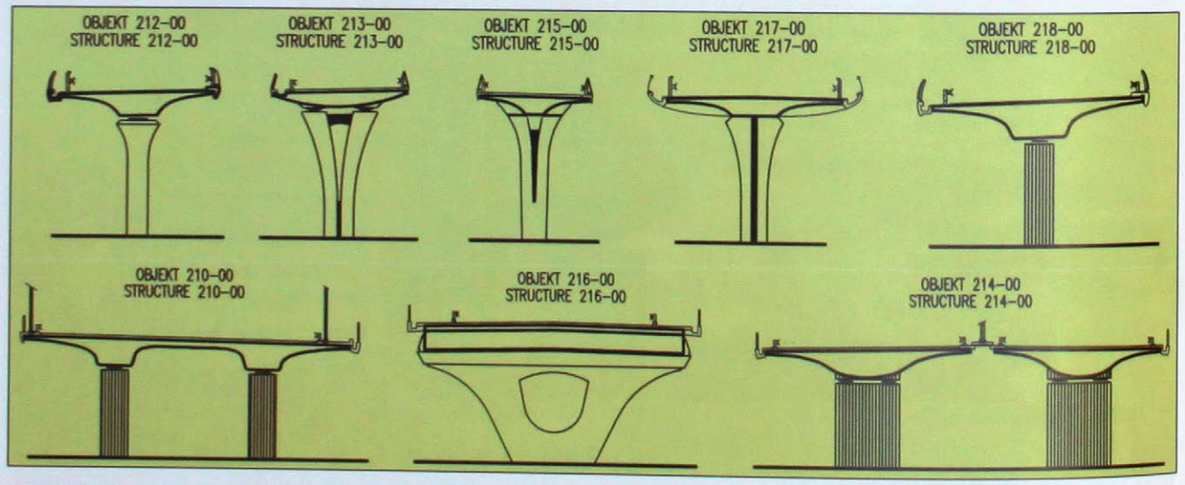
Eastern motorway bypass of Bratislava, the capital of the SR, is currently in its final construction stage. The article covers in general an information on 8 bridges of the Project. A separate article deals with the main Project structure - flyover "Prievoz".

ÚVOD

Východný obchvat Bratislavy je typická "mestská diaľnica". Približne polovica tejto novej diaľnice prechádza zastavaným územím mesta. Jej dĺžka je iba 6,475 km, avšak celková dĺžka komunikácií tejto stavby včítane križovatkových vetiev je až 13,993 km. V úseku diaľnice budú 4 mimoúrovňové križovatky a 2 odpočívadlá. Diaľnica prechádza cez oddychové zóny mesta s vilovou zástavbou a cez územie s hustou koncentráciou nákupných stredísk, križuje frekventované mestské komunikácie a železničné trate. V tesnej blízkosti novej diaľnice sa nachádza aj bratislavské letisko.

INTRODUCTION

Eastern Bratislava bypass is a typical "urban motorway". Approximately half of this new motorway stretch runs through the city built-up areas. It is only 6.475 km long, however the total length of this Project highways including interchange ramps is as long as 13.993 km. There will be 4 interchanges and 2 rest areas in the motorway section. The motorway runs though the city urban area with residential buildings and dense concentration of shopping centres, crosses the streets with high traffic volume and railway tracks. Bratislava Airport is also situated in close vicinity of the new motorway.



Obr. 1 Priečne rezy mostných objektov - návrh
Fig. 1 Cross sections of bridges - design

Ing. Miroslav Maťaščík, Ing. Vladimír Pukančík, Ing. Tibor Michalka, CSc., Dopravoprojekt, a. s. Bratislava

- **Typ nosnej konštrukcie**
  obj. 210, 211, 212, 213, 214, 215, 217, 218 spojitá z dodatočne predpätého monolitického betónu
- **Rozpätia polí / užitočná šírka**

obj. 210: 34+38+41+30	= 143 m /20,5 m
obj. 211: 41+35+27	= 103 m / 12,2 m
obj. 212: 11+15+19+22+17+12	= 96 m / 7,0 m
obj. 213: 14+20+20+14	= 68 m / 7,0 m
obj. 214: 31+42+42+31	= 146 m / 12,5 m
obj. 215: 14+24+14	= 52 m / 6,0 m
obj. 216: 5 x 30	= 150 m / 17,1 m
obj. 217: 11+16+18+13	= 58 m / 9,0 m
obj. 218: 18+25+32+19	= 94 m / 9,0 m

- **Bridge Deck Design**
  structures 210, 211, 212, 213, 214, 215, 217, 218 continuous girder (slab) of post-tensioned cast-in-situ concrete
- **Spans length / Bridge width between safety fences**

Str. 210: 34+38+41+30	= 143 m / 20.5 m
Str. 211: 41+35+27	= 103 m / 12.2 m
Str. 212: 11+15+19+22+17+12	= 96 m / 7.0 m
Str. 213: 14+20+20+14	= 68 m / 7.0 m
Str. 214: 31+42+42+31	= 146 m / 12.5 m
Str. 215: 14+24+14	= 52 m / 6.0 m
Str. 216: 5 x 30	= 150 m / 17.1 m
Str. 217: 11+16+18+13	= 58 m / 9.0 m
Str. 218: 18+25+32+19	= 94 m / 9.0 m

KONCEPCIA NÁVRHU

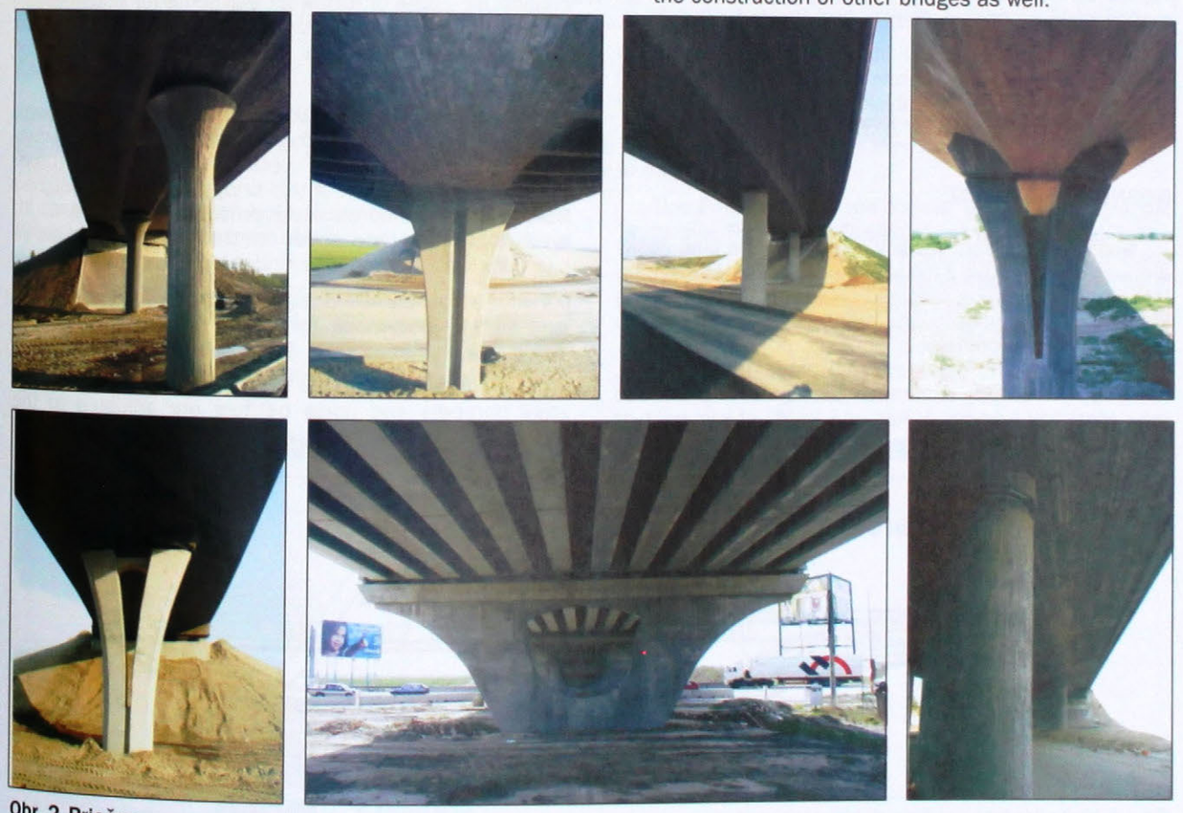
Vzhľadom na popísanú lokalizáciu diaľnice boli mostné objekty navrhnuté tak, že vyhovejú nasledovným požiadavkám investora:

- "Dizajn" mostov korešponduje s atraktivitou mestského prostredia, v ktorom sú osadené.
- Spôsob výstavby mostov musel byť taký, aby v minimálne možnej miere narušoval život obyvateľstva v jeho bezprostrednom okolí.
- Mosty boli budované bez prerušenia premávky na križujúcich komunikáciách.
- Technologické prvky, predovšetkým debnenie, boli navrhnuté tak, aby boli použiteľné na viacerých mostoch.

DESIGN CONCEPT

With regard to the motorway location, the bridges have been designed so as to meet the following requirements of the Employer:

- Design of bridges corresponds with attractiveness of urban environment.
- They had to be constructed in such way as to minimum disturb the life of people living in their close vicinity.
- The bridges were constructed without disrupting traffic on the roads being crossed.
- Technological components, particularly formwork, have been designed in such way as to be re-used for the construction of other bridges as well.



Obr. 2 Priečne rezy mostných objektov - realizácia
Fig. 2 Cross sections of bridges - construction

- Životné prostredie v okolí mostov je chránené technickými opatreniami, predovšetkým protihlukovými stenami.
- Na žiadosť investora boli vylúčené zle prístupné dutiny v nosných konštrukciách objektov, ktoré by sťažovali kontrolu technického stavu mostov.

Obr. 3 Obj. 217 pred dokončením
Fig. 3 Bridge 217 close to completion

ZAKLADANIE A SPODNÉ STAVBY

Zakladanie všetkých objektov bolo pomerne jednoduché. Boli založené plošne na vrstve štrkov. Práce na zakladaní komplikovala však vysoká hladina spodnej vody. Tento problém sa vo väčšine prípadov riešil pažením výkopu štetovnicovými stenami a utesnením dna výkopu monolitickou betónovou doskou betónovanou do vody.

Spodné stavby väčšiny objektov rôznym spôsobom obmieňajú základný tvarový motív spodnej stavby estakády Prievoz. U troch objektov sú použité štíhle stĺpy kruhového prierezu (obr. 1, 2, 3).

NOSNÉ KONŠTRUKCIE

Nosnú konštrukciu väčšiny objektov tvoria plné dosky alebo trámy bez dutín z monolitického predpätého betónu (obr. 1 a 2). Potreba väčšieho objemu betónov nosných konštrukcií je kompenzovaná menšou prácnosťou pri ich realizácii a pohodlnejšou údržbou počas prevádzky. Priečne rezy týchto objektov majú charakteristický tvar, ktorý opäť v rôznych obmenách opakuje línie priečneho rezu estakády Prievoz. Aj keď má každý objekt iný tvar nosnej konštrukcie, línie priečneho rezu sú navrhnuté tak,

- Protection of environment around bridges is provided by technological measures, particularly noise barriers.
- On Employer's request, voids within bridge decks with difficult access, that would hinder inspecting the condition of bridges, have been eliminated.

FOUNDATIONS AND BRIDGE SUBSTRUCTURES

Foundations of all bridges are relatively simple. Bridge supports rest on spread footings, on a layer of gravels. However the foundation works were complicated due to high level of ground water. In the majority of cases this problem was resolved by means of sheet pile walls with sealing of excavation bottom by in-situ concrete slab cast into the water. In a different way the shape of piers of majority of bridges alternate the basic one of the "Prievoz" flyover. Slender circular columns (Fig. 1, 2, 3) are used in case of three bridge structures.

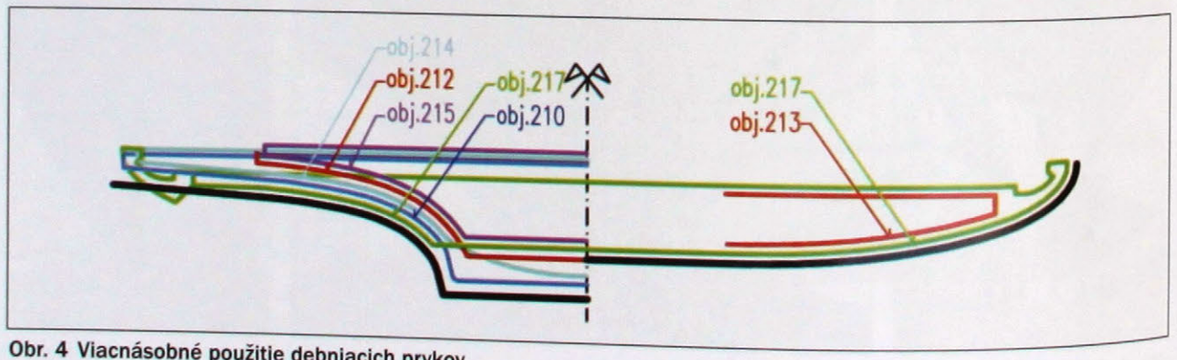
BRIDGE DECKS

Bridge decks are formed mostly by solid slabs or in-situ prestressed concrete girders with no cells (Fig. 1, 2). Higher quantity of concrete required for construction of the bridge decks is compensated by less laborious work during their construction and easier maintenance during operation. Cross sections of these structures are of a characteristic shape which again, in different variants, copies the "Prievoz" flyover cross-section lines. Despite the fact that the bridge deck shape of each structure is different, the cross section lines are designed so as to enable the usage of formwork elements for construction of other bridges (Fig. 4). Formwork of majority of bridges is formed by planed boards, which ensured high quality of concrete surface.

Structure (overpass) 216 provides traffic over a trunk road with high traffic volume, on which, even during construction works, traffic could not be interrupted. Consequently the deck of this bridge had to be designed from post-tensioned concrete precast girders (Fig. 1, 2), erected over the road under full traffic. By casting an in-situ deck slab a composite bridge deck was formed.

BRIDGE ACCESSORIES

The shape and surface treatment of bridge cornices, steel parapets and noise barriers are adjusted to the design of substructures and superstructures (bridge



Obr. 4 Viacnásobné použitie debniacich prvkov
Fig. 4 Multiple use of formwork elements

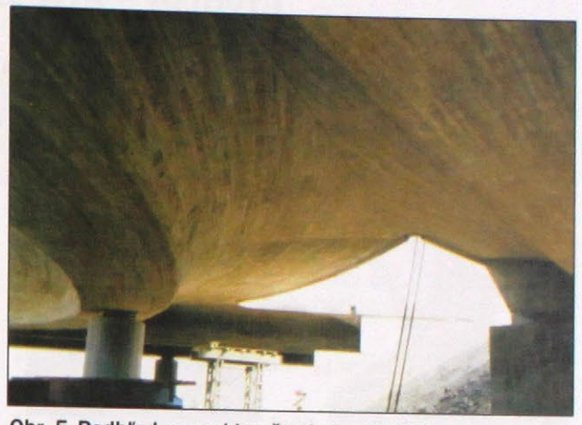
aby sa debniace prvky dali použiť pri výstavbe viacerých mostov (obr. 4). Debnenie väčšiny mostov tvoria hobľované dosky, čo zabezpečilo veľmi dobrú kvalitu povrchov betónu.

Objekt 216 premosťuje frekventovanú mestskú komunikáciu, na ktorej nebolo možné ani počas výstavby obmedziť premávku. Preto bola nosná konštrukcia tohto objektu navrhnutá z tyčových mostných prefabrikovaných nosníkov z dodatočne predpätého betónu (obr. 1 a 2), ktoré boli montované za premávky na križujúcej komunikácii. Prefabrikované nosníky boli dodatočne spriahnuté s monolitickou betónovou mostovkovou doskou.

PRÍSLUŠENSTVO MOSTOV

Tvar ríms, zábradlí a protihlukových stien je svojim tvarom a povrchovou úpravou prispôsobený dizajnu spodných stavieb a nosných konštrukcií popisovaných mostov. Odvodnenie väčšiny mostov je zabezpečené odvodňovacími žľabmi umiestnenými po okrajoch mostovky.

decks) of the bridges described. Drainage of majority of bridges is provided by means of drainage troughs situated along the edges of the bridge deck slab.



Obr. 5 Podhľad nosnej konštrukcie obj.210
Fig. 5 Soffit of bridge 210 deck

SPOTREBA MATERIÁLOV											QUANTITIES OF MATERIALS	
Objekt		210	211	212	213	214	215	216	217	218	Structure	
Betón B 400	m^3/m^2	1.22	1.21	0.73	0.71	1.14	0.7	1.21	0.74	1.21	m^3/m^2	Concrete B 400
Predpínacia výstuž	kg/m^2	33	31	28	27	36	27	30	31	32	kg/m^2	Prestressing steel
Betonárska výstuž	kg/m^2	136	131	12	82	137	83	97	109	137	kg/m^2	Steel reinforcement

ZÁVER

Výstavba úseku diaľnice D61 Mierová - Senecká v Bratislave začala v máji 1999 a bola ukončená v auguste 2002.

Investorom stavby bola Slovenská správa ciest Bratislava. Projektantom stavby bol Dopravoprojekt Bratislava.

Stavba bola spolufinancovaná Európskou investičnou bankou a fondom PHARE. Na zhotoviteľa stavby bola vypísaná medzinárodná súťaž. Víťazom tejto súťaže a zhotoviteľom stavby bol Doprastav Bratislava.

CONCLUSION

The construction of motorway D61 Bratislava, *Mierová - Senecká* commenced in May 1999 and was completed in August 2002.

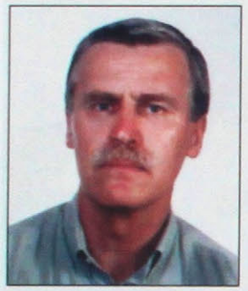
The Employer was the Slovak Road Administration, Bratislava. The Project Designer was Dopravoprojekt. The Project was co-financed by European Investment Bank and PHARE. An international tender has been called for to select the Contractor. Successful tenderer of this tender and the Contractor was Doprastav Bratislava.

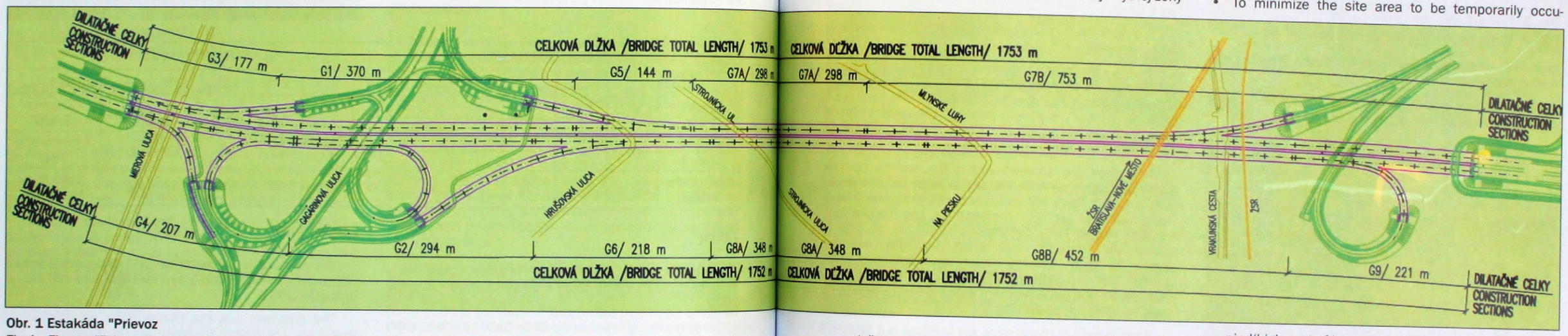
Institute of Construction and Architecture
Slovak Academy of Sciences,
Dúbravská cesta 9,
842 20 Bratislava, Slovakia

Hebel Pórobetón Šaštín, Ltd.
Zápotočná 1004
908 41 Šaštín-Stráže,
Slovakia

Estakáda "Prievoz" v Bratislave
Flyover "Prievoz" in Bratislava

Miroslav Maťaščík - Igor Masaryk - Katarína Táborská





Obr. 1 Estakáda "Prievoz
Fig.1 Flyover "Prievoz"

Estakáda Prievoz je dominujúcim objektom východného diaľničného obchvatu hlavného mesta Slovenska Bratislavy, ktorý je v súčasnej dobe v záverečnej fáze výstavby.

ÚVOD

Estakádu Prievoz tvorí diaľničná dvojestakáda dĺžky 1 752 m a estakády na vetvách dvoch mimoúrovňových križovatiek. Mosty na diaľnici a na križovatkových vetvách tvoria jeden celok a celková dĺžka ich nosných konštrukcií je 4 175 m (obr. 1).

Estakáda je umiestnená v urbanizovanom území hlavného mesta Slovenska, križuje oddychové zóny s vilovou zástavbou, územia s hustou koncentráciou nákupných stredísk, frekventované mestské komunikácie a dve železničné trate, v tesnej blízkosti sa nachádza aj bratislavské letisko.

Flyover "Prievoz" is the dominating structure of the eastern motorway bypass of Bratislava, the Capital of the SR, which is currently in its final construction stage.

INTRODUCTION

Flyover "Prievoz" consists of the main bridge - two, parallel bridge structures, 1,752 m each and bridges on ramps of two interchanges. Bridges on the motorway and on interchange ramps form one unit and the total length of their superstructure (bridge deck) is 4,175 m (Fig. 1).

The flyover is situated within urban area of the capital of the SR, provides traffic over recreational zones with residential buildings, areas with dense concentration of shopping centres, urban roads with high traffic volume and two railway tracks. Also Bratislava airport is situated in close vicinity.

Ing. Miroslav Maťaščík, Ing. Igor Masaryk, Ing. Katarína Táborská, Dopravoprojekt, a. s. Bratislava

• Typ nosnej konštrukcie	: Spojitá (9 dilatačných celkov) z dodatočne predpätého betónu
• Rozpätia polí	: 30 - 38 m (spolu 115 polí)
• Užitočná šírka	: 29,00 m (diaľnica), 12,00 m (vetvy)
• Celková dĺžka	: 1753 m
Main bridge structure:	
• Bridge deck design	: Continuous girder of post-tensioned concrete
• Spans length	: 30 - 38 m (115 spans in total)
• Bridge width between safety fences	: 29.00 m (the motorway), 12.00 m (ramps)
• Total length	: 1753 m

KONCEPCIA RIEŠENIA

Vzhľadom na uvedenú lokalizáciu estakády koncepcia riešenia tohto objektu rešpektovala nasledujúce požiadavky :

- Navrhnúť most s dôrazom na jeho architektonické stvárnenie (v intraviláne hlavného mesta, v jeho oddychovej zóne tesne vedľa husto zastavanej obytnej zóny a tiež vedľa novovybudovaného obchodného centra.
- Obmedziť plochu staveniska na minimum (vysoká cena pozemkov, atraktívnosť územia ktorým most prechádza).
- Umožniť súbežnú výstavbu viacerých úsekov objektu a vytvoriť aj ďalšie predpoklady pre rýchle tempo výstavby.
- Počas výstavby neprerušiť dopravu na križovaných komunikáciách Mierová, Gagarinova a Vrakunská,
- Neporušiť mohutné kanalizačné zberače, ktoré estakáda križuje.
- Urobiť technické opatrenia na obmedzenie dopadov na životné prostredie.

DESIGN CONCEPT

With regard to the above mentioned location of the flyover the concept of its design had to observe the following requirements:

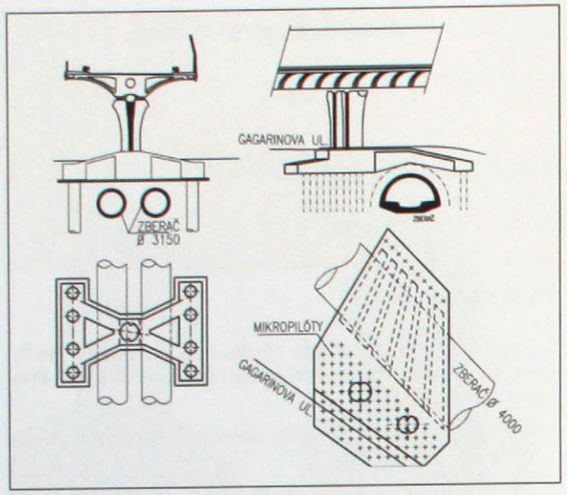
- To design the bridge with particular emphasis on its architectonic shape.
- To minimize the site area to be temporarily occupied(high cost of lots, attractiveness of the area being crossed by the bridge).
- To enable the simultaneous construction of various structure sections and also to create further preconditions for accelerated building process.
- Not to interrupt the traffic on roads *"Mierová"*, *"Gagarinova"* and *"Vrakunská"*, being crossed during the construction.
- Not to damage big sewers being crossed by the flyover.
- Take technical measures to limit the negative impact on the environment.

ZAKLADANIE A SPODNÁ STAVBA

Podpery estakády sú prevažne založené plošne na vrstve štrku, ktorý má veľmi zlé deformačné parametre, pretože v ňom chýba piesková frakcia. Zakladanie na pilótach tak veľkého počtu podpier by bolo ekonomicky neúnosné. Hutnenie podložia bolo neprijateľné vzhľadom na možnosť poškodenia okolitej zástavby. Preto bolo nutné veľmi podrobne analyzovať sadanie podpier v jednotlivých štádiách realizácie konštrukcie a hodnoty

FOUNDATION AND BRIDGE SUBSTRUCTURE

Most of the flyover piers rest on spread foundations on a layer of gravels with very bad deformation parameters due to the missing sand fraction. Pile foundations of so many piers would not be feasible and economically justifiable. Compacting of subsoil was unacceptable due to the possibility of damaging of surrounding buildings. Therefore it was necessary to analyze the settlement of piers in particular construction stages, and to take into account the values of differential settlement in the bridge



Obr. 2 Premostenie zberačov - návrh
Fig .2 Bridging of main sewers - design

nerovnomerného sadnutia zohľadniť pri dimenzovaní nosnej konštrukcie.

Dve podpery bolo treba umiestniť nad kanalizačný zberač pri Mierovej ulici pozostávajúci z 2 rúr ϕ 3150.

Vzhľadom na veľký profil zberača bol základ navrhnutý ako "most". Tvorí ho dvojica križujúcich nosníkov s pôdorysom v tvare "X". V bode kríženia nosníkov je umiestnený driek podpery, konce nosníkov sú uložené na veľkoprofilových vŕtaných pilótach. Nosníky sú z predpätého monolitického betónu (obr. 2 a 3).

Dve podpery sú umiestnené do úzkeho koridoru medzi Gagarinovu ulicu a mohutný súbežný kanalizačný zberač ϕ 4000. Podpery budú zaťažené veľkou vodorovnou silou v ložisku a plošne obmedzená základová doska by nebola schopná preniesť vyvolaný momentový účinok. Preto bolo potrebné základu "pomôcť" vytvorením páky. Základ s plytko umiestnenou základovou škárou je založený na mikropilótach, ktoré ponesú zvislú reakciu. Momentový účinok je neutralizovaný rebrovou doskou premosťujúcou zberač (obr. 2).

Založenie uvedených podpier je neštandardné, ale aj toto náročné riešenie bolo ekonomicky prijateľnejšie, ako zvažované preloženie zberačov.

Obr. 3 Premostenie zberačov - realizácia
Fig. 3 Bridging of main sewers - construction

deck design.

Two piers had to be positioned over the main sewer at "Mierová" Street, consisting of two pipes with ϕ 3,150.

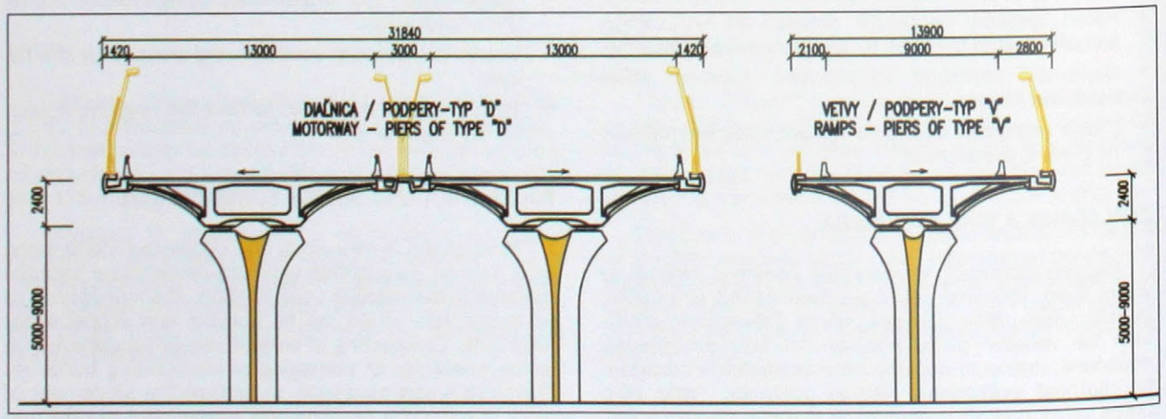
Due to the large diameter of the sewer, foundation was designed as a "bridge". It is formed by a pair of crossing girders forming a letter "X" in plan. The pier itself is situated at point of the girders crossing. The girders rest on large-diameter bored piles. Girders are of prestressed cast-in-situ concrete (Fig. 2 and 3).

Two piers are situated within the narrow corridor between "Gagarinova" Street and a large parallel sewer with ϕ 4,000. Piers will be loaded with excessively large horizontal force acting on the bearings, and the pier footing with limited base dimensions would not be able to transfer the induced moment effect. Therefore it was necessary "to help" the foundation by creating a lever. Shallow founded footing rests on micropiles, which will bear the vertical force. Moment effect is neutralised by rib slab, bridging the sewer (Fig. 2).

Foundations of these piers are atypical, but even this difficult solution will be economically more acceptable than considered relocation of sewers.

Bridge substructure is formed by a system of two different types of piers (Fig. 4 and 5):

- type "D" - wide piers; motorway section,



Obr. 4 Priečne rezy mostami
Fig. 4 Cross sections.

Obr. 5 Diaľničná estakáda vo výstavbe
Fig. 5 The flyover under construction

Spodnú stavbu tvorí systém podpier dvoch typov (obr. 4 a 5):

- typ "D" - široké podpery pod diaľnicou,
- typ "V" - úzke podpery pod vetvami križovatiek.

Kombináciou týchto základných typov bolo vyskladané podopretie nosnej konštrukcie rôznej šírky, ktorá je premenná hlavne v úsekoch pripojenia križovatkových vetiev na diaľnicu.

V návrhu podpier, krajných opôr aj priečneho rezu nosnej konštrukcie sa opakuje ten istý tvarový motív. Striedanie konvexných a konkávnych plôch bude ešte zvýraznené rozdielnym odtieňom ich povrchu.

NOSNÁ KONŠTRUKCIA

Skladba priečneho rezu nosnej konštrukcie vychádza v ústrety požiadavke obmedziť počas výstavby potrebu záberu plochy pod mostom na minimum a požiadavke na veľmi rýchle tempo výstavby. Je to umožnené tým, že nosná konštrukcia sa kompletizuje postupne v etapách.

Projekt predpokladal nasledovný postup prác (obr. 6):

- V 1.etape sa vybetónuje základný jednokomorový nosník z dodatočne prepätého betónu. Toto "jadro" prierezu sa vybuduje postupne po jednotlivých poliach. Približne 60 % predpínacích káblov sa stykuje spojkami v pracovnej škáre, zvyšok káblov bude zakotvený v priečnikoch.
- V 2.etape sa na "jadro" zavesia prefabrikované betónové vzpery, ktoré budú v tomto štádiu stabilizované vodorovnými predpínacími tyčami vsunutými do otvorov v hornej doske "jadra". Vzpery tvoria dominu-

- type "V" - narrow piers; interchange ramps.

Supporting of bridge deck with varying width, particularly in sections of connection of interchange ramps to the motorway, has been carried out by combination of these two basic pier types.

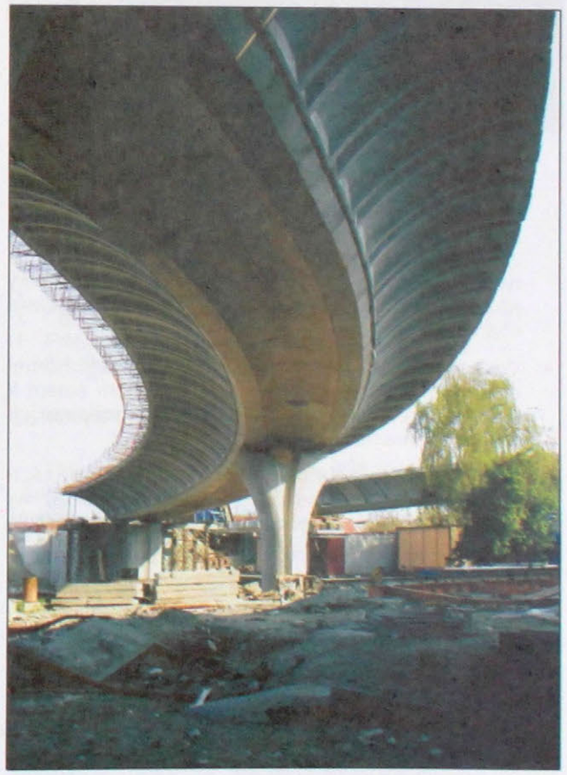
The same shape motif repeats in the design of piers, abutments as well as the bridge deck cross-section.

BRIDGE DECK

The structure of the bridge deck cross-section meets the requirement to limit the required occupation of land under the bridge during construction works to the minimum and the requirement to perform the construction works in a very short time. The two requirements can be fulfilled by means of staged construction of the bridge deck.

The design envisaged the following sequence of works (Fig. 6):

- Stage 1. - Construction of a main single-cell box girder of post-tensioned cast-in-situ concrete. This cross-section "core" to be constructed in stages, span by span. Approximately 60 % of prestressing tendons are joined by coupling in the construction joint, the remaining tendons are anchored in cross girders.
- Stage 2. - Erection of precast concrete struts stabilised by horizontal prestressing bars inserted into openings in the "core" upper slab. The struts form the dominating exposed part of the bridge deck.



Obr. 6 Most na vetve
Fig. 6 The bridge on a ramp

Obr. 7 Mosty v križovatke v štádiu výstavby
Fig. 7 The flyover under construction

júcu pohľadovú plochu nosnej konštrukcie. Preto sú navrhnuté tak, že ich lícna plocha opakuje základný tvarový motív použitý už pri návrhu spodnej stavby.

Nosnú časť vzpery tvoria dve priame rebrá, ktoré prenesú tlakovú osovú silu z mostovky do trámov. Do týchto rebier sú zakotvené aj vodorovné predpínacie tyče, ktoré spolu s trámom a vzperou tvoria logický silový trojuholník. Tenká doska medzi rebrami vytvára charakteristický dizajn mosta.

- V 3.etape sa dobetónuje zvyšná časť hornej mostovkovej dosky a pripne sa v priečnom smere k jadru prierezu pomocou 1-lanových predpínacích prvkov (monostrandy).
- V 4.etape sa vybetónujú po obidvoch stranách prierezu odvodňovacie žľaby. Žľaby budú slúžiť na odvodnenie mosta alebo ako kolektory pre vedenie inžinierskych sietí.
- V 5.etape sa dobudujú rímsy, vozovka, zvodidlá, zábradlia a protihlukové steny.

Opísaný postup umožnil budovať nosnú konštrukciu mosta "prúdovým" spôsobom, čím sa vytvorili predpoklady pre požadované rýchle tempo výstavby. Priemerná doba výstavby 1 poľa v priamom úseku bola 14 dní.

Časti nosnej konštrukcie v križovatkách sú tvarovo veľmi komplikované a vyžiadali si výrobu prefabrikovaných vzpier premenného lichobežníkového pôdorysu. Prefabrikované boli aj časti spodnej dosky v rozvetvení-

The struts are strengthened by two straight ribs, which transfer the compressive longitudinal force from bridge deck slab to girders.

- Stage 3. - Concreting of the upper deck slab remaining part and its fastening crosswise to the "core" by means of prestressing monostrands.
- Stage 4. - Concreting of drainage troughs along both sides of the bridge cross-section. The troughs will serve for drainage of the bridge or as main service ducts.
- Stage 5. - Construction of the bridge cornices, pavement, safety fences, parapet and noise barriers.

The described method enabled to achieve the speedy construction. The average time of construction of one span in straight section of the bridge was 14 days.

The shape of parts of the bridge deck situated within interchange sections is very complex and requires the production of precast struts of varying trapezoidal plan. Precast are also the parts of the bottom bridge deck slab at interchange ramps. Precast struts were manufactured in a plant situated 30 km from the site, precast parts of the bottom bridge deck slab were produced on site.

Movements of the bridge deck of this system of the bridge superstructure have been resolved by diving it into 9 construction units, the length of the largest one is 750 m. In places of connection of ramps to the motorway, the fixed bearings are situated in the flyovers bifurcation, which enables to each of the 3 ramps of such construction unit to move in "its own" direction. At the same time extraordinary requirements are placed on bearings that must allow large movements and change of their function during construction.

BRIDGE ACCESSORIES

Bridge safety fences (crash barriers) are 1.20 m high, of concrete, and braced by monostrands. They are formed by 0.80 m high lower concrete part, while the upper part is formed by steel pipe. The above type of crash barrier has been developed specially for this Project.

Noise barriers with transparent panelling and traffic signs gantries supports are situated along both sides of the flyover.

Applied system of safety fences (crash barriers), drainage troughs and noise barriers enabled placement of bridge waterproofing and pavement on the whole bridge area without colliding with anchorage components and without need of additional boring through the bridge waterproofing and pavement.

QUANTITIES OF MATERIALS

Implementation of the flyover "Prievoz" has been extremely difficult. One of the many issues has been construction of the flyover piers and the production of precast struts. The designer chose this unusual design knowing, that higher costs for the production of these bridge components (particularly the formwork) would be richly compensated by their considerably high repeatability. Few data are shown below to illustrate the volume of works on this structure:

ach križovatiek. Prefabrikované vzpery sa vyrábali vo výrobni vzdialenej 30 km od staveniska, prefabrikované časti spodnej dosky sa vyrábali ambulantne priamo na stavenisku.

Dilatovanie nosnej konštrukcie tohoto pôdorysne komplikovaného komplexu mostov sa vyriešilo jeho rozdelením do 9 dilatačných celkov, z ktorých najväčší má dĺžku 750 m. V miestach pripájania vetiev na diaľnicu sú pevné ložiská umiestnené do pôdorysných rozštepov estakád, čo umožňuje každej z 3 vetiev takéhoto dilatačného celku dilatovať "svojím" smerom. Mimoriadne nároky sú pritom kladené na ložiská, ktoré musia umožniť veľké dilatačné pohyby a počas výstavby meniť svoju funkciu.

PRÍSLUŠENSTVO MOSTA

Zvodidlá na moste sú betónové, vysoké 1,20 m a sú spínané 1-lanovými predpínacími prvkami alebo oceľovými "zámkami". Sú tvorené betónovou spodnou časťou výšky 0,80 m, hornú časť tvorí oceľová rúra. Obidva typy zvodidiel boli vyvinuté špeciálne pre túto stavbu.

Po oboch stranách estakády sú umiestnené protihlukové steny s priehľadnou výplňou a nosiče dopravných značiek.

Použitý systém zvodidiel, odvodňovacích žľabov a protihlukových stien umožnil ukladať izoláciu a vozovku na celú plochu mosta bez kolízie s kotviacimi prvkami a bez potreby dodatočného vŕtania cez vozovku a izoláciu.

SPOTREBA MATERIÁLOV

Realizácia obj. 200-00 je mimoriadne náročná. Jedným z mnohých problémov bola výstavba tvarovo komplikovaných podpier a výroba prefabrikovaných vzpier. Projektant zvolil toto neobvyklé riešenie s vedomím, že vyššie náklady na výrobu týchto častí konštrukcie (predovšetkým debnenia) budú bohato kompenzované mimoriadne veľkou opakovateľnosťou prvkov mosta. Pre ilustráciu o objeme prác na tomto objekte je uvedených niekoľko údajov:

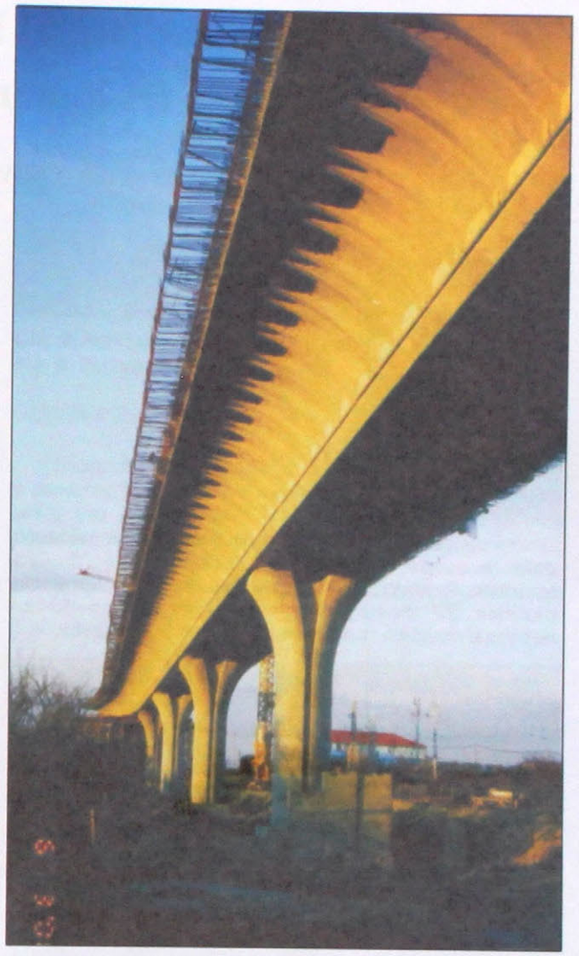
• Počet podpôr	139
• Počet krajných opôr	12
• Počet mostných polí	115
• Počet prefabrikovaných vzpier	4 140
• Betón nosnej konštrukcie	0,81 m^3/m^2
• Predpínacia výstuž	31 kg/m^2
• Betonárska výstuž nosnej konštrukcie	101 kg/m^2

ZÁVER

Výstavba úseku diaľnice D61 Mierová - Senecká v Bratislave začala v máji 1999 a bola ukončená v auguste 2002.

Investorom stavby bola Slovenská správa ciest Bratislava. Projektantom stavby bol Dopravoprojekt Bratislava.

Stavba bola spolufinancovaná Európskou investičnou bankou a fondom PHARE. Na zhotoviteľa stavby bola vypísaná medzinárodná súťaž. Víťazom tejto súťaže a zhotoviteľom stavby bol Doprastav Bratislava.



Obr. 8 Nostalgický pohľad na rozostavanú estakádu.
Fig. 8 A "sunset view" on the bridge

• Number of piers	139
• Number of abutments	12
• Number of spans	115
• Number of precast struts	4,140
• Concrete of the bridge deck	0.81 $m3/m^2$
• Prestressing reinforcement	31 kg/m^2
• Bridge deck steel reinforcement	119 kg/m^2

CONCLUSION

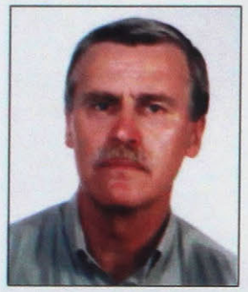
The construction of motorway D61 Bratislava, Mierová - Senecká commenced in May 1999 and was completed in August 2002.

The Employer was the Slovak Road Administration, Bratislava. The Project Designer was Dopravoprojekt.

The Project was co-financed by European Investment Bank and PHARE. An international tender has been called for to select the Contractor. Successful tenderer of this tender and the Contractor was Doprastav Bratislava.

Mosty na diaľnici D1 Ladce - Sverepec
Bridges on D1 motorway Ladce - Sverepec

Miroslav Maťaščík



Diaľničný úsek Ladce - Sverepec, ktorý je v súčasnej dobe v štádiu výstavby, prechádza veľmi členitým terénom. To si vyžaduje postaviť na tomto 10 km úseku diaľnice 32 mostov. Príspevok informuje o 10-tich najvýznamnejších mostných objektoch tejto stavby.

Motorway section Ladce - Sverepec, currently under construction, is located in a very rough hilly terrain. That is why 32 bridges are required to be constructed within this 10 km long motorway stretch. This article informs about 10 major bridge structures of this Project.

"MOST PRUŽINKA" - OBJEKT 217-00

- Typ nosnej konštrukcie
  - diaľničná estakáda
  - spojitý komorový nosník z predpätého betónu
- Rozpätia polí / užitočná šírka
  - 32 +38 +39 +19 x 40 +33 = 902 m / 14 m +14 m

BRIDGE "PRUŽINKA" - STRUCTURE 217-00

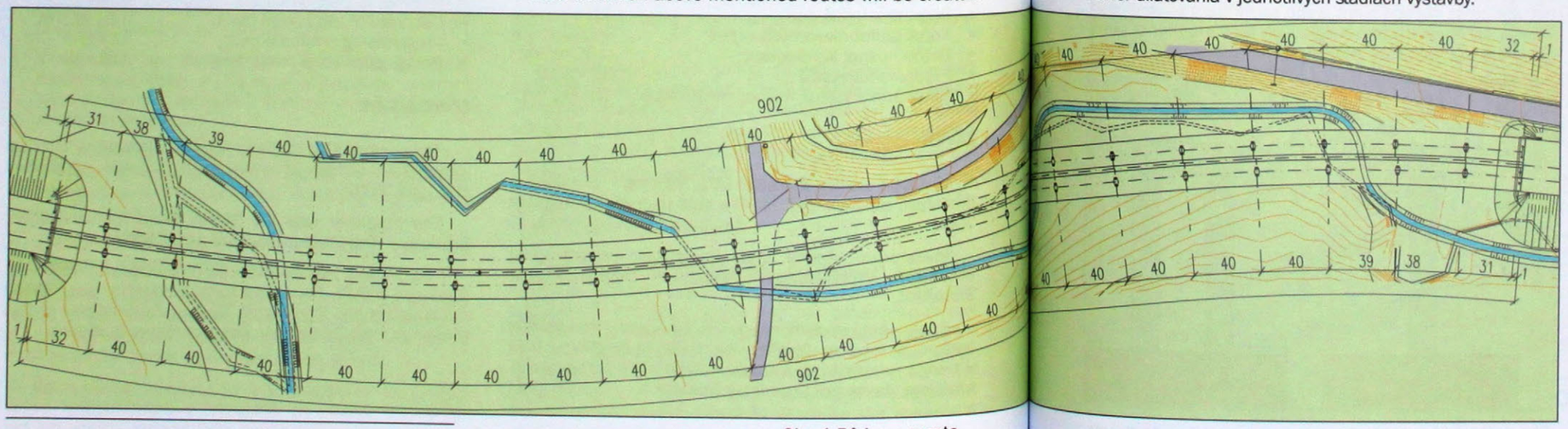
- Bridge deck design
  - motorway viaduct- continuous single-cell box girder of prestressed concrete
- Spans length / width between safety fences
  - 32 +38 +39 +19 x 40 +33 = 902 m / 14 m +14 m

ÚVOD

Diaľnica D1 je súčasťou diaľničnej siete Slovenskej republiky. Je však aj súčasťou európskej diaľkovej cesty E 50 v smere "západ - východ" a tiež súčasťou európskej cesty E 75 v smere "sever - juh". Dobudovaním úseku diaľnice D1 Ladce - Sverepec sa teda vytvoria lepšie podmienky pre medzinárodnú tranzitnú dopravu v spomínaných smeroch.

INTRODUCTION

Motorway D1 is part of existing motorway network in the Slovak Republic. However it is also a part of the European route E 50 in direction "west - east" as well as a part of the European route E 75 in direction "north - south". Thus by completing the D1 motorway section Ladce - Sverepec, improved conditions for international transit traffic on above mentioned routes will be created.



Ing. Miroslav Maťaščík, Dopravoprojekt, a. s. Bratislava

Obr. 1 Pôdorys mosta
Fig. 1 Plan of the bridge

KONCEPCIA NÁVRHU

Objekt premosťuje meandrujúce potoky, cestnú komunikáciu a zosuvné územie. Nosná konštrukcia sa buduje pomocou výsuvnej skruže. Pri tejto technológii každá dilatačná škára spôsobuje spomalenie tempa výstavby a je navyše poruchovým miestom mosta. Z uvedených dôvodov sú nosné konštrukcie navrhnuté ako jeden dilatačný celok na celú dĺžku 902 m.

ZAKLADANIE A SPODNÁ STAVBA

Objekt premosťuje územie s tromi typmi podložia:

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

Vzhľadom na uvedené okolnosti boli navrhnuté dva typy zakladania:

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

Zosuvné územie pod mostom bolo stabilizované systémom drenážnych vrtov.

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

NOSNÁ KONŠTRUKCIA

Nosná konštrukcia je budovaná na výsuvnej skruži. Káble sú tvorené 13 lanami Ls 15,5 - 1800. Sú prevažne stykované v pracovnej škáre, 40 % káblov je kotvených v nadpodperových priečnikoch. Ako betonárska výstuž sa vo veľkom rozsahu používajú armokoše a vopred zvárané rohože. Doba výstavby jednej etapy je 14 - 21dní .

Vzhľadom na veľkú dĺžku mosta, pôdorysné zakrivenie a spôsob výstavby mimoriadne nároky boli kladené na ložiská. Ložiská musia umožniť veľké dilatačné pohyby, museli preniesť veľké vodorovné sily vyplývajúce z excentricity fixovania mosta počas výstavby a museli tiež meniť svoje funkcie a smer dilatovania v jednotlivých štádiach výstavby.

Obr. 2 Pohľad na rozostavaný most
Fig. 2 Bridge under construction

DESIGN CONCEPT

Bridge decks of the bridges are constructed by means of a movable falsework in a series of longitudinal stages. By using this method, each expansion joint causes slowing down of construction process. Besides, an expansion joint is a weak point of each bridge. For the above reasons the bridge decks are designed as one construction unit for the whole length of 902 m.

FOUNDATIONS AND BRIDGE SUBSTRUCTURE

The bridge is located in an area with three types of subgrade:

- Subgrade formed by 2 - 4 m thick layer of gravels situated close to the terrain sur ace, followed by layers of water-saturated sand.
- Subgrade formed by weathered claystones and marlites situated 5 - 8 deep.
- Subgrade formed by sliding down layer of clays and loam, under which a good quality marlite layers are situated. With regard to this, two types of foundation have been proposed:
- Spread footings, shallow under ground, resting on thin layer of gravels.
- Deep foundation - micropiles.

Landslide area under the bridge has been stabilized by a system of drainage holes.

BRIDGE DECK

Bridge deck is constructed on a movable one-span long falsework. Prestressing tendons are formed by 13 strands ϕ Ls 15.5 - 1800. They are mostly coupled in construction joints, 40 % of tendons are anchored in over-pier diaphragms. Steel reinforcement consists mainly of reinforcement cages and pre-welded steel fabric. Construction time of one stage is 14 - 21 days.

Due to the considerable bridge length and the construction method applied, extraordinary requirements have been placed on bridge bearings. They have to allow large dilatation movements, transfer horizontal forces resulting from eccentricity of the bridge fixing during construction. They have to change their functions and direction of movements during particular construction stages as well.

PRÍSLUŠENSTVO MOSTA

Objekt 217 je súčasťou "súmostia" troch po sebe nasledujúcich mostov 217, 297 a 220, medzi ktorými sú vysoké oporné múry. Každý z uvedených objektov má iný tvar spodnej stavby aj nosnej konštrukcie. Zjednocujúcimi prvkami týchto objektov sú rímsy, odvodňovacie žľaby a zábradlia.

SPOTREBA MATERIÁLOV

- Betón B 400 — 0,70 m3/m²
- Predpínacia výstuž — 25 kg/ m²
- Betonárska výstuž — 92 kg/m²

"MOSTY NA KRIŽOVATKE BELUŠA" OBJEKTY 205 L, 205 P, 206, 207, 208

- Typ nosnej konštrukcie - spojité komorové nosníky z predpätého monolitického betónu
- Rozpätia polí / užotočná šírka
  - obj. 205/LM: 41+5 x 40 +31 = 272 m /15,65 m
  - obj. 205/PM: 31 +5 x 40 +37 = 268 m /14,40 m
  - obj. 206: 39+38+40+6x38+1 = 376 m /14,40 m
  - obj. 207: 31 +7 x 40 +31 = 342 m /14,40 m
  - obj. 208: 31 +4 x 40 +31 = 222 m /14,40 m

KONCEPCIA NÁVRHU

Mosty sú súčasťou mimoúrovňovej diaľničnej križovatky (obr. 3). Vzhľadom na značnú koncentráciu mostov na relatívne malej ploche štandardný dvojložiskový podperný systém (napr. steny alebo dvojice stĺpov) by vytváral hustý zhluk betónovej hmoty. Vzhľadom k tomu, že v tesnej blízkosti križovatky sa nachádza obec Beluša a tiež často navštevovaný motorest, takéto riešenie by bolo rušivé a disharmonické.

Preto bol pre všetky uvedené mosty zvolený štíhly a pohľadovo "riedky" podperný systém tvorený prevažne centricky umiestnenými stĺpami. Nosné konštrukcie, ktoré sú podopierané prevažne 1 stĺpom s 1 ložiskom, sú po 2 až 3 poliach "stabilizované" dvojicou stĺpov (obr. 1). Takýto podperný systém je hmotovo veľmi úsporný. Stĺpy kruhového priečneho rezu majú navyše rovnaký vzhľad v každom zornom uhle, čo aj pri relatívne veľkom počte podpier (spolu 34 podpier) nepôsobí disharmonicky.

ZAKLADANIE A SPODNÁ STAVBA

Mostné objekty sú založené plošne alebo hĺbkovo na mikropilotách. Podpery sú tvorené kruhovými stĺpmi s výrazným povrchovým zvislým ryhovaním.

NOSNÁ KONŠTRUKCIA

Zvolený úsporný podperný systém spôsobuje, že nosné konštrukcie predmetných objektov sú namáhané veľkými torznými momentami, čo si vyžiadalo vyššiu spotrebu betonárskej výstuže. Návrh nosnej konštrukcie komplikovalo tiež striedanie 1-ložiskového centrického podopretia s 2-ložiskovým. Nosné konštrukcie všetkých uvedených objektov sú tvorené 3-trámovými komorovými spojitými nosníkmi z dodatočne predpätého monolitického betónu (obr. 1, 2).

BRIDGE ACCESSORIES

Structure 217 is part of the system of three consecutive bridges - structures 217, 297 and 220. Substructure and bridge deck shape of each of the above structures are different. Integrating components of these bridges are cornices, drainage troughs and steel hand railing.

QUANTITIES OF MATERIALS

- Concrete B 400 — 0.70 m³/m²
- Prestressing steel — 25 kg/ m²
- Steel reinforcement — 92 kg/m².

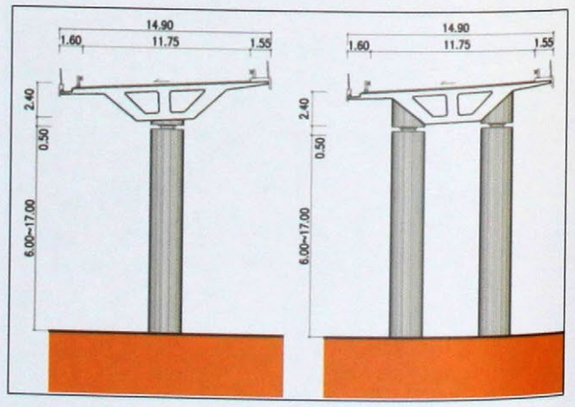
BRIDGES AT INTERCHANGE "BELUŠA" STRUCTURES 205L, 205P, 206, 207, 208

- Bridge deck design - continuous single-cell box girders of prestressed cast-in-situ concrete
- Spans length / width between safety fences
  - Struct. 205/left bridge: 41+5x40+30 = 272m /15.65m
  - Struct. 205/right bridge: 31+5x40+37 = 268 m /14.40m
  - Structure 206: 39+38+40+6 x 38+31 = 376m / 14.40m
  - Structure 207: 31+7 x 40+31 = 342 m / 14.40 m
  - Structure 208: 31+4 x 40+31 = 222 m / 14.40 m

DESIGN CONCEPT

The bridges are part of the "Beluša" interchange (Fig. 3). Due to considerable concentration of bridges on relatively small area, a typical two-bearing supporting system (e.g. pier walls or pairs of columns) would create a dense bunch of concrete. Considering that the village Beluša and also frequently visited motorest are located in close vicinity of the interchange, such solution would be disturbing and disharmonious.

Thus a "slender supporting system", formed mainly by columns located in the structures centre lines, has been chosen for all above mentioned bridges. Bridge decks, which are supported mostly by one column with one bearing, are "stabilized" after two or three spans by a pair of columns (Fig. 1). From the material point of view, such supporting system is very economic. The appearance of circular cross-section piers is the same from all angles of view, which even in case of relatively high number of piers (34 piers in total) does not cause disharmonious effect.



Obr. 1 Priečne rezy mostov
Fig. 1 Cross-sections

Obr. 2 Pohľad na rozostavané mosty
Fig. 2 View on the bridges under construction

Nosné konštrukcie sa budujú na statickej skruži postupne po etapách s pracovnými škárami vzdialenými 7,00 m od podpery. Predpínacia výstuž v pozdĺžnom smere sú káble tvorené 13-timi lanami ϕ Ls 15,5 - 1800. 80 % káblov je vedených cez 2 etapy tak, že sú striedavo kotvené v pracovnej škáre (v jednej pracovnej škáre je teda kotvených 40 % káblov), 20 % káblov je kotvených v nadpodperových priečnikoch. Nadpodperové priečniky sú predopnuté v

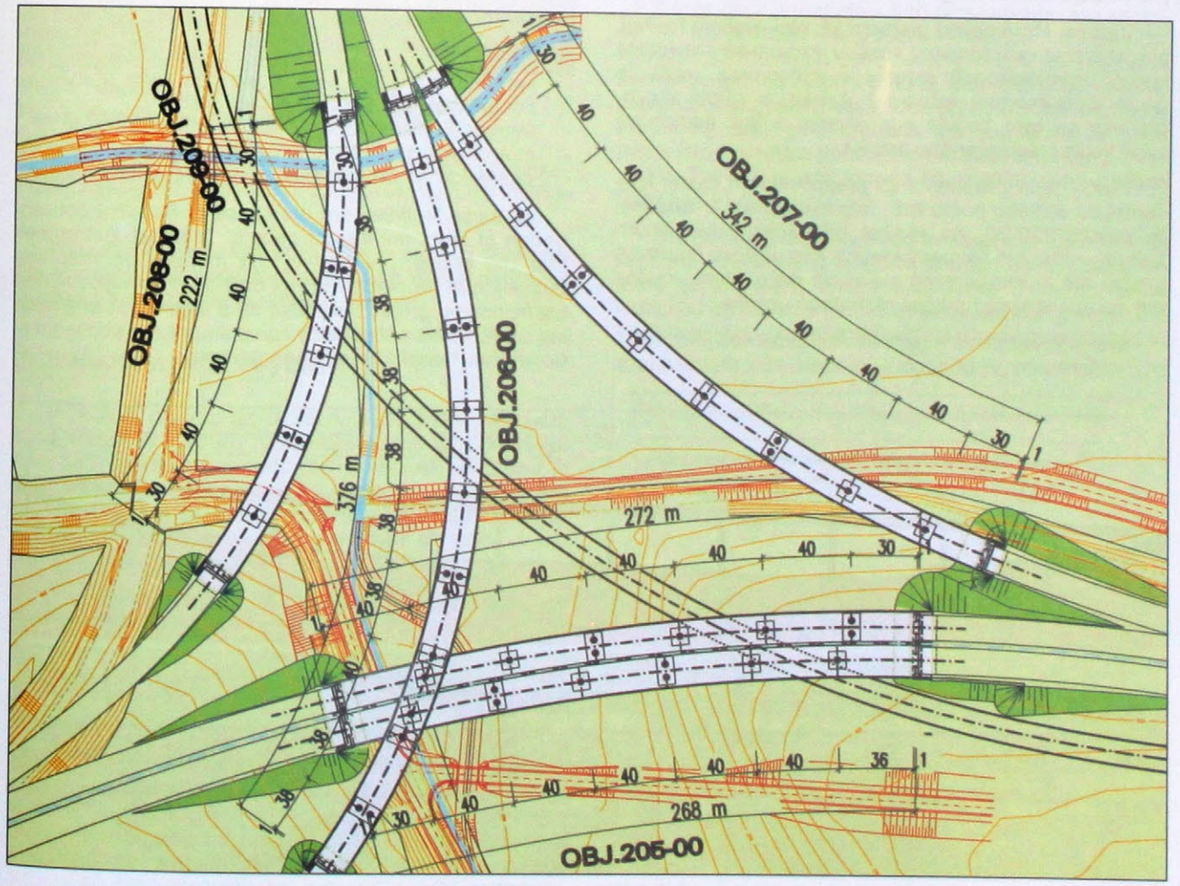
FOUNDATIONS AND BRIDGE SUBSTRUCTURE

The bridges rest on both spread and deep foundations (micropiles). Bridge piers are formed by circular columns with marked vertical surface grooving.

BRIDGE DECK

The chosen economic supporting system causes that the bridge decks are subjected to extensive torsion moments, which resulted in higher quantity of reinforcing steel. Bridge deck design was further complicated by alternating of one-bearing centrally positioned support with two-bearing ones. Bridge decks of all bridges are formed by continuous double-cell box girders of post-tentioned cast-in-situ concrete (Fig. 1, 2).

Bridge decks are to be constructed on stationary scaffolding in stages (span-by-span basis) by sections with working joints situated in a distance of 7.00 m from a pier. Prestressing in longitudinal direction is provided by tendons formed of 13 strands ϕ Ls 15.5 - 1800 each. 80 % of tendons are carried through 2 spans so that they are alternately anchored in construction joint (so in one construction joint 40 % of tendons being anchored), 20 % of



Obr. 3 Mosty na križovatke Beluša
Fig. 3 Bridges on the interchange Beluša

priečnom smere káblami 13 ϕ Ls 15,5 - 1800. Priečniky majú tvar, ktorý imituje prienik stĺpov s komorou nosnej konštrukcie (obr.1).

SPOTREBA MATERIÁLOV

- Betón B 400 — 0,76 m^3/m^2
- Predpínacia výstuž — 31 kg/ m^2
- Betonárska výstuž — 133 kg/m^2.

tendons are anchored in over-pier cross girders. The cross girders are prestressed in transverse direction by stay cables 13 ϕ Ls 15.5 - 1800. Cross girders shape imitates intersection of columns with the bridge deck cell. (Fig.1).

QUANTITIES OF MATERIALS

- Concrete B 400 — 0.76 m^3/m^2
- Prestressing steel — 31 kg/ m^2
- Steel reinforcement — 133 kg/m^2.

"MOST NAD MOTOCROSSOVÝM AREÁLOM" - OBJEKT 220-00

- Typ nosnej konštrukcie - diaľničná estakáda, spojité komorové nosníky z predpätého monolitického betónu
- Rozpätia polí / užotočná šírka
  - ľavý most: 33+8 x 46+41,4+37,6 = 480m /15,65m
  - pravý most:33+8 x 46+42,4 = 443,4m /16,00m

BRIDGE OVER THE MOTOCROSS AREA - STRUCTURE 220-00

- Bridge deck design - motorway viaduct, continuous single-cell box girders of prestressed cast-in-situ concrete
- Spans length / width between safety fences
  - left bridge: 33+8 x 46+41.4+37.6 = 480m /15.65m
  - right bridge: 33+8 x 46+42.4 = 443.4m /16.00m

KONCEPCIA NÁVRHU

Koncepcia objektu 220-00 bola ovplyvnená predovšetkým dvomi faktormi - atraktívnosťou územia, ktoré premosťuje a technológiou výstavby nosnej konštrukcie.

Územie, ktoré objekt premosťuje, plní viacero funkcií. Nachádza sa tam športový areál, v ktorom sa pravidelne konajú medzinárodné preteky v motocrosse, vedľa je často navštevované futbalové ihrisko, v rámci stavby diaľnice sa tam buduje odpočívadlo a tiež oddychová zóna vedľa zregulovaného potoka.

Všetky tieto zariadenia sú predpokladom častej koncentrácie veľkého počtu ľudí. Táto skutočnosť je zárukou, že objekt 220-00, na rozdiel od väčšiny diaľničných mostov, môže byť vnímaný nie iba ako účelová dopravná stavba ale aj ako výrazné stavebné dielo, ktoré vhodne dotvorí spomínané funkčne rôznorodé územie.

Nosná konštrukcia mosta sa nachádza vo výške až 25 m nad terénom, jej pôdorys aj niveleta sú v priamke (obr.

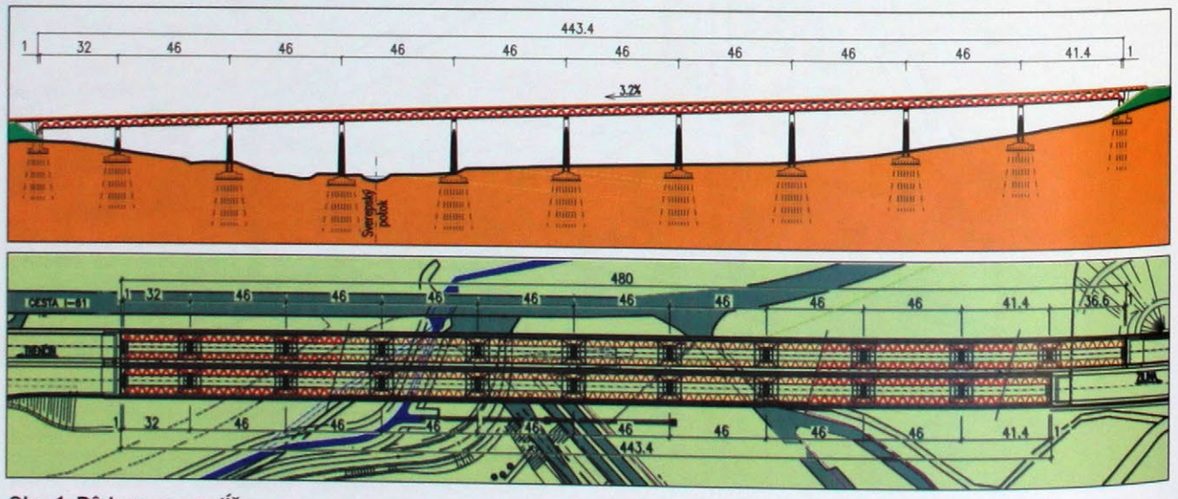
DESIGN CONCEPT

Design of the bridge was affected by two factors - attractiveness of the area and the bridge deck method of construction.

Area being crossed by the bridge serves the public in a number of ways:

- sporting motocross area, where the races of international importance regularly take place,
- frequently visited football field is situated next to it,
- motorway rest area under construction now,
- recreation zone being built near the regulated brook.

All these facilities are the cause of frequent concentration of large number of people. This fact guarantees that the bridge, contrary to the majority of motorway bridges, can be perceived not only as purpose-designed traffic-related project, but also as a significant engineering work, which will suitably complement the above mentioned functionally heterogeneous area.



Obr. 1 Pôdorys a pozdĺžny rez
Fig. 1 Section Plan and Longitudinal Section

Obr. 3 Pohľad na rozostavanú podperu
Fig. 3 View on the pier under construction

1). Ako najefektívnejší spôsob výstavby sa za týchto okolností ukázala byť technológia vysúvania nosnej konštrukcie.

Popísaná atraktívnosť prostredia a zvolená technológia výstavby boli podnetom pre návrh neštandardného dizajnu a konštrukčného riešenia objektu.

ZAKLADANIE A SPODNÁ STAVBA

V podloží objektu sa temer v celej dĺžke nachádza silná vrstva (8 - 10 m) navážok a naplavenín, ktoré sú náhodilo vyplnené balvanmi rôznej veľkosti. Pod ňou je vrstva zvetralých slieňovcov. To si vynútilo založiť objekt hĺbkovo tak, aby pilóty boli spoľahlivo votknuté do vrstvy slieňovcov a preniesli aj veľké vodorovné sily počas vysúvania nosnej konštrukcie .

Podpery objektu svojim tvarom zohľadňujú montážne aj prevádzkové zaťažovacie stavy (obr. 2).

NOSNÁ KONŠTRUKCIA

Parametre a tvar nosnej konštrukcie sú prispôsobené technológii jej výstavby (vysúvanie). Nosné "jadro" prierezu tvorí iba 5,00 m široký a 3,50 m vysoký jednokomorový spojitý nosník. Extrémne vysunuté obojstranné mostovkové dosky sú podopierané šikmými vzperami, ktoré v pozdĺžnom smere vytvárajú priehradový nosník. Vzpery sú tvorené oceľovými hranatými dutými profilmi prierezu 0,30 x 0,30 m.

The bridge grade line runs in the height of 25 m above natural ground level. Horizontal and vertical alignment of the bridge are in a straight (Fig. 1). Under these circumstances the most effective method of construction seemed to be "incremental launching" of the bridge deck.

The above mentioned attractiveness of the area and chosen construction method were the impulse for proposing this atypical architectural and engineering design of the structure.

FOUNDATIONS AND BRIDGE SUBSTRUCTURE

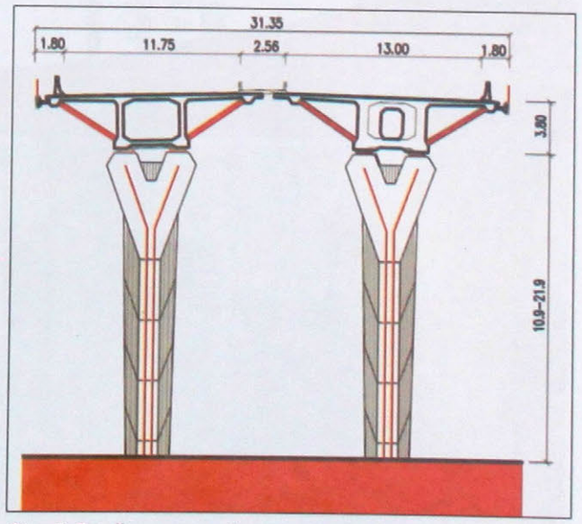
Thick layer (8 - 10 m) of landfill and sediments occasionally with boulders of different size can be found in subgrade nearly along the bridge whole length. A layer of weathered marlite is situated under it. This required construction of deep foundations, so as to ensure firm and secure embedding of piles in the layer of marlite. The piles have also to carry great horizontal forces during launching of the bridge deck.

With its shape, the bridge piers take into consideration the loading stages during bridge erection and operation (Fig. 2).

BRIDGE DECK

Bridge deck parameters and cross-section are adjusted to the chosen construction method (incremental launching). The main (load bearing) "core" of the cross section is formed by only 5.00 m wide and 3.50 m deep continuous single-cell box girder. On both sides extremely protruding deck slab brackets are supported by skew props (struts), which in longitudinal direction form a truss girder. The struts are formed by angular steel profiles 0.30 x 0.30 m.

The deck will be concreted in stages in 23.0 m long sections on a working platform situated behind the abutment at the lower bridge end. From there it will be launched on piers by means of steel launching nose. The 23.0 m long portion of the bridge deck will be launched in



Obr. 2 Priečny rez most
Fig. 2 Cross-section

Nosné konštrukcie ľavého i pravého mosta sa budú betónovať po etapách v dĺžke 23,00 m na pracovnej plošine za krajnou oporou na nižšom konci mosta. Odtiaľ sa budú vysúvať po podperách pomocou výsuvného oceľového nástavca. V jednej etape sa vysunie 23,00 m nosnej konštrukcie. Časť nosnej konštrukcie za výsuvným nástavcom dĺžky 23,00 m (1. etapa výstavby) bude počas vysúvania tvorená iba "jadrom" prierezu. Zvyšná časť nosnej konštrukcie sa bude vysúvať v skompletizovanom-priečnom reze. Počas vysúvania bude mať "jadro" prierezu konštantný priečny rez po celej dĺžke mosta. Po vysunutí nosnej konštrukcie sa dobetónujú priečniky a časť dolnej dosky po oboch stranách priečnikov. Domontujú sa oceľové vzpery 1. etapy a všetky vzpery sa vyplnia betónom. Popísaná skladba nosnej konštrukcie umožňuje zníženie jej vlastnej tiaže a zvýšenie tuhosti, čo sú parametre potrebné pre použitú technológiu výstavby.

Nosná konštrukcia je predopnutá v pozdĺžnom aj priečnom smere. Pozdĺžne predpätie tvoria tri typy káblov:

- Štandardné dvíhané káble v trámoch,
- Priame káble v hornej a dolnej doske,
- "Voľné" káble v komore mosta, ktoré sú vedené ako "inverzné" k dvíhaným káblom a ktoré sa po vysunutí mosta uvolnia.

V priečnom smere je predopnutá horná doska nosnej konštrukcie 1-lanovými predpínacími prvkami typu "monostrand".

PRÍSLUŠENSTVO MOSTA

Objekt 220 je súčasťou "súmostia" tvoreného objektami 217, 220 a 297. Zjednocujúcimi prvkami týchto mostov budú rímsy, odvodňovacie žľaby a zábradlia. Ako bezpečnostné prvky budú použité po okrajoch mosta betónové zvodidlá. Betónové zvodidlá zvyšujú stupeň zadržania a súčasne slúžia aj ako protihluková bariéra.

SPOTREBA MATERIÁLOV

• Betón B 400	0,68 m^3/m^2
• Predpínacia výstuž	35 kg/ m^2
• Betonárska výstuž	88 kg/m^2
• Hranaté oceľové rúry	18 kg/m^2

Obr. 5 Rozostavaná spodná stavba
Fig. 5 Substructure under construction

Obr. 4 "Torzo" mosta
Fig. 4 Fragment of the bridge

one stage. Part of the bridge deck behind 23.0 m long launching nose (construction Stage 1.) will be formed, during launching, only by the "core" of the cross-section. Remaining part of the deck will be launched in completed cross-section. During launching, the "core" cross-section will be uniform along the whole bridge length. Cross girders and part of the bottom slab along both sides of cross girders will be concreted after launching of the bridge. Steel struts of the Stage 1. will be erected and all of them will be filled with concrete. The above described deck structure allows decreasing of its dead load and increasing of its strength, which are the parameters required for construction method employed.

The deck is prestressed in both longitudinal and transverse directions. Longitudinal prestressing is provided by three types of prestressing tendons:

- standard curved tendons in girders,
- straight tendons in a deck slab (upper) and bottom slab,
- unbonded tendons placed inside the box girder acting as "inversion" to curved (deviated) tendons which will be released after launching.

The bridge deck slab is prestressed in transverse direction by one-strand prestressing elements - "monostrands".

BRIDGE ACCESSORIES

The structure 220 is part of the system of bridges formed by structures 217, 220 and 297. Integrating elements of these bridges will be cornices, drainage troughs and bridge parapets.

QUANTITIES OF MATERIALS

• Class B 400 concrete	0.68 m^3/m^2
• Prestressing steel	35 kg/ m^2
• Steel reinforcement	88 kg/m^2
• Angular steel profiles (struts)	18 kg/m^2

"MOST NAD ÚDOLÍM ZÁHLBOČSKÉHO POTOKA" - OBJEKT 222-00

- Typ nosnej konštrukcie - diaľničná estakáda
  - spojité komorové nosníky z predpätého monolitického betónu
- Rozpätia polí / užitočná šírka
  - ľavý most: 36,5+58+92+87+36,5 = 310m /14,80m
  - pravý most: 37+59+94+88+37 = 315m /14,50m

BRIDGE OVER THE VALLEY OF THE ZÁHLBOČSKÝ BROOK - STRUCTURE 222-00

- Bridge deck design - motorway viaduct
  - continuous single-cell box girders of prestressed cast-in-situ concrete
- Spans length / width between safety fences
  - left bridge: 36.5+58+92+87+36.5 = 310m /14.80m
  - right bridge: 37+59+94+88+37 = 315m /14.50m

KONCEPCIA NÁVRHU

Objekt prevádza diaľnicu D1 vo výške až 32 m nad údolím Záhlbočského potoka a terén pod mostom je obtiažne prístupný (obr. 1). Uvedené okolnosti boli dôvodom, že nosná konštrukcia sa realizuje technológiou letmej betonáže. Podpery objektu boli umiestnené do polôh, ktoré sú prístupné po existujúcich poľných cestách.

ZAKLADANIE A SPODNÁ STAVBA

Podložie objektu tvoria slieňovce rôzneho stupňa zvetrania, ktoré v kontakte s vodou sa rýchlo menia na hlinitú hmotu. Bridlicové členenie slieňovcov spôsobuje ich náchylnosť k zosuvom. Uvedené okolnosti si vyžiadali hĺbkové zakladanie objektu a nutnosť na čo najkratšiu dobu obmedziť zemné práce.

Podpery objektu sú tvorené dvojicami 8-uholníkových stĺpov. Najvyššia podpera je rámovo spojená s nosnou konštrukciou (obr. 2, 3). Uloženie na ostatné podpery sprostredkujú hrncové ložiská.

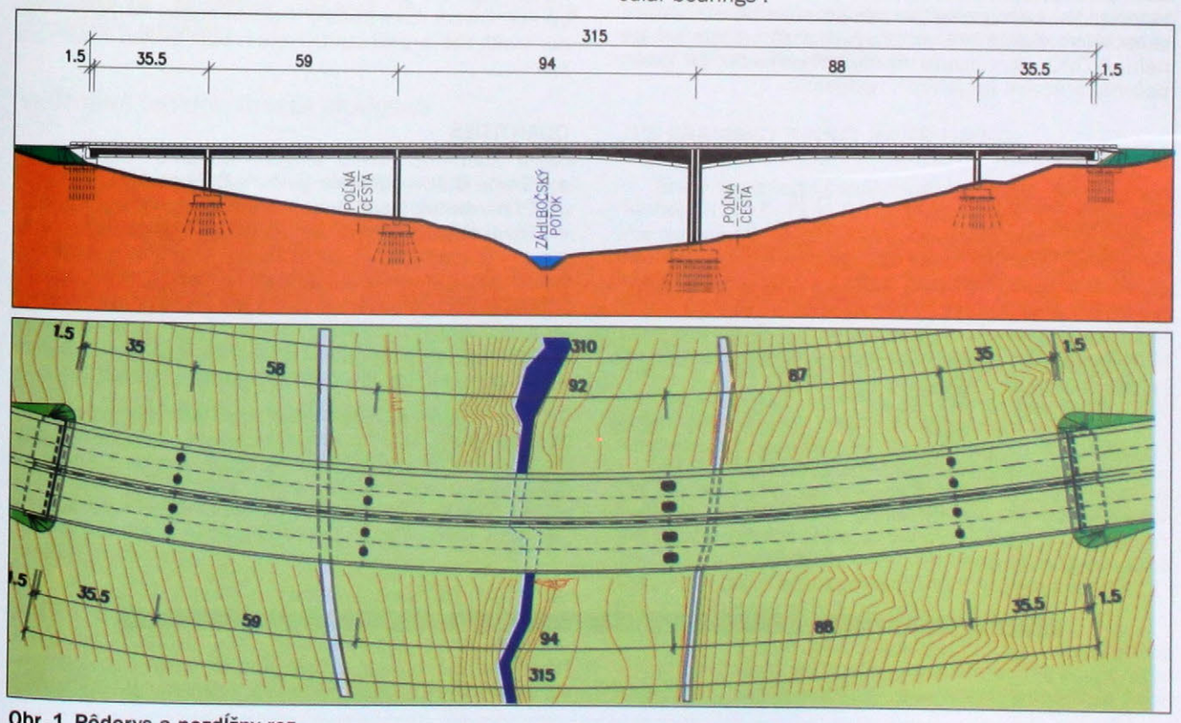
DESIGN CONCEPT

The bridge carries the D1 motorway 32 m high over the "Záhlbočský" brook with difficult access to the bottom of the valley. (Fig. 1). That is why the bridge deck is being constructed by free cantilevering method. Bridge piers have been situated to locations accessible by existing farm-roads.

FOUNDATIONS AND BRIDGE SUBSTRUCTURE

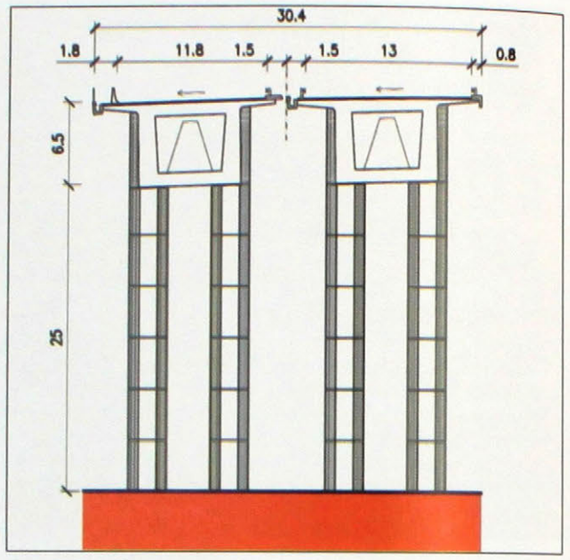
The bridge subgrade is formed by differently weathered marlite, which in contact with water quickly changes into loamy substance. Slate structure of marlites causes their predisposition to landslides. The above conditions required deep foundations of the bridge structure necessitating to limit the earthworks (particularly excavations for pile caps) to the shortest possible time.

Bridge piers are forn ed by pairs of octagonal columns. The highest pier is fixed into the bridge deck thus forming a frame structure (Fig. 2, 3). Placing of the bridge deck on remaining piers will be provided by pot-circular bearings .



Obr. 1 Pôdorys a pozdĺžny rez
Fig. 1 Section Plan and Longitudinal Section

Obr. 2 Pohľad na rozostavanú podperu
Fig. 2 View on a pier under construction



Obr. 3 Priečny rez mosta
Fig. 3 Cross-section

NOSNÁ KONSTRUKCIA

Nosné konštrukcie obidvoch mostov sú budované 2 pármi betónovacích vozíkov. Debnenie vozíkov je z 2 typov materiálu, z hladkej preglejky a z hobľovaných dosák. Rovnako u spodnej stavby bola použitá táto kombinácia debnení. Vytvoria sa tým pohľadovo rozdielne povrchy betónu, čím sa zvýrazní tvarovanie objektu. Stabilizáciu vahadiel s ložiskami zabezpečujú provizórne veže z materiálu PIŽMO, stabilizácia "veľkého" vahadla je zabezpečená rámovým spojením s podperou.

BRIDGE DECK

Bridge decks of both structures are built by cantilever construction method using 2 pairs of concreting carriages. Carriage formworks are of two types of material, smooth plywood and planed boards. This combination of formwork has also been used in case of construction of the bridge substructure. In this way a different concrete surfaces will be created, which will emphasize the structure shaping. The stability of the deck (cantilevers) continuous over the piers (with bearings) is provided by temporary towers constructed from material "PIŽMO". The deck with the largest cantilevers is built locked in with the pier.

SPOTREBA MATERIÁLOV

- Betón B 400 — 0,74 m^3/m^2
- Predpínacia výstuž — 30 kg/ m^2
- Betonárska výstuž — 130 kg/m^2.

QUANTITIES

- Grade B 400 concrete — 0.74 m^3/m^2
- Prestressing steel — 30 kg/ m^2
- Steel reinforcement — 130 kg/m^2.

ZÁVER

Diaľnica D1 Ladce - Sverepec je v súčasnej dobe vo výstavbe a bude ukončená v roku 2004.

Investorom stavby je Slovenská správa ciest, projektantom Dopravoprojekt Bratislava, zhotoviteľom Hydrostav Bratislava a Doprastav Bratislava.

CONCLUSION

D1 Motorway, Section Ladce - Sverepec, is currently under construction and will be completed in 2004.

The Employer is the Slovak Road Administration, The Project Designer is Dopravoprojekt Bratislava, the Contractors are Hydrostav Bratislava and Doprastav Bratislava.

Betónové konštrukcie vnútorného ostenia tunela Branisko a portálových objektov

The Branisko Tunnel Inner Lining and Portal Structures

Juraj Blanár, Jozef Mika

Príspevok sa zaoberá betónovými konštrukciami, patriacimi do komplexu vnútorného ostenia tunela Branisko z technického a technologického hľadiska. Popisuje jednotlivé časti vnútorného, resp. definitívneho ostenia tunela a spôsob ich výstavby a technické riešenie. Stručne popisuje i technické riešenie a realizáciu portálového objektu.
V podzemí sú to betonárske práce , ktoré nasledovali po výrube pravej tunelovej rúry a vystrojení primárneho ostenia tunela Novou rakúskou tunelovacou metódou. Mimo podzemia sa budovali združené portálové objekty - Východný portálový objekt a Západný portálový objekt. Vzhľadom na obdobné riešenie obidvoch portálových objektov sa príspevok zaoberá len Západným portálovým objektom.

This article deals with technical and technological description of concrete structures belonging to the Branisko Tunnel inner lining complex. It describes the various parts of the tunnel inner or permanent lining and construction methods applied and technical solutions. It gives also a brief description of technical solutions and construction of the portal section.
As to the underground works, the article deals with the concrete works executed after the right tunnel tube had been driven, and the tunnel primary lining instalation using New Austrian tunnelling method. Besides the underground works, the compound portal structures were built - the Eastern Portal structure and the Western Portal structure. Taking the similar solutions of both portal buildings into consideration, the article deals exclusively with the Western Portal one.

VNÚTORNÉ OSTENIE TUNELA BRANISKO

Niektoré základné údaje o tuneli. Spomedzi plánovaných tunelov na diaľničnej sieti Slovenska , je tunel Branisko tretím najdlhším tunelom s dĺžkou 4822 m. Južná tunelová rúra bola prerazená 1. mája 1999. Severná rúra bude vybudovaná v budúcnosti podľa výhľadového vývoja intenzity dopravy. V pozdĺžnom smere os tunela stúpa 1,203 % od západného portálu s dvoma výškovými oblúkmi pri oboch portáloch. Smerovo je os navrhnutá s dvoma protismernými oblúkmi s medziľahlým priamym úsekom.

Naša firma Váhostav-SK a.s Žilina sa podieľala na výstavbe 2. etapy tunela v rámci Združenie Branisko, keď zo západného portálu budovala kompletné definitívne ostenie v rozsahu polovice celkovej dĺžky tunela. Definitívne ostenie sa skladá zo spodnej klenby, základových pásov, hornej klenby s hydroizoláciou a medzistropu (obr. 1 - priečny rez tunela).

Prúdová technológia výstavby bola rozdelená do nasledovných, vzájomne naväzujúcich krokov: spodná klenba, základové pásy, hydroizolácia, horná klenba, medzistrop. Naša firma začala práce na výstavbe definitívneho ostenia v decembri roku 1999. Práce na

THE BRANISKO TUNNEL INNER LINING

Some basic facts concerning the tunnel. The Branisko Tunnel, 4822 m long, is the third longest tunnel among the tunnels planned to be constructed within the motorway network in Slovakia. The South Tunnel tube was broken through on 1 May 1999. The North Tube is to be driven in the future following the long-term transport density perspectives. The longitudinal tunnel axis inclines 1.203 % from the Western Portal level having two levelling curves at both portals. The layout axis has been designed with two counter-curves and an intermediate straight section.

Our company, the Váhostav-SK a.s Žilina, a member of the Branisko Join Venture, participated in the 2nd tunnel building stage building overall final lining starting from the Western Portal along a half of the total tunnel length. The final lining includes the invert, strip foundation, vault with water proof insulation and intermediate floor (Fig. 1 - the cross-section of the Tunnel).

A flow method of building technology was applied taking the following consequential steps: the invert, strip foundation, water proofing, vault and intermediate floor.

Ing. Juraj Blanár, Ing. Jozef Mika, Váhostav-SK, a. s., Žilina

našom úseku boli na betonážach sekundárneho ostenia ukončené v apríli 2001 a na medzistrope v júni 2001.

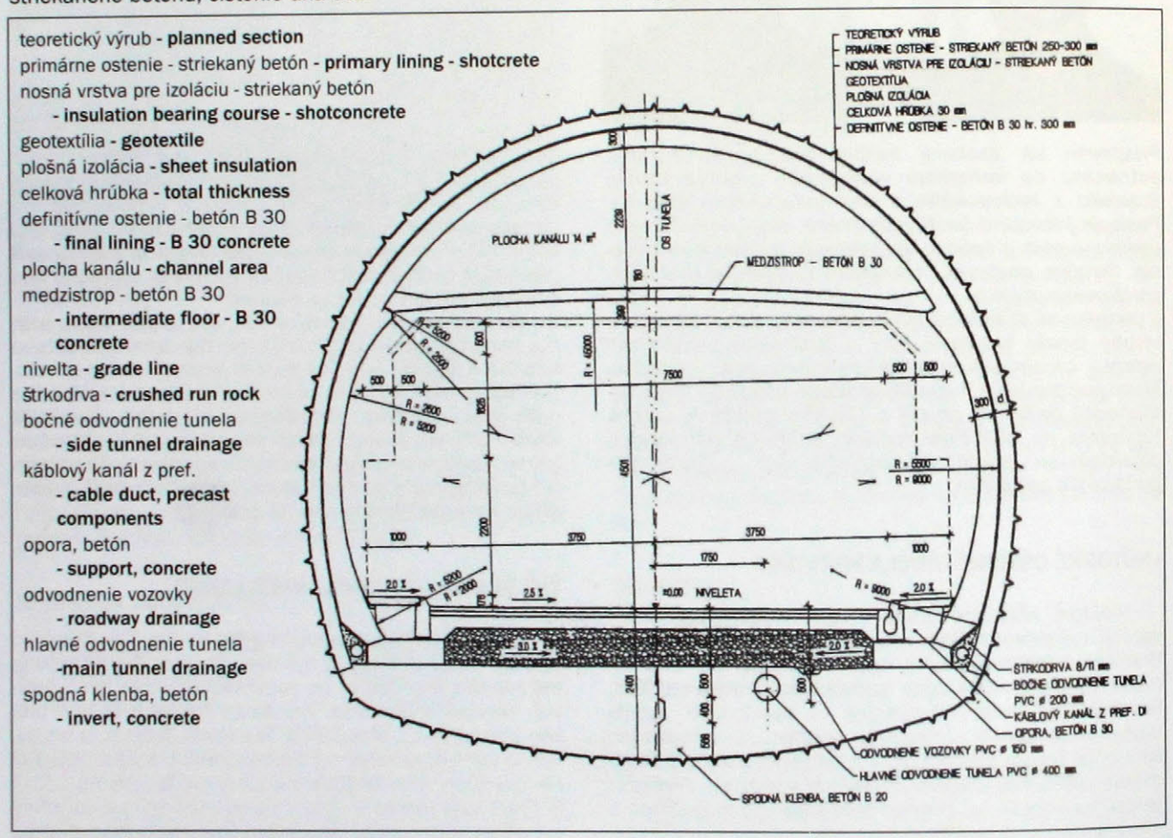
SPODNÁ KLENBA A ZÁKLADOVÉ PÁSY

Spodná klenba bola navrhnutá v podmienkach charakterizovaných triedou vystrojenia V. a VI., resp. IV. pre núdzový záliv, kde sa očakávali väčšie horninové tlaky. Celá spodná klenba sa betónovala až na vyspádovanú úroveň cestnej pláne do roviny, na ktorú sa ukladali konštrukčné vrstvy vozovky. Klenba sa betónovala po poloviciach s pracovnou škárou so zazubením uprostred, ktoré bolo možné posunúť podľa druhu použitého debnenia. Toto riešenie zabezpečovalo nepretržitú jednostrannú dopravu v profile, potrebnú na ďalšie súbežne práce v tuneli, ako sú razenie, profilovanie primárneho ostenia so striekaného betónu, čistenie dna atď.

Our Company started the inner lining building works in December 1999. The concrete works related to the inner lining along our section were completed in April 2001 and to the intermediate floor in June 2001.

THE INVERT AND STRIP FOUNDATION

The invert inner lining has been designed for conditions typical for the supporting classes V and VI, or IV for the emergency lay-by where a higher rock pressure is expected. All the invert was concreted up to the roadbed graded level creating the surface dedicated for the road structural layers to be placed. The invert was concreted half by half creating the construction joint with the middle shear lock relocable according to the type of the form used. Such a solution make the continuous one-side transportation possible in the profile, which was necessary to provide other collateral works executed in the tunnel, such as drilling, profiling of the shotcrete primary lining, bottom cleaning etc.



Obr. 1 Priečny rez tunela Branisko s popisom konštrukčných častí

Fig .1 The Branisko Tunnel cross-section with description of structural components

Betón bol prostý B 20 s požiadavkami na trvanlivosť T 50, stupeň agresivity prostredia 2b podľa STN PENV 206.

Betonáž prebiehala postupne po 10 m dlhých blokoch. V celom tuneli je 56 blokov so spodnou klenbou. Na zadebnenie priečnej pracovnej škáry bolo použité systémové debnenie, ktoré bolo podopreté a ukotvené do podložia.

Základové pásy prebiehajú v celej dĺžke tunela po oboch stranách. Rozdelené boli do 483 ks, 10 m dlhých blokov. V miestach, kde nie je spodná klenba, sú základové pásy betónované na 10 cm hrubý vyrovnávací podkladný betón. Základové pásy sú zo železobetónu, triedy B 30. Stupeň agresivity 2b a minimálne krytie výstuže 45 mm. Výstuž pásov je uzemnená proti bludným prúdom.

The plain concrete B 20 was used with the T 50 durability requirements, the 2b corrosivity grade in accordance with the STN PENV 206 technical standard.

Concrete works were executed gradually in 10 m long blocks. There are 56 invert blocks concreted along the tunnel. The cross-wise construction joint was formed using the system bulkhead braced and anchored into the sublayer.

Foundation strips lie on both sides along all the tunnel. They were divided into 483 sections creating 10 m long blocks. In the area without any invert, the foundation strips have been concreted on the 10 cm thick concrete subfloor. Foundation strips are made of the B 30 reinforced concrete with the 2b corrosivity grade and the minimum 45 mm reinforcement cover thickness. Reinforcement of the strips is grounded to be protected against vagabond currents.

HORNÁ KLENBA

Technológia výstavby hornej klenby sa vykonávala pomocou technologických zariadení - vozov pohybujúcich sa po koľajovej dráhe s rozchodom 7500 mm, uloženej na základových pásoch. Poradie bolo nasledovné - pokládka hydroizolácie, armovacie práce a betonáž. V predstihu sa vykonávala pokládka konštrukcie hydroizolácie, ktorá je na oboch stranách pri päte klenby ukončená zbernou drenážou (pozri obr 1.) obetónovanou filterbetónom. Tieto práce boli vykonávané zo samohybnej pojazdnej plošiny vlastnej konštrukcie, tiež nazývanej izolačný voz.

Po položení a odskúšaní tesnosti hydroizolácie nasledovali armovacie práce. Armovali sa postupne za sebou 10 m dlhé bloky, okrem obojstranného zálivu, kde je dĺžka 5 m. Z celkového počtu 491 ks blokov hornej klenby je celkovo 146 blokov vystužených.

Výstuž sa skladala z dvoch vrstiev sieťoviny s doplnkovou prútovou výstužou. Horná a dolná výstuž je oddelená dištančnými rebrami vo vzájomnej vzdialenosti 1250 mm. Výstuž po skompletovaní je samonosná, oddelená od hydroizolačnej fólie podložkami.

Na ukladanie výstuže bol navrhnutý a skonštruovaný našou firmou samohybný armovací voz na 10 m dĺžku bloku.

Za armovacím vozom pokračovala samotná betonáž hornej klenby pomocou pojazdného debnenia - debniaceho voza, ktorý bol vyrobený na mieru pre betonáž z oboch strán tunela. Voz je tiež samohybný s hydraulickým ovládaním debniacich segmentov. Dĺžka debniacej časti voza sa rovná blokovej dĺžke ostenia - 10 m. Hrúbka hornej klenby je v základnom profile 300 mm a v obojstranných núdzových zálivoch 350 mm.

Jeden blok predstavuje samostatne staticky pôsobiaci celok. Betón bol navrhnutý triedy B 30, trvanlivosť T 100 a stupeň agresivity 2b. Betonáž spočívala v príprave debnenia: očistenie, nanesenie odformovacieho prípravku, následne postavenie debnenia do geodeticky zameranej polohy a zadebnenie voľného čela debnenia. Betónová zmes bola dopravovaná primárne autodomiešavačmi a sekundárne stacionárnou betónpumpou do debnenia cez betónovacie okná. Betón sa zhutňoval po vrstvách tak, aby rozdiel hladín betónu medzi oboma stranami debnenia nebol väčší ako 1 m.

Zhutňovanie betónu bolo pomocou príložných pneumatických vibrátorov, ktoré sú súčasťou debnenia.

Oddebňovaciu pevnosť v tlaku, projektant Terraprojekt, a.s., Bratislava stanovil na min. 3,0 MPa, pričom rýchlosť dozrievania pre dosiahnutie tejto pevnosti obmedzil na minimálne 8 hodín. Túto pevnosť sme overovali semideštruktívnou skúškou pomocou Hilty testera. Betón sa ošetroval po oddebnení pomocou ošetrujúceho nástreku Curing 103 od Firmy Woerman bez tepelného ošetrovania, ktoré nebolo potrebné.

Na dosiahnutie predpísaných vlastností betónu bol navrhnutý prevzdušnený betón. Na obr. 2 je pohľad na dokončené sekundárne ostenie tunela.

THE VAULT FINAL LINING

The vault building technology was implemented using technological equipment -cars moving along the 7500 mm gauge railroad laid on the strip foundation. The works were performed in steps as follows - waterproofing placement, reinforcement and concrete works. The waterproofing structures, closed by the motorway filter-concreted drainage tube at both sides of the arch foot, was placed in advance (see Fig. 1). These works were done using the self-propelled mobile platform, constructed according to the company's design, called the insulation car.

Having installed and tested tightness of the waterproofing, we continued with reinforcement works. We reinforced 10 m long blocks in their turn, with the exception of the 5 m long double-sided lay-by. There were 146 blocks reinforced of the total number of 491 blocks.

The reinforcement consists of two layers of wiremesh with the additional rod rebars. The upper and lower reinforcement layers are separated by separation ribs keeping the 1250 mm spacing. The completed reinforcement is self-supporting and separated from the waterproofing foil by pads.

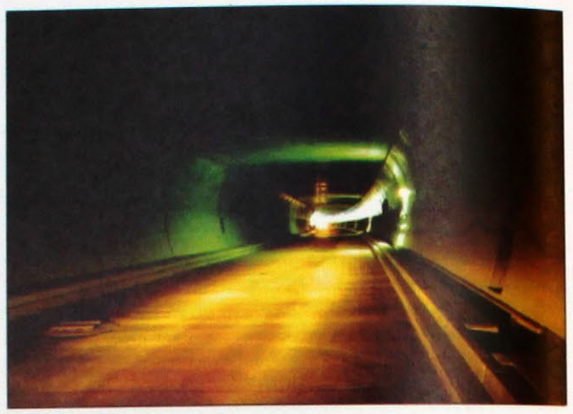
To place the reinforcement, our company designed and constructed the self-propelled reinforcing car at the length of 10 m long blocks.

The vault concrete works followed the reinforcement work using mobile formwork - the made-to-measure formwork car constructed to perform concrete works from both side of tunnel. The car is also self-propelled and equipped with the form segments hydraulic control. The length of the car formwork surface is the same as the length of the lining blocks - 10 m. The vault base section is 300 mm thick and the double-sided lay-byes are 350 mm thick.

Each single block represents an independent static unit. We used the B 30 Class concrete of the T 100 durability and 2b corrosivity grade. The concrete works included formwork preparation: cleaning, spreading of the demoulding agent, the formwork placing to the geodetic surveyed position and casing the free formwork face. The concrete mixture was delivered primarily by carmix and secondarily by the stationary concrete pump through the form concreting windows. The concrete was compacted in layers so as to reach the difference of the concrete levels at both form sides less than 1 m.

The concrete was compacted using surface pneumatic vibrators belonging to the formwork.

A designer, Terraprojekt, a.s., Bratislava, set up demoulding minimum compression strength of concrete to 3,0 MPa while the maturing rate necessary to reach such strength was limited to 8 hours at least. The semi-destructive testing was applied to check the strength using the Hilty tester. Having the formwork removed, the concrete was cured using the curing compound Curing



Obr. 2 Pohľad do tunela na dokončené sekundárne ostenie (foto: J. Mravec)
Fig. 2 A sight at the completed secondary lining in the tunnel (photo: J. Mravec)

MEDZISTROP

Medzistrop oddeľuje v tuneli dopravný priestor od vetracieho kanála. Je navrhnutý ako v priečnom smere vystužená oblúková doska s jednotným nadvýšením 130 mm. Hrúbka medzistropu je 200 mm. Krytie výstuže je minimálne 35 mm. Trieda betónu B 30. Dĺžka 1 bloku je 10 m, v obojstrannom zálive 5 m. Bloky medzistropu sú totožné s blokmi hornej klenby. Priečna škára medzi blokmi je dilatačná s vloženým pásikom z PE fólie hrúbky 3 mm. Dosky sú na uložných konzolách v hornej klenbe kontinuálne podopreté na ložiskách z tvrdej gumy. Na umožnenie pootáčania sa dosky, je medzistrop oddelený od hronej klenby 15 mm hrubou vložkou z polystyrénu na oboch stranách. V jednostranných a obojstranných zálivoch sú dosky ešte zavesené na oceľových tiahlach.

Pre betonáž bolo vyrobené debnenie na mieru. Debnenie sa skladá zo 4 ks debnacich blokov a jedného voza. Dĺžka blokov je totožná s blokmi hornej klenby - 10 m. Debniace bloky sú počas betonáže podopreté stojkami. Oddebňovanie a presúvanie debnenia je pomocou samohybného, hydraulikou vybaveného voza. Debnenie sa hydraulikou sklopí a spustí dole na voz tak, aby bolo prejazdné pod ďalšími stojacimi debneniami. Stanovená oddebňovacia pevnosť, minimálne 12 MPa, sa dosahovala podľa teplotných podmienok po 60 až 72 hodinách. Pri výkone 1 blok / 24h to znamenalo, že zatiaľ, čo tri zabetónované bloky dozrievali, jeden sa budoval.

ZDRUŽENÝ PORTÁLOVÝ OBJEKT - ZÁPADNÝ PORTÁL

Združený portálový objekt v km 8,350 - Západný portál je stavebný objekt, ktorý bezprostredne konštrukčne aj funkčne nadväzuje na razenú časť tunela Branisko a umožňuje umiestnenie podstatnej časti prevádzkovo-technických zariadení tunela.

Portálový objekt je riešený ako monolitický dvojpodlažný železobetónový trojtrakt, pričom stredný trakt je zasunutý voči dvom krajným traktom. Stredný trakt tvoria technicko - prevádzkové priestory tunela. Okrajový trakt je tvorený objektom nasávacieho priestoru ventilátora. Samotný objekt priestoru ventilátora je hmotovým prepojením stredného a okrajového traktu. Tretím traktom bude plánovaný dopravný priestor a ukončovací prvok portálu severného tunela, ktorý sa podľa potreby bude realizovať v neskoršom období.

Dĺžka združeného portálového objektu je	73,388 m
Šírka združeného portálového objektu je	24,8 - 23,33 m
Zastavaná plocha	1309 m²

Pod úrovňou nivelety vozovky v priečnom smere na trojtrakt je umiestnený kábelový kanál - kolektor , ako prepojovací technologický prvok medzi združeným portálovým objektom a tunelom.

V prízemí - 1.N.P. združeného portálového objektu sa nachádzajú priestory pre : motorgenerátor, 3 trafa, rozvodňu VN, UPS, manipuláciu pri montáži ventilátora a tráf, kábeláž, skladovanie, horizontálnu a vertikálnu komunikáciu a WC. V okrajovom trakte priestor pre samotnú dopravnú komunikáciu (platí aj pre výhľad druhého okrajového traktu).

Na poschodí - 2.N.P. združeného portálového objektu sa nachádzajú priestory pre: rozvodne NN, strojovňu ventilátora, centrálny riadiací systém, horizontálnu a vertikálnu komunikáciu, nasávací trakt, nábehový kanál VZT a rezervu (skladovanie).

REALIZÁCIA BETONÁRSKYCH PRÁC

Vertikálnu i horizontálnu dopravu materialov - debnenia, výstuže, betónu pri betonáži betónovacím košom sme robili pomocou vežového žeriavu MB 2043 s vyložením 50 m a nosnosťou pri max. vyložení 3,1 t. Pri betonáži prechodovej klenby sme betónovú zmes dopravovali a ukladali čerpadlom, v kombinácii s betonážou betónovacím košom. Betónova zmes sa hutnila pomocou ponorných vibrátorov.

Na debnenie stien , stĺpov sme používali systémové debnenie Doka - Framax. Stropy, či už doskové alebo trámové sme debnili tiež systémovým debnením Doka - Dokaflex a Doka d2. Tvarové náročné na debniace práce boli zakrívené strešné dosky . Debnenie prechodovej klenby medzi ventilátorovňou a tunelom sme riešili a zrealizovali zakružovacím debnením ISD NOE. Jedná sa o železobetónovú klenbu o polomere R - 5 170 mm, v dĺžke 19,75 + 3,0 m a premenlivej hrúbke klenby - vo vrchole 500 mm a nad stenovými oporami 700 mm. Rozpon medzi stenami je 10,34 m. Pozdĺžny sklon klenby smerom k podzemnej časti tunela je 20,34%. Pre umožnenie plynulého priebehu prác vo vlastnom tuneli muselo byť podopretie debnenia klenby riešené tak, aby pre technologickú dopravu bol zabezpečený prejazdný profil o rozmere 3,5 x 4,0 m.

Realizované betónové konštrukcie - 3 158 m³, trieda betónu B 30, trvanlivosť T 100 a stupeň agresivity 2b, betonárska oceľ R 10 505.

Obr. 3 Združený portálový objekt v čase realizácie (foto: J. Mravec)
Fig. 3 The compound portal structure under construction (photo: J. Mravec)

103 spray-coating of the Woerman Company without any thermal treatment since it was not necessary.

Air-entrained concrete was used in order to reach the required properties of the concrete. The Fig. 2 view at the completed secondary tunnel lining.

INTERMEDIATE FLOOR

The intermediate floor separates the traffic area in the tunnel from the ventilation duct. It has been designed in the form of a transversally reinforced arch slab with the single 130 mm camber. The intermediate floor is 200 mm thick. The reinforcement cover thickness is up to 35 mm at least. Concrete B 30 class was used. A single block is 10 m long, blocks in the double-sided lay-byes are 5 m long. The intermediate floor blocks are as long as the vault blocks. There is an expansion transverse joint with the 3 mm thick PE foil joint filler between particular blocks. The slabs are placed on the bedding cantilever in the final lining continually born by the rubber bearings. The intermediate floor is separated from the upper arch by the 15 mm thick polystyrene spacer ply at both sides to allow the slab to rotate. Moreover, the slabs are hung up on the steel tension rods in the single-sided and double-sided lay-byes.

A made-to-measure form was used doing the concrete works. The form consists of 4 pieces of form blocks and a formwork car. The blocks are as long as the vault blocks - 10 m. The form blocks are supported by the props. Demoulding and relocation of the formwork is done using a self-propelled carrier equipped by a hydraulic device. The hydraulic device tilts the form and let it down to the carrier so as to enable it to be carried forward under other standing formworks. The required demoulding compression strength minimum 12 MPa was reached after 60 to 72 hours, depending on thermal conditions. It means that building 1 block per 24 hours allowed to build one block during the maturing time of the other three blocks.

A COMPOUND PORTAL STRUCTURE - WESTERN PORTAL

A compound portal structure in the 8.350 km - the Western Portal is a building with a design and functioning connected directly to the driven section of the Branisko Tunnel and allowing the constituent part of the operating equipment and technical facilities to be placed in there.

The portal section is designed as a monolithic two-floor reinforced concrete tri-section structure; the middle section is inserted between two outer sections. The middle section includes the tunnel's technical and operating premises. The outer section includes a fan suction area. The fan area itself is created by the volume interconnection of the middle and outer section. The third section will include a planned traffic area and an end component of the North Tunnel portal that are to be constructed later at need.

The length of the compound portal structure is	73.388 m
The width of the compound portal structure is	4.8 - 23.33 m
The built-up area	1309 m²

The cable duct - a collector - is placed below the roadway profile grade cross-wise across the tri-section building as an interconnecting technological element placed between the compound portal structure and the tunnel.

The 1.N.P. ground floor of the compound portal structure includes premises dedicated for a motor generator, 3 transformers, a HV switch room, UPS, material and device handling in the course of the suction fan and transformers assembly works, cabling, storage, horizontal and vertical communication and lavatories. The outer section includes the road area (this applies also to the planned second outer section).

The 2.N.P. floor of the compound portal building includes premises for LV switch rooms, a fan engine room, main control system, horizontal and vertical communication, suction section, air-conditioning haunch channel and stockpile area (storage).

CONCRETE WORKS

Vertical and horizontal transport of materials - formwork, reinforcement and concrete - in the course of the concrete works performed using a concrete bucket was provided by the MB 2043 tower crane with the 50 m long crane radius and lifting capacity of 3.1 t for the maximum radius. Concrete mixture was delivered and placed using a concrete pump combined with concreting using a concrete bucket during the passage arch concrete works. Concrete mixture was compacted by internal vibrators.

The Doka - Framax formwork was used to case walls and columns. Floors, either the slab or beam ones, were also cased using the systemic Doka - Dokaflex and Doka d2 formwork. Curved roofing slabs were especially demanding as to the casing works. The passage arch casing between the ventilation room and the tunnel was designed and done using the ISD NOE coving forms. It is a reinforced concrete arch with the R - 5 170 mm radius, the length of 19.75 + 3.0 m and variable arch thickness - 500 mm in the peak and 700 mm above the wall supporting. The span between walls is 10.34 m. The longitudinal arch slope downward towards the underground tunnel section is 20.34%. To provide continuous running of works inside the tunnel the supporting of the arch form had to be solved so as to provide a 3,5 x 4,0 m practicable technological transport clearance.

Built concrete constructions - 3 158 m³ , the B 30 concrete class, T 100 durability and 2b corrosivity grade, the R 10 505 rebar steel.

ZÁVER

Na záver môžeme konštatovať, že budovanie betónových konštrukcii definitívného ostenia tunela Branisko bolo firmou Váhostav - SK a.s. Žilina uspešne ukončené v plánovanom termíne.

Práce na Západnom portálovom objekte boli zrealizované v požadovanom termíne - marec 2002 . V čase písania tohto príspevku - máj 2002 , prebiehajú v tuneli a na portálovom objekte montážne práce na technologických zariadeniach.

Ing. Juraj Blanár. Stavebný inžinier, 1991 absolvent Stavebnej fakulty Vysokej školy dopravy a spojov v Žiline, odbor rekonštrukcia a údržba dopravných stavieb. Od roku 1994 asistent profesora na katedre Geotechniky v odbore podzemných stavieb a tunelov. Od roku 1994 pracuje vo firme Vahostav-SK,a.s. Žilina na oddelení technického rozvoja. Bol priamo zodpovedný za technickú a technologickú prípravu výstavby sekundárneho betónového ostenia tunela Branisko.

Ing. Jozef Mika. Stavebný inžinier, 1965 absolvent Stavebnej fakulty Technickej univerzity v Bratislave. Od roku 1965 pracuje vo firme Váhostav-SK,a.s. Žilina. Pracoval ako projektant statik následne od roku 1968 pracoval na rôznych stavbách ako stavbyvedúci, resp. hlavný stavbyvedúci. V súčasnosti pracuje na odbore technického rozvoja. Podielal sa na technickej a technologickej príprave vybraných objektov pri výstavbe tunela Branisko.

CONCLUSION

To summarize, we can say that the Váhostav -SK a.s. Žilina Company has completed the construction of the Branisko Tunnel inner lining concrete structures successfully meeting the scheduled dead-lines.

Works at the Western Portal building were also done meeting the dead-line required - March 2002. In the time this article is being written - May 2002, the technological equipment assembly works are performed in the tunnel and the portal structure.

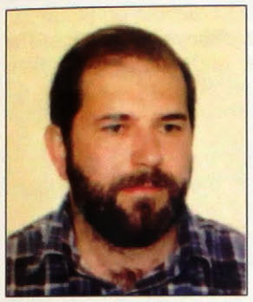
Juraj Blanár. Civil engineer, graduated in 1991 Faculty of Civil engineering, University of Transport and Communication in Žilina, specialisation Reconstruction and Maintanence of roads. Since 1994 he was an assistent of professor at the Department of Geotechnics, specialisation in underground structures and tunnels. Since 1994 he works for building company Váhostav-SK, a.s. Žilina at the Technical development department. He was responsible for technical and technological preparation of concrete secondary lining of tunnel Branisko.

Jozef Mika. Civil engineer, graduated in 1965 Faculty of Civil engineering, Technical University in Bratislava. Since 1965 he works for Váhostav-SK, a.s Žilina. He worked as a design engineer. Since 1968 he worked on several different construction as a works foreman or construction manager. At the present time he works at Technical development department. He was involved in technical and technological preparation on selected objects of tunnel Branisko.

Podzemné parkovacie garáže na Uršulínskej ulici v Bratislave

The Underground Parking Garages in the Uršuliská Street, Bratislava

Peter Kašša

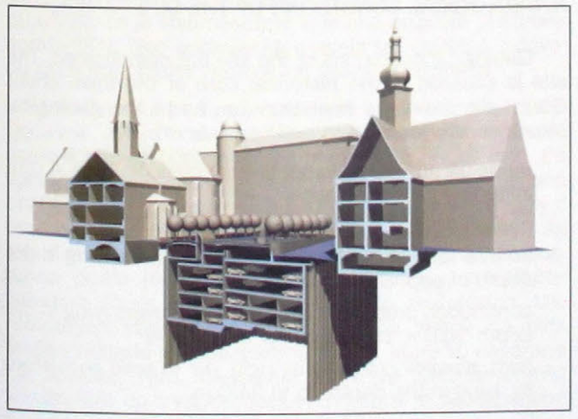


Článok popisuje technicky náročné stavebné dielo v tesnej blízkosti historických budov v starej časti Bratislavy. Túto stavbu projektovala a realizovala firma Váhostav-SK, a.s Žilina ako vlastnú investíciu.
Autor článku bol v čase projektovania a výstavby "Podzemných parkovacích garáží na Uršulínskej ulici v Bratislave" pracovníkom firmy , projektového strediska v Žiline a bol zodpovedným projektantom statiky a geotechniky.

This article deals with a technically challenging building project implemented at close quarters of historical buildings in the historical core of the Bratislava town. The building project concerned was designed and executed by the Váhostav-SK, a.s Žilina Company under its own investments.
The author of this article worked for the Company, for the Designing Department in Žilina, during the design and execution stage of the Project of the Underground parking garages in the Uršulinská Street, Bratislava being the designer responsible for statics and geotechnics.

1. ÚVOD

Vzhľadom na svoju špecifickú problematiku, ako aj množstvom rôznorodých problémov ktoré táto stavba, či už počas prípravy alebo počas realizácie priniesla, nie je možné oboznámiť technickú verejnosť v primeranej miere na tomto vymedzenom priestore. Cieľom tohto príspevku je preto informovať širokú technickú verejnosť aspoň s niektorými železobetónovými konštrukciami objektu



Obr.1 Situovanie podzemných garáži
Fig. 1 Situation of the underground garages

1. INTRODUCTION

Having regard to specific demands and a number of various problems occurred within this Project either under its preparation or execution stage, it is not possible to give the technical public comprehensive information within such a limited space. Hence this article focuses on provi-ding the technical public with the information on several reinforced concrete structures of the underground par-king garages in the Uršulinská Street in Bratislava at least. At the beginning of construction (1997), the garage building was really exceptional in the Central and Eastern Europe. Unconventional building procedures applied, namely the top down construction, determined the extraordinary and exceptional character of this Project. The works started from building outer pile walls and supporting centre elements - pillars. Then the floors were gradually built on the underlying underground soil and the earth from the lower underground floor was excavated in repeated steps under these floors until the foundation plate level was reached. The floors served as distant pieces for the outer walls. The construction reached the maximum rigidity this way. The building works have proved such building procedures to be a reasonable alternative and the only feasible one for construction works performed in conditions of narrow areas where the existing floor above 01. PP served as a pile wall distant piece and the site plant area at the same time.

Ing. Peter Kašša, Váhostav. a.s., Žilina

Podzemných parkovacích garáží na Uršulínskej ulici v Bratislave. Táto stavba v čase začiatku výstavby (r.1997), bola ojedinelá v celej strednej a východnej Európe. Ojedinelosť a svojím spôsobom výnimočnosť stavby spočíva v netradičnom postupe výstavby, a síce zhora nadol. Postup práce je taký, že v prvom rade sa vybudujú obvodové pilótové steny a stredové podporné prvky - stĺpy . Následne sa postupne budujú stropy na upravenej rastlej zemine a pod týmito stropmi sa opakovanými krokmi ťaží zemina nižšieho podzemného podlažia , až po úroveň základovej dosky . Stropy slúžia pre obvodové steny ako rozpery. Takýmto spôsobom bola dosiahnutá maximálne možná tuhosť objektu. Aj v tomto prípade samotná realizácia dokázala správnosť a vlastne jedinú možnú alternatívu budovania objektu v stiesnených pomeroch, keď už vybudovaný strop nad 01. PP slúžil zároveň ako rozpera pilótovým stenám a aj ako plocha pre zariadenie staveniska.

2. MIESTO A STRUČNÝ POPIS STAVBY

Objekt podzemných garáží na Uršulínskej ulici v Bratislave sa nachádza v samotnom historickom centre starého mesta. Zo severozápadnej strany je ohraničený historickými objektami Františkánskym kostolom, tzv. "sanktuáriom" z konca 12. storočia a Františkánskym kláštorom, z juhovýchodnej strany kostolom a kláštorom Uršulínok zo 17. storočia. Zo severu sa nachádza objekt hlavnej pošty zo začiatku 20. storočia a z juhu sa nachádza objekt magistrátu Bratislavy autora Arch. E. Belluša.

Stavba je navrhnutá z niekoľkých objektov, hlavným je však podzemná štvorpodlažná garáž o pôdorysných rozmeroch cca 43 × 35 m s pôdorysnou plochou asi 1505 m². Objekt má po celej ploche štyri podzemné podlažia, ktoré sú pozdĺžnou osou rozdelené do dvoch výškových úrovní. Pohyb po garáži je navrhnutý po vlastnej osi, a tak sú obe výškové úrovne navzájom spojené nájazdovými rampami. Vjazd do objektu je orientovaný zo strany od magistrátu, z dôvodu čo najmenšieho zásahu do historického jadra mesta. Vjazd do objektu slúži zároveň pre priľahlé dvojpodlažné podzemné parkovacie garáže magistrátu. Terén nad objektom garáží je upravený na záhradu.

Hlavným konštrukčným materiálom je vodostavebný železobetón. Zvislé nosné konštrukcie po obvode sú navrhnuté ako monolitická podzemná stena z prerezávaných pilót, vo vnútri objektu ako monolitické "rampové steny". Počas výstavby jednotlivé podlažia podopierali dočasné oceľové stĺpy, ktoré sa po zmonolitnení "rampových stien" demontovali. Vodorovné konštrukcie sú navrhnuté ako monolitické stropy a základová pilótodoska. Ako hydroizolácia bol navrhnutý materiál na báze kryštalizácie cementu a to Penetrón v kombinácii so striekaným betónom.

Samotné práce na objekte začali budovaním prvých pilót v júli 1997, základová doska spolu s kryštalickou hydroizoláciou bola dokončená v decembri 1999.

3. GEOLOGICKÉ POMERY STAVENISKA

Geologické pomery stavby sú veľmi zložité. Stavenisko sa nachádza v historickom centre mesta asi 600 m od rieky Dunaj. Geologickú stavbu základovej pôdy tvoria:

2. A LOCATION AND BRIEF DESCRIPTION OF THE CONSTRUCTION

The underground garage building in the Uršulinská Street, Bratislava, is located in the very historical core of the Old Town. The garage building area is limited by historical buildings of the Francisian Monastery, so called "sanctuary", built in the end of the 12th century and the Ursuline Convent built in the 17th century in the north-east side. There are the Main Post building from the beginning of the 20th century in the north and the building of the Bratislava municipal authorities designed by the architect E. Belluš in the south..

The garage building consists of several sections. The most important ones are the underground four-floor garage with the ground-plan dimensions of app. 43 x 45 m and the ground-plan area of about 1505 m². The building consists of four underground floors covering the above mentioned area and divided into two floor levels by the longitudinal axis. Movement in the garage is designed round its own axis thus both floor levels are interconnected by the access ramps. The building entrance is situated at the side of municipal offices to minimize the interference with the historical core of the town. The building entrance is also used by the adjacent two-floor parking garages of the municipal authorities. The grade above the garages has been converted into the garden.

The impermeable reinforced concrete has been the main construction material used. External vertical supporting structures have been designed as a cast-in-place underground wall of louvered piles, internal supporting structures as cast-in-place "ramp walls". Particular floors were supported by the interim stauncheons which were removed as soon as the "ramp walls" had been turned monolithic. Horizontal constructions have been designed as monolithic floors and a foundation pile framing plate. The material based on cement crystallization, namely the Penetron combined with shotcrete, was used as the water proofing material.

Building works started from construction of first two piles in July 1997, the foundation plate with the crystalline water proofing was finished in December 1999.

3. GEOLOGICAL CONDITIONS OF THE SITE

Geological conditions of the site are complicated. The site is situated in the historical core of the town about 600 m far from the river Danube. As to the geological structure, the foundation bed consists of:

- made-up ground of variable thickness of 2.0 ÷ 4.0 m including historical layers
- quaternary sand and gravel soil layers
- an interface of quaternary neogene layers lying in the depth of app. 8.0 ÷ 9.0 m
- continuous pressure saturated sand layers lying in the depth 16.0 ÷ 18.5 m below the ground
- high plasticity clays from rigid up to solid consistency lying in the depth up to 24.0 m.

We must say hereat, that properties of the foundation bed soils varied largely both along the vertical axis and all over the area. The parties involved in construction works had to solve the problems arisen so to speak en route.

- navážky premenlivej hrúbky 2,0 ÷ 4,0 m s obsahom historických vrstiev
- kvartérne vrstvy pieskových a štrkopieskových zemín
- v hĺbke cca 8,0 ÷ 9,0 m sa nachádza rozhranie kvartérnych neogénnych vrstiev
- v hĺbke 16,0 ÷ 18,5 m pod terénom sa nachádzajú spojité polohy tlakových saturovaných pieskov
- v hĺbkach do 24,0 sa nachádzajú íly vysokej plasticity tuhej až pevnej konzistencie.

Na tomto mieste je potrebné uviesť, že vlastnosti základových zemín sa vo veľkej miere líšili ako po vertikálnej osi, tak aj po ploche. Účastníci výstavby boli nútení riešiť vzniknuté problémy tak povediac za pochodu.

Hladiny podzemných vôd, ktoré spôsobovali tomuto dielu v konečnom dôsledku najväčšie problémy, sa nachádzali cca 5,50 ÷ 6,5 m (kvartérna hladina), 16,50 ÷ 18,5 m (neogénna "hladina") pod úrovňou terénu. V prípade neogénnych tlakových vôd asi 11,0 m nad úrovňou nižšej základovej škáry v časti "A". Počas výstavby bol kontrolovaný cez vybudovaný monitoring automatický registrovaný stav a zmeny tlaku podzemných vôd.

4. ŽELEZOBETÓNOVÉ KONŠTRUKCIE - ŠPECIÁLNE ZAKLADANIE

Podzemné steny sú navrhnuté ako monolitické z prerezávaných pilót. Primárne pilóty priemeru 620 mm z cementobentonitovej suspenzie a sekundárne priemeru 880 mm resp. 1300 mm železobetónové. Dĺžky jednotlivých pilót sú 19,0 až 21,40m. Funkcia primárnych pilót je tesniaca a pažiaca. Funkcia sekundárnych pilót je tesniaca a pažiaca i konštrukčná. Všetky sekundárne pilóty sú navrhnuté z betónu HV4 B25, vystužené oceľou 10 425-V a 10 216-E. Z výstuže sa viazali dva armokoše, ktoré sa dovážali na stavbu a navzájom sa viazali priamo nad vrtom. Výstuž je navrhnutá v dvoch sústredených kružniciach, z dôvodu zabezpečenia tuhosti prierezu v prípade jeho oslabenia drážkou, pre ukotvenie stropu. Časť sekundárnych pilót priemeru 1300 mm umiestnených pred kostolmi - tieto pilóty sú extrémne namáhané - je navyše vystužená tuhou oceľovou vložkou. Všetky pilóty boli realizované vŕtacou súpravou Bauer BG 15. Pri vŕtaní pilót musela byť dodržaná presnosť od zvislice na ±0,050%, čo je štvornásobne viac ako pripúšťa príslušná norma STN. Táto podmienka musela byť splnená z dôvodu zachovania jeho vnútorných svetlých rozmerov.

Zvislé nosné prvky sú rozdelené na dočasné a trvalé. Dočasné zvislé nosné prvky sú navrhnuté ako atypické oceľové stĺpy z oceľových rúr priemeru 377/18 mm. Po splnení svojej funkcie sa demontujú. Trvalé zvislé nosné prvky sú navrhnuté rovnako ako atypické. oceľové stĺpy z oceľových rúr priemeru 324/9 mm. Po vybudovaní sa trvalé stĺpy zalejú betónovou zmesou. Tieto prvky sa postupne podľa jednotlivých štádií vyhotovovania stropov (smerom zhora nadol) zmonolitnia do stužujúcich, tzv. rampových stien. Ukotvenie oceľových stĺpov do pilótového základu je zabezpečené trnmi, ktoré sú navarené na oceľovej rúre. Ukotvenie stropnej železobetónovej konštrukcie do trvalých oceľových stĺpov je zabezpečené pomocou prírub, ktoré sú rovnako navarené na oceľové rúry v potrebnom rozsahu.

Aj keď hydroizolácia samozrejme nepatrí do železobetónových konštrukcií, nedá mi tu nespomenúť túto problematiku. Primárne pilóty navrhnuté z cemento-ben-

The underground water levels, representing the most serious problem in the course of construction, occurred in the depth of app. 5.50 ÷ 6.5 m (quaternary level), and 16.50 ÷ 18.5 m (neogene level) below the ground. As to the neogene pressured water it was about 11.0 m above the lower bottom surface in Part A.

The automatic recorded conditions and any changes of underground water pressure were supervised through the existing monitoring system in the course of construction works.

4. REINFORCED CONCRETE CONSTRUCTIONS - SPECIAL FOUNDATION WORKS

Underground walls have been designed to be monolithic covering the louvered piles. The primary piles were of the 620 mm diameter, made of cement-bentonite suspension, and the secondary piles of the 880 mm diameter and the reinforced concrete piles of the 1300 mm diameter. The length of particular piles was from 19.0 m to 21.40 m. The primary piles are to seal and sheet. The secondary piles are to seal and sheet and fulfill the construction functions. All the secondary piles are made of the impermeable concrete HV4 B25, reinforced by the 10 425-V and 10 216-E rebar steel. Two reinforcement cages, delivered to the site and bonded mutually directly above the hole, are bonded into the reinforcement structure. The reinforcement is arranged into two concentric circles to secure the cross-section rigidity in case it is weakened by the groove made to anchor the floor. A part of the 1300 mm diameter secondary piles located in front of the churches - these piles are extremely loaded - were reinforced additionally using the rigid steel insert pieces. All the piles were assembled using the Bauer BG 15 drilling set. Drilling the piles, the position accuracy ±0,050% from the plumb line had to be kept, that means the parameter was four times higher than the parameter defined in the STN (Slovak Technical Norm) concerned. This requirement had to be met to keep the internal diameter.

Vertical load-bearing components are divided into the temporary and permanent ones. Temporary vertical load-bearing components have been designed as atypical steel columns made of 377/18 mm steel pipes. They are to be removed as soon as they fulfill their function. Permanent vertical load-bearing components are atypical steel columns made of 324/9 mm steel pipes. The permanent columns are to be grouted by concrete mixture when the construction is completed. These components are gradually, in the course of particular stages of the floor construction (downward), involved into a monolithic structure of reinforcement, so called ramp walls. Anchoring the steel columns. into the pile foundation bed is made using tie bars welded on the steel pipe. Anchoring of the ceiling reinforced concrete components into the steel columns is made using flanges; a required number of them is welded on steel pipes.

Even though the waterproofing does not belong to reinforced structures, we would like to mention them in here. The primary piles designed to be made of cement-bentonite suspension disintegrate being affected by the free environment, we must say. This is why the shotcrete has been designed to be used to protect them. To provide the overall watertightness of the structure, the underground pressure water level is approximately 5.50m to 6.50m below the underlying natural ground, it was

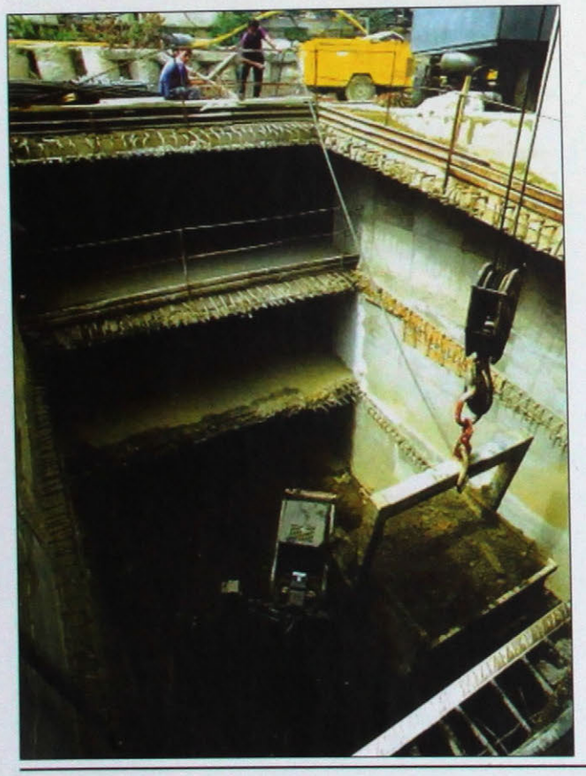
tonitovej suspenzie totiž v styku s volným okolím zvetrávajú. Preto ako ochrana je navrhnutý striekaný betón. Na zabezpečenie celkovej vodotesnosti objektu , poloha hladiny podzemnej tlakovej vody je cca 5.50 až 6.50m pod rastlým terénom , bolo bezpodmienečne nutné vykonať hydroizoláciu. Do úvahy prichádzali len materiály na báze kryštalizácie cementu, keďže sekundárne pilóty plnia aj funkciu konštrukčnú a teda nie je možné z dôvodu zabezpečenia vykonania styku medzi stropmi a stenami použiť klasickú izoláciu, napr. fóliu.

5. ŽELEZOBETÓNOVÉ KONŠTRUKCIE - STROPY, STENY, ZÁKLADOVÁ DOSKA

5.1 Nosné konštrukcie - stropy

Predmetom technického návrhu časti "betónové konštrukcie" horeuvedeného objektu sú ako hlavné nosné prvky navrhnuté monolitické železobetónové obojsmerne vystužené stropné dosky nad jednotlivými podzemnými podlažiami. Stropná doska nad prvým podzemným podlažím je hrúbky 450 mm. Stropné dosky nad druhým, tretím a štvrtým podzemným podlažím sú hrúbky 350 mm. Predmetom návrhu je aj tzv. "vjazdové podlažie", ktoré priamo nadväzuje na strop nad 01. podzemným podlažím v časti "A". Všetky stropné dosky sú navrhnuté bez nábehov, tj. s rovným podhľadom. Pre zabezpečenie šmykových síl sú v oceľových stĺpoch navrhnuté skryté oceľové hlavice. Stropné dosky pôsobia okrem svojej klasickej funkcie aj ako rozpery, a to tak počas výstavby ako aj počas štádia užívania celého objektu.

Stropné dosky sú navrhnuté zo železobetónu HV4 B30, vystužené oceľou 10 425-V a 10 216-E a KARI ROHOŽOU Q188, a sú a posúdené podľa II. medzného stavu. - na dovolené deformácie.



Obr.2 Pohľad na rozpracovanú stavbu (foto: J. Mravec)
Fig. 2 Sight at the garages under construction (photo: J. Mravec)

absolutely necessary to carry out waterproofing works. Materials based on the cement crystallisation processes could be used exclusively since the secondary piles fulfill also the construction function and thus the standard water proofing materials, for example some foil, were not possible to be used because of the contact that was to be provided between the floors and walls.

5. REINFORCED CONCRETE STRUCTURES - FLOORS, WALLS AND A FOUNDATION SLAB

5.1 Load-bearing structures - slab

A technical design of the load-bearing structures deals with monolithic bi-directionally reinforced concrete floor slabs above particular floors of the building mentioned above. The floor slab above the first underground floor is 450 mm thick. Floor slabs above the second, third and fourth underground floors are 350 mm thick. The design deals also with the so called "entrance floor" linked directly to the 01st underground floor in Part A. All floor slabs are designed to be haunchless, i.e. with straight ceilings. Flush steel caps are designed to be in the steel columns to provide shear force protection. Except of their standard function, the floor slabs serve also as distance pieces during the construction stage and also when the whole building is in usage.

Floor slabs are designed to be made of impermeable reinforced concrete HV4 B30, reinforced by the 10 425-V and 10 216-E steel and KARI WIREMASH Q188, and qualified in accordance with the limit state II - for allowable deformation.

The floor slabs were built mostly on the natural soil having the subbase adapted, while particular layers were ordered as follows: natural soil, geotextile, 50 - 100 mm thick level course of compacted gravel sand bed, shuttering /20 mm thick veneer/.

Along the perimeter, the floor slab is anchored into the pile wall cutting the slot into particular piles and bonding the reinforcement.

Assembly holes of 5.8m × 8.0m, and the ones of 3.89m × 3.8m have been designed to be opened in floor slabs to provide the vertical transportation of excavated and other material (shuttering, reinforcement and concrete mixtures) and movement of workers.

5.2 Load bearing structure - walls

Having excavated the earth under particular floor slabs, the supporting components - i.e. permanent steel columns, are cast into the 400mm thick reinforced concrete walls. Such procedure is equally applied down to the footing bottom and the overall rigidity of the structure during excavation stages is secured this way. The walls are reinforced using steel components, the rolled steel profile L- section 100×100×10 wind bracing and standard KARI WIRWMASH KY-14 and 10 425-V steel rebar. The succession of the wall construction works was determined by the progress of the excavation material haulage and the access to particular structures.

Budovanie stropných dosiek sa vykonalo z väčšej časti na rastlej zemine s úpravou podložia, s poradím jednotlivých vrstiev: rastlá zemina, geotextília, vyrovnávacia vrstva štrkopieskového zhutneného podsypu hr. 50 - 100 mm, debnenie /preglejka hr. 20 mm/.

Stropná doska je po obvode ukotvená do pilótovej steny zasekaním drážky do jednotlivých pilót a vzájomným previazaním výstuže.

Pre vertikálnu dopravu výkopku a materiálu (t.j. debnenia, výstuže a betónovej zmesi.), ako aj pohyb pracovníkov sú v stropných doskách navrhnuté montážne otvory o rozmeroch 5,8 × 8,0m, a 3,89m × 3,8m.

5.2 Nosné konštrukcie - steny

Po vykonaní odkopu pod jednotlivými stropnými doskami, sa podporné prvky - t.j. trvalé oceľové stĺpy zmonolitnia do železobetónových stien hr. 400mm. Takýto postup je rovnaký až na základovú škáru a zabezpečí celkovú tuhosť objektu pri jednotlivých etapách odkopov. Steny sú vystužené jednak oceľovými prvkami , zavetrenie valcovanými profilmi L 100×100×10 , ako aj klasickou výstužou z KARI ROHOŽE KY-14 a výstužou z ocele 10 425-V. Poradie budovania jednotlivých stien bolo dané jednak postupom ťaženia výkopku, ako aj možnosťou prístupu ku jednotlivým konštrukciám.

Počas výkopových prác prebiehal neustály monitoring, tak okolo stojacich objektov - automatická nivelácia , ako aj pilótových stien - inklinometrické rúrky zabudované v sekundárnych pilótach. Monitoring vykonávala firma GeoExperts s.r.o., a výsledky boli priebežne doručované zodpovednému statikovi. Deformácie na okolitej zástavbe sa počítajú rádove na milimetre, takže možno konštatovať, že poruchy spôsobené výstavbou majú len kozme-tický charakter.

5.3 Nosné konštrukcie - základová doska

Základová konštrukcia je navrhnutá z dvoch častí - pilótové základy a doska, ktoré si vynútil samotný postup výstavby.

V prvom montážnom štádiu (pri odkope na základovú škáru), je celá želbetónová konštrukcia garáží - jednotlivých stropov, založená na pilótových základoch priemeru 1300 mm. Aby bolo vôbec možné realizovať odkop na základovú škáru , bez rizika prelomenia dna výkopu , musela byť neustále znižovaná vztlaková hladina neogénnych podzemných vôd. Táto sa vyznačovala nie svojou výdatnosťou, ale veľkým vztlakom. Monitoring neogénnej vrstvy sa vykonával sústavne pomocou piezometrických vrtov, na tento účel zvlášť vybudovaných.

V užívacom štádiu , po ukončení znižovania vztlaku neogénnych vrstiev , je základová doska postupne namáhaná vztlakovými silami, ktorým bude celá konštrukcia garáží vzdorovať vlastnou hmotnosťou až na koeficient miery bezpečnosti 1,20. Na základe výsledkov monitoringu sa neogénna hladina , po vypnutí čerpania , dostala na pôvodnú úroveň po cca 4 mesiacoch.

Vzhľadom na charakter konštrukcie a jej spôsob namáhania je základová doska dimenzovaná podľa III. medzného stavu na dovolenú šírku trhlín. Jej základné hrúbky sú 550, resp. 600 mm, v miestach extrémnych šmykových síl , ktoré sú sústredené najmä na rohoch "rampových stien" , sú navrhnuté okrem roznášacích hlavíc aj nábehy hrúbky 1000 až 1700 mm.

Running monitoring was held in the course of excavation works focused on both the surrounding buildings - automatic leveling and pile walls - inclinometric pipes imbeded into the secondary pipes. The monitoring was held by the GeoExperts s.r.o. Company and the results were continuously reported to the structural engineer responsible. Deformations that occurred on the surrounding buildings can be measured in millimetres, so we can say the damages caused due to the construction works are of minimum importance.

5.3 Load-bearing structure - foundation slab

A foundation structure consists of two parts - pile foundation and a plate required by the construction procedure.

During the first construction stage (excavation down to the footing bottom) is all the reinforced concrete structure of the garages - particular floors - based on pile foundation of the 1300 mm diameter. The neogene underground water lift level had to be continuously lowered to enable the excavation down to the footing bottom avoiding the risk of the excavation bottom break. The neogene underground water lift level has been characterized not by its abundance, but by a high lift pressure. Neogene level monitoring was held continuously using piezometric holes drilled especially for this purpose.

During the usage stage, having the lifting pressure of neogene layers lowered, the foundation plate is gradually stressed by lifting forces that the direct mass of the garage construction will resist up to the 1.20 safety factor. Based on the monitoring results the neogene level, after turning the pumping off, reached the initial level in app. 4 months..

Having regard to the structure's nature and the stressing mode, the foundation slab is dimensioned in accordance with the limit state III for the allowed crack width. Its basic depth is 550mm or 600mm; besides of head of columns, in the extreme shear force points, concentrated mainly in the corners of "ramp walls", there are 1000mm to 1700 mm thick launches.

Obr. 3 Pohľad na vjazd do podzemných garáži po ukončení výstavby (foto: J. Mravec)
Fig. 3 A sight at the underground garages' entrance when the construction has been finished (photo: J. Mravec)

6. ZÁVER

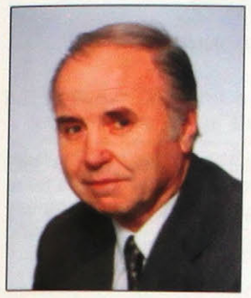
Záverom mi dovoľte skonštatovať, že táto stavba aj napriek všetkým objektívnym i subjektívnym problémom je svojím spôsobom výstavby a náročnosťou podmienok výnimočná a ojedinelá, čím sa znova raz dokázali um a schopnosti slovenských stavbárov.

6. SUMMARY

In conclusion, this construction, notwithstanding all the objective and subjective difficulties, is considered to be exceptional and extraordinary as to the construction methods applied and due to highly demanding condition; thus it has proved again wisdom and capability of Slovak builders.

Zazubenie nosníkov nosných konštrukcií mostov
Stepped Bridge Deck Connection

Ladislav Búci - Vladimír Pukančík



Použitie zazubenia nosníkov je jednou z možností rozdelenia dlhých mostných konštrukcií estakádneho typu na menšie dilatačné celky. V článku sú zhrnuté skúsenosti s použitím tohto konštrukčného riešenia získané pri oprave ozubov na estakádach Prístavného mosta cez Dunaj v Bratislave.

Stepped bridge deck connection is one of the possibilities to divide long bridge structures (mainly flyovers) into shorter construction units. Experience with this structural element acquired during reconstruction of stepped connections on the approach flyovers of the Riverport bridge over the Danube in Bratislava is summarized in this article.

1. ÚVOD

Dlhé mostné konštrukcie estakádneho typu treba spravidla deliť na kratšie dilatačné celky, limitované okrem iného aj možnosťou mostných prechodových konštrukcií (MPK). Pre tento účel sa často využíva zazubenie nosníkov, ktoré toto rozdelenie umožňuje bez negatívneho dopadu na vzhľad nosnej konštrukcie - obr. 1.

Obr. 1 Pohľad na ozub estakády Prístavneho mosta
Fig. 1 View of the Riverport bridge flyover stepped connection

Zazubenie nosníkov je možné vhodne použiť aj pri nosných konštrukciach mostov zmontovaných z tyčových prefabrikátov, rovnako z estetických dôvodov. Úložné prahy v tomto prípade sú skryté vo výške prefabrikátu a vznikajú tak esteticky veľmi pôsobivé premostenia.

1. INTRODUCTION

Long bridge structures of flyover design usually have to be divided into shorter construction units, limited between others, also by the possibility of available bridge movement joints (BMJ). Stepped connections, which enable this division without negative impact on the bridge deck appearance, are often used for this purpose - Fig. 1.

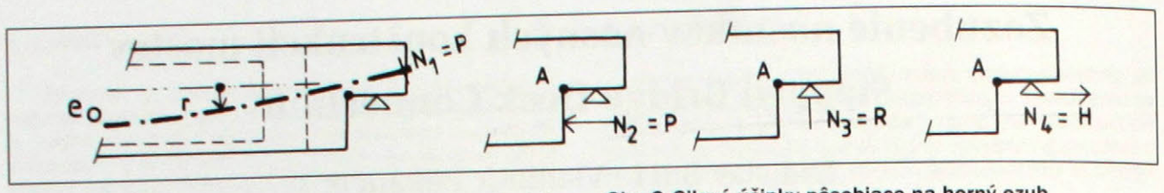
From the above aesthetic reasons the stepped bridge deck can be successfully used also in the case of superstructures composed of precast girders. In such case the pier cross-heads are "hidden" within the depth of the precast girder, forming aesthetically very eye-appealing bridges.

However design of stepped structural elements is accompanied with certain problems. Of them four basic ones should be mentioned here:

- Complicated three-dimensional state of stress in the step and consequently possible occurrence of cracks.
- Not parallel upper and lower parts of bearing due to different deflection and inclination of both adjacent parts of the deck.
- Possible "thumping" of BMJ when vehicle crosses it in case of wrong bearings inclination.
- Bad access to bearings in the need of their replacement.

All above shortcomings with their negative impact on the bridge deck can be minimized by correct design.

Ing. Ladislav Búci, CSc., Ing. Vladimír Pukančík, Dopravoprojekt, a. s., Bratislava



Obr. 2 Silové účinky pôsobiace na horný ozub
Fig. 2 Forces affecting the upper step

Zazubené konštrukčné prvky nesú so sebou aj niektoré problémy. Je potrebné spomenúť 4 základné z nich:

- zložitá napätosť v ozuboch a v dôsledku možný vznik trhlín
- vznik nesúbežnosti hornej aj dolnej časti ložiska z dôvodov natočení oboch priľahlých častí konštrukcie, ktoré nie sú rovnaké
- možné "búchanie" na MPK pri prechode vozidla cez dilatáciu pri nevhodnom natočení ložísk
- zlý prístup k ložiskám v prípade ich výmeny.

Všetky uvedené nedostatky s ich negatívnym dopadom na nosnú konštrukciu možno minimalizovať správnym návrhom v dokumentácii.

2. ZAŤAŽENIE V OZUBOCH

Správny návrh ozubov vyžaduje rešpektovať všetky druhy zaťažení, ktoré na ozub pôsobia. Ide o 4 silové účinky:

Bod A je z hľadiska porušenia najcitlivejším miestom na vznik trhlín. Silové účinky od predpätia P spôsobujú v ňom tlak (N_1), alebo ťah (N_2). Sily N_3 a N_4 vyvolávajú v rohu A jednoznačne ťahové napätia.

3. POZOROVANÉ PROBLÉMY A ICH RIEŠENIE

3.1 Porušenie ozubov trhlinami

Trhliny môžu vznikať tak na hornom ozube (obr. 5), ako aj na ozube dolnom, ktorý tvorí jeho podperu. Spravidla omnoho častejšie ich pozorujeme na ozuboch zo železobetónu ako na ozuboch pozdĺžne predpätých káblami nosnej konštrukcie. Ak v prípade horného ozuba usporiadajú sa káble tak, že zväčšujúce sa rameno ich účinnosti "r" sleduje nárast ohybového momentu od zaťaženia, vznik trhlín poblíž bodu A možno podstatne zredukovať - obr. 2.

Priebeh trhlín od priečnej sily je v zásade vždy veľmi podobný. Najčastejšie sa objavuje horizontálna trhlina vychádzajúca z bodu A, doplnená systémom šikmých trhlín - obr. 3. Horizontálna trhlina naznačuje tendenciu odtrhnúť ozub od nosnej konštrukcie (NK) plnej výšky. Dá sa vylúčiť len dostatočnou zvislou výstužou zo strmeňov, umiestnených v plnom priereze za bodom A. Ostatné sieťové trhliny sú dôsledkom šmykových a ťahových napätí.

V priečnom smere, kolmo na os mosta, pozorované trhliny zasahujú do prierezu len do hĺbky 25 - 35 cm. Je to v zhode s polohou ložísk, ktoré sú umiestnené v priečnom smere na bokoch ozubov.

3.2 Vznik nesúbežnosti hornej a dolnej časti ložiska

Problém je zapríčinený rozdielnym natočením podopieranej a podoperajúcej konštrukcie. Tyčnice k ich

2. LOADS ON STEPPED DECK CONNECTION

Correct design of stepped connection requires the observance of four different loads acting on the steps:

From the failure point of view, the corner A is the most sensitive place for the occurrence of cracks. In this point the forces from prestressing P generate either compression (N_1) or tension (N_2). In the corner of A forces N_3 and N_4 definitely invoke tensile stresses.

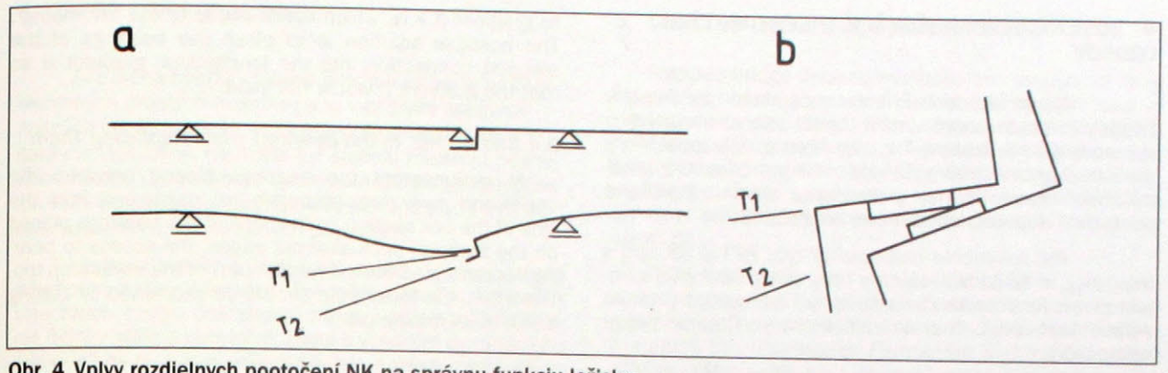
3. PROBLEMS OBSERVED AND SOLUTIONS

3.1 Cracking of Steps

Flexure-shear cracks can be formed on both the upper (Fig. 5), and the lower steps; the latter forming the support. They have been observed much more frequently on the R.C. step connections than on the steps longitudinally prestressed by bridge deck tendons. If in the case of an upper step the tendons are arranged in such a way that their increased arm of force "r" follows the growth of the bending moment from loading, the occurrence of cracks near point A could be considerably reduced - Fig. 2.

In principle, the crack distribution from shear forces is always very similar. Horizontal crack starting from point A, accompanied by a system of inclined cracks, appears most frequently - Fig. 3. Horizontal crack indicates the tendency to tear off (separate) the step from the full-depth bridge deck (BD). It can be eliminated only by adequate vertical shear reinforcement formed by stirrups placed within the full cross-section behind point A. Other

Obr. 3 Trhliny na dolnom ozube estakády Prístavneho mosta - pohľad na ozub, trhliny a nerovnaké natočenie hornej a dolnej časti ozuba
Fig. 3 Cracks on the lower step of the Riverport bridge flyover - view of the step, cracks and unevenly inclined upper and lower parts of stepped bridge deck.



Obr. 4 Vplyv rozdielnych pootočení NK na správnu funkciu ložiska,
a - rozdielne natočenia NK, b - nesprávne dosadnutie hornej a dolnej časti ložiska
Fig. 4 Impact of different inclination of the bearing upper and lower part on its correct function
a - different inclination of bridge deck, b - wrong position of bearing upper and lower part

ohybovým čiaram sú rôznobežné. Má to nežiadúci dopad na správnu funkčnosť ložiska - obr. 4 a 3.

Riešenie je možné minimalizovaním trvalých priehybov oboch konštrukčných častí zväčšením ich predopnutia.

3.3 "Búchanie" na mostnej prechodovej konštrukcii

Objaví sa len v prípadoch, ak nosná konštrukcia (NK) je v pozdĺžnom sklone "α" a všetky ložiská sú uložené horizontálne - obr. 5.

Pri ohriatí a následnom roztiahnutí NK sa bod B presunie do B´ a povrch dilatácie sa dostáva do sklonu β > α, ktorý je príčinou "búchania". Riešením je natočenie ložísk v ozube a prípadne na priľahlom pilieri vľavo do roviny pozdĺžneho sklonu α tak, aby sklon β nevznikol.

3.4 Zlý prístup k ložiskám pri ich výmene

Ložiská umiestnené medzi horným a dolným ozubom sú pri výmene dostupné len z boku komôrkového prierezu. Prístup k nim je možné zlepšiť vynechaním strednej časti dolného ozuba, ktorá pri 2 ložiskách umiestnených na jeho bočných okrajoch je aj staticky menej využitá.

cracks occur due to shear stress and tension.

In a direction perpendicular to the bridge centre line, the observed horizontal cracks reach 25 - 35 cm only. It is in accordance with the transverse position of bearings, which are located on the stepped bridge deck edges.

3.2 Bearing Upper and Lower Parts not Parallel

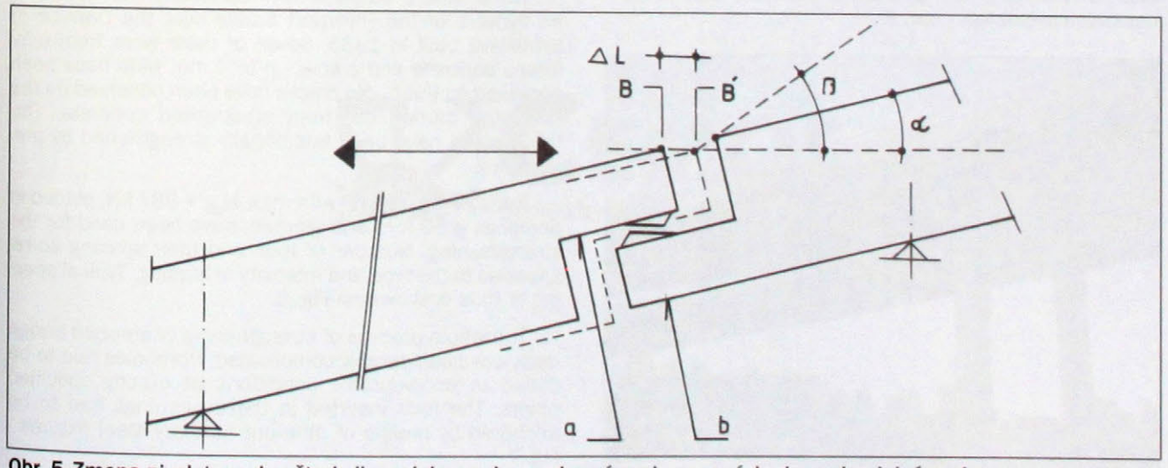
The problem is caused by different rotation of supported and supporting structure (upper and lower step). Tangents to their deflection curves are not parallel. This has a negative impact on co rect function of bearing - Fig. 4 and 3.

The possible solution is to minimize the permanent deflections of both structural parts by increasing their prestressing.

3.3 "Thumping" of Bridge Movement joint

It appears always in cases when the bridge deck (BD) is in a longitudinal gradient "α" and all bearings are placed horizontally - Fig. 5.

At warming-up and subsequent expansion of BD, the point B shifts to B´ and the movement joint surface gets



Obr. 5 Zmena nivelety na konštrukcii v polohe ozuba, a - horný ozub, nesený, b - konzola, dolný ozub
Fig. 5 Transition of the structure grade-line at the stepped connection,
a - upper step, supported, b - cantilever - lower step

4. ZOSILNENIE PORUŠENÝCH, NEPREDPÄTÝCH OZUBOV

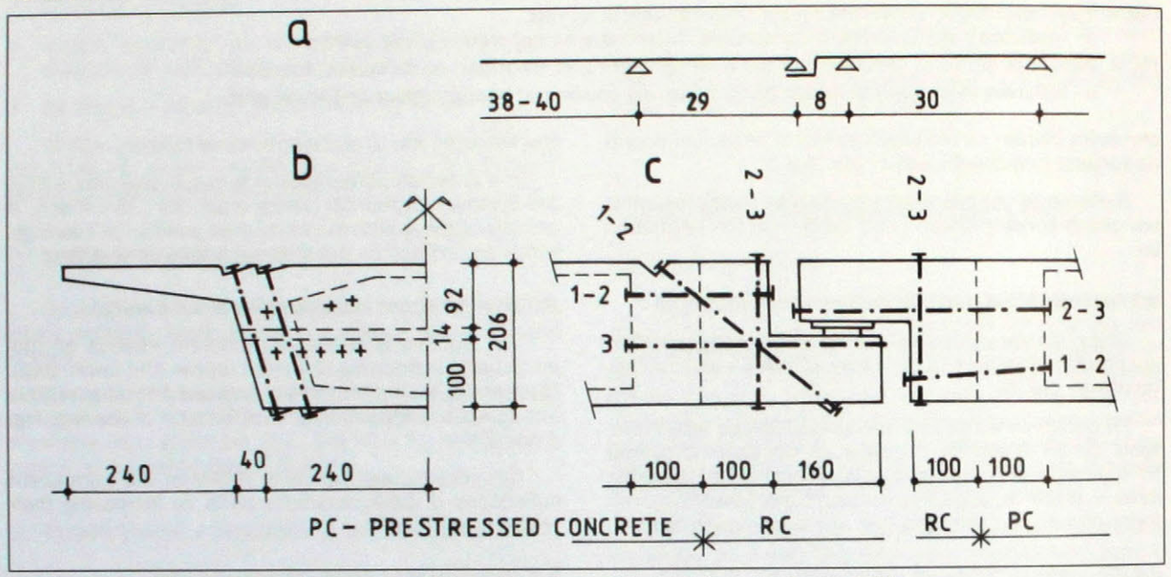
Na estakádach Prístavneho mosta cez Dunaj v Bratislave postavenom v roku 1985 bolo navrhnutých a vyhotovených 8 ozubov. 7 z nich bolo zo železobetónu a mali pozorované trhliny šírky do 4 mm. 1 ozub z predpätého betónu trhlinky pozorované nemal. Porušené ozuby boli dodatočne zosilnené predpätím.

Pre zosilnenie boli použité tyče HPT ϕ 38 mm s max. N_{dov} = 887 kN, vložené v otvoroch ϕ 50 mm a zainjektované. Rozmiestnenie a počty tyčí odpovedali druhu a veľkosti zaťaženia. Charakteristické rozmiestnenie tyčí je na obr. 6.

to gradient $\beta > \alpha$, which is the cause of the "thumping". The possible solution is to place the bearings of the stepped connection into the longitudinal gradient α so that the gradient β would not incur.

3.4 Bad Access to the Bearings while Replacing Them

At replacement the bearings placed between the upper and lower deck steps are accessible only from the side of the box section. In the case of two bearings placed on the stepped deck external edges, the access to bearings is possible from the middle part of the lower step too. Therefore, the lower step should be shortened by cutting a slot in its middle part.



Obr. 6 Zosilnenie ozubov - schéma, a - pozdĺžny rez mosta, b - návrh zosilnenia a počty tyčí
Fig. 6 Steps strengthening - layout, a - longitudinal section of the bridge, b - proposed strengthening and number of rods

Celý priebeh zosilovania ozubov bola realizačne náročná činnosť. Otvory bolo treba vŕtať v sťažených podmienkach, v presne určených polohách, umiestniť v nich tyče a zakotviť ich pomocou rôznych pomocných oceľových prípravkov - obr. 7.

Obr. 7 Pohľad na zakotvenie šikmých tyčí a hotový ozub
Fig. 7 View of completed strengthening

4. STRENGTHENING OF FAILED, UNPRESTRESSED STEPPED DECK CONNECTIONS

There were 8 stepped deck connections constructed on flyovers of the Riverport bridge over the Danube in Bratislava built in 1985. Seven of them were from reinforced concrete and cracks up to 4 mm wide have been observed on them. No cracks have been observed on the only step carried out from prestressed concrete. The failed steps have been additionally strengthened by prestressing.

Rods HPT ϕ 38 mm with max. $N_{all.}$ = 887 kN, placed in openings ϕ 50 mm and grouted, have been used for the strengthening. Number of rods and their spacing corresponded to the type and intensity of loading. Typical spacing of rods is shown on Fig. 6.

The whole process of strengthening of stepped bridge deck was considerably complicated. Boreholes had to be drilled in unfavourable conditions at exactly specified points. The rods inserted in these openings had to be anchored by means of different auxiliary steel fixtures - Fig. 7.

5. ZÁVER - DOPORUČENIE

Zazubené nosníky možno použiť v prípade prefabrikovaných prostých nosníkov a aj v prípade spojitých nosných konštrukcií. Ak sú ozuby dobre navrhnuté a správne vystužené, nemusia byť slabým miestom nosnej konštrukcie. Vzhľadom na uvedené nedostatky nemožno ich však pokladať za optimálne riešenie a treba ich navrhovať len v nevyhnutných prípadoch.

Z hľadiska kvality a životnosti ozubov je doporučené navrhovať ozuby predpäté. Predpätím možno vytvoriť v prierezoch ozubu dostatočnú tlakovú rezervu. Zaťažovacie účinky stále a pohyblivé, často s vysokým dynamickým súčiniteľom si z nej odčerpajú len časť a zostávajúce trvalé tlakové napätie vylučuje možnosť ich porušenia trhlinami.

LITERATÚRA:

[1] Búci L., Pukančík V.: Prístavný most cez Dunaj v Bratislave - rekonštrukcia ozubov - Dokumentácia DPP, 2000

[2] Erner M. P., Dilges W.H.: Shear design of prestressed concrete stepped beams, PCI Journal / July-August 1973

[3] British Standard BS 5400: Part 4 - 7.2.4.2: 1990

5. CONCLUSIONS - RECOMMENDATIONS

Stepped bridge deck connections can be used in case of precast simply supported beams and also in case of continuous bridge decks. If the steps are well designed, reinforced and prestressed, they need not be the weak point of the bridge deck. However, considering the above-mentioned shortcomings, they cannot be considered as an ideal solution and should be proposed in necessary cases only.

From the quality and service life point of view, prestressed stepped bridge deck connections are recommended. Sufficient pressure reserve can be achieved in the steps by prestressing. Permanent and imposed load effects, often with high impact factor, will reduce the reserve (withdrawing only a part of it). The remaining permanent pressure eliminates the possibility of their failure (cracking).

LITERATURE:

[1] Búci L., Pukančík V.: Riverport bridge over the Danube in Bratislava - reconstruction of stepped bridge deck connections - Documentation DPP, 2000

[2] Erner M. P., Dilges W.H.: Shear design of prestressed concrete stepped beams, PCI Journal/July-August 1973

[3] British Standard BS 5400: Part 4 - 7.2.4.2: 1990

Zvyšovanie únosnosti mostov predpínanými oceľovými pásnicami

Increasing the Load Bearing Capacity of Bridges by Prestressed Steel Plates

Ján Kucharík

Príspevok sa zaoberá návrhom a postupom zhotovenia zosilnenia betónových mostných konštrukcií pomocou lepených a kotvených oceľových pásnic. Opísané sú základné východiská a predpoklady návrhu, použité materiály a prvky a ich vlastnosti. Zdôvodnený je význam predopnutia - aktivácie pásnice pri inštalácii . Uvedené sú príklady úspešnej aplikácie zosilnenia oceľovými aktivovanými pásnicami.

This paper deals with the design and technology of strengthening of concrete bridge structures by externally bonded and anchored steel plates. The basics and principles of the design and construction materials, as well as the elements and their properties, are described . The importance of pre-stressing - activation of plates during installation is justified. Examples of practical application of strengthening by steel activated plates are described.

1. ÚVOD

Zosilňovanie železobetónových nosných prvkov je často sa vyskytujúcou úlohou pri opravách a rekonštrukciách. V prípadoch, keď je potrebné nahradiť , alebo doplniť betonársku výstuž pri prvkoch namáhaných ohybom a šmykom je vhodné použitie oceľových pásnic. Úspešnosť takéhoto zosilnenia závisí od trvalého spolupôsobenia pôvodného železobetónového prierezu so zosilňujúcou pásnicou . Experimentálny výskum na prvkoch v laboratóriách a in situ ako aj prvé realizácie poukázali na nutnosť vyriešiť okrem teoretických postupov návrhu a posúdenia i konštrukčné detaily a technologické postupy , zabezpečujúce funkčnosť spolupôsobenia pásnice a jej únosnosť.

2. ZÁKLADNÉ PREDPOKLADY A VÝCHODISKÁ NÁVRHU ZOSILNENIA OCEĽOVÝMI PÁSNICAMI PRI TRÁMOVÝCH A DOSKOVÝCH PRVKOCH.

Pri navrhovaní a posudzovaní prierezov s pridanou pásnicou túto považujeme za spolupôsobiacu externú výstuž. Pri aplikácii teórie dovolených namáhaní postupujeme pri posudzovaní prierezu rovnako ako pri klasickom železobetónovom prierezu (obr.1). Zaťaženie pôsobiace na konštrukciu rozdeľujeme na dva účinky, pôsobiace na dva rozdielne prierezy a to zaťaženie pôsobiace na nezosilnený prierez a na zaťaženie pôsobiace na zosilnený

1. INTRODUCTION

Strengthening of reinforced concrete members is a problem, which often arises in rehabilitation of structures. In the cases that require replacing or completing of reinforcement in members subjected to bending and shear, the application of steel plates is recommended. The positive effect of this type of strengthening depends on permanent composed action of the originally reinforced concrete member and additional steel plate. Experimental tests on samples and in situ, as well as the first application of this type of strengthening, has demonstrated that besides the theoretical procedures of design, there is the need for research of structure details and application techniques. This will guarantee the function of plate bond and the increase in load-bearing capacity.

2. BASIC PRINCIPLES OF DESIGN OF STRENGTHE-NING BY STEEL PLATES IN BEAM AND SLAB MEMBERS.

In the design of reinforced concrete cross section, the additional steel plate is accepted as external bonded reinforcement. When allowable stress method is applied, the design procedure is the same as in case of current reinforced concrete cross sections (Fig.1). Actual total load is divided into two actions, which act in different cross sections -the load acting in the original cross section and the

Ing. Ján Kucharík, CSc., VÚIS Mosty s.r.o. , Kaukazská 2 , 851 01 Bratislava,
Tel. 02 6381 2031, e-mail: vuismost@gaston.sk

prierez. Pri kontrole napätí sa uplatňuje princíp superpozície.

Spolupôsobenie pásnice s nosným prvkom v každom jeho priereze sa dosahuje jej prilepením po celom povrchu pásnice a ukotvením kotviacimi prvkami. Pre spoľahlivú a dlhodobú funkciu pásnice musí byť lepenie a kotvenie správne riešené konštrukčne i technologicky. Betón, ku ktorému sa pásnica pripevňuje musí byť pevný, rovný , bez korózie, čistý a suchý. Ak je betón porušený a betonárska výstuž koroduje, je nutné najskôr vykonať sanáciu krycej vrstvy vrátane očistenia a pasivácie výstuže. Spojenie kotviacich prvkov jednak s betónom jednak s pásnicou musí byť tuhé, t.j. pri zaťažení a deformácii prvku musí byť namáhanie prenášané do pásnice cez kotevné prvky od samého počiatku. V rámci vykonaného experimentálneho výskumu sa preukázalo, že pre zabezpečenie uvedenej funkcie pásnice je vhodné túto pred vlastným lepením a kotvením napnúť, čím sa aktivuje celý systém zosilnenia.

Aktiváciou sa rozumie vnesenie napätosti do pásnice pri jej montáži, čím sa dosiahnu tieto efekty:

- pásnica sa pred prilepením vyrovná,
- aktivácia zabezpečí po prilepení a ukotvení okamžité spolupôsobenie pásnice s betónom.

Vlastné riešenie zosilnenia tvorí návrh zosilnenia a jeho posúdenie. Pri návrhu zosilnenia sa stanovuje:

- prierezová plocha zosilňujúcej pásnice,
- dĺžka pásnice a jej poloha na zosilňovanom prvku,
- veľkosť, počet a rozmiestnenie kotviacich prvkov,
- veľkosť aktivačnej sily.

Pri posúdení zosilneného prvku sa kontrolujú:

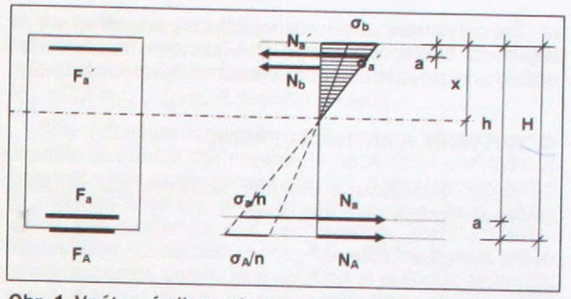
- napätia v betóne a betonárskej výstuži,
- ťahové napätia v pásnici,
- šmykové napätia v lepenom spojení pásnice a konštrukčného prvku,
- šmykové a ťahové sily v kotevných prvkov,
- veľkosť a rozloženie prítlačných síl pôsobiacich na pásnicu.

3. MATERIÁLY

Pre výrobu zosilňujúcich pásnic sú vhodné ocele, ktoré majú medzu klzu min.200 MPa a zaru-čenú zvariteľnosť. Oceľ musí byť vhodná pre použitie na dynamicky namáhané konštrukcie, nachádzajúce sa v exteriéri. Týmto požiadavkám vyhovujú ocele 11 375,11 378 a 11 523.

Pre lepenie pásnic je vhodné použiť lepidlá, ktoré sú vhodné na lepenie ocele i betónu a schopné vytvrdzovať pri normálnej teplote. Takými sú napr. dvojzložkové epoxidové lepidlá. Použité lepidlo musí byť odolné voči vode , ropným látkam, NaCl a nesmie spôsobovať koróziu ocele.

Pre kotvenie pásnic sa používajú oceľové svorníky, prechádzajúce celým prierezom, alebo oceľové skrutky, ktoré sú kotvené v betóne. Kotvenie oceľových kotiev môže byť mechanické, využívajúce klinový efekt , alebo chemické pomocou lepidla na báze epoxidových živíc.



Obr. 1 Vnútorné sily v priereze zosilnenom pásnicou
Fig. 1 Internal forces in cross section strengthened by external plate

load acting in the strengthened cross section. In stress evaluation, the principle of superposition is used.

The bond effect of steel plate with reinforced concrete member in every cross section is achieved by their gluing in complete length and anchoring by anchor members. The reliable and durable function of strengthening is guaranteed by regular structure design and technology. The ground concrete cover must be strong, flat, non-corroded, clean and dry. If the concrete cover is damaged and reinforcement is corroded, rehabilitation of concrete cover, including cleaning and passivating of reinforcement, is required. The joint of anchor members with concrete and plate must be tight. Transfer of stresses due to load and deformation, by means of anchor members, must be active from the beginning of the action. Experiments have confirmed that this effect can be achieved by pre-stressing the steel plate before gluing and anchoring, thus activating the complete system of strengthening.

Activation of steel plates means initiation of tensile stress in plate during the assembly to achieve the following effects:

- plate is flushed
- the activation guarantees immediate bond between concrete and plate

The design of strengthening consists of the proposal and evaluation. The proposal includes:

- cross sectional area of the steel plate
- length of plate and its position in concrete member
- type, number and placement of anchor members
- intensity of activation force

In the evaluation process the following parameters are checked:

- stresses in concrete and reinforcement
- tensile stresses in the plate
- shear stresses in the joint of plate and concrete cover
- shear and tensile forces in anchor members
- intensity and placement of thrust forces initiated by anchor members

3. MATERIALS

For manufacturing of plates steel with yield point min. 290 MPa and guaranteed weldability is required. Steel

Pre vytvorenie protikoróznej ochrany pásnic sa na ne nanášajú ochranné nátery. Ich vlastnosti musia spĺňať požiadavky na ochranu oceľových mostných konštrukcií.

4. KOTVENIE A AKTIVÁCIA PÁSNIC

Medzi pásnicou a nosnou konštrukciou vznikajú šmykové napätia pre ktoré platí:

$$\tau_A = Q \,.\, S_{Ax} / (b_A \,.\, J_i) \qquad (1)$$

kde

- τ_A je šmykové napätie medzi pásnicou a konštrukciou
- Q posúvajúca sila
- S_{Ax} statický moment prierezu pásnice k neutrálnej osi
- J_i moment zotrvačnosti zosilneného prierezu
- b_A šírka pásnice

Ak má byť spojenie pásnice zabezpečené iba lepením, musí byť splnená podmienka

$$\tau_A < (\tau_{lA,dov}, k_b^+) \qquad (2)$$

t.j. toto napätie musí byť menšie ako dovolené namáhanie lepeného spoja $\tau_{lA,dov}$ alebo dovolené namáhanie priľahlej betónovej vrstvy v hlavnom ťahu k_b+. Ak je povrch konštrukčného prvku reprofilovaný sanačnou maltou, dovolené namáhanie v hlavnom ťahu odporúčame uvažovať maximálne hodnotou 0,5 MPa.

Potrebná dĺžka pásnice v tomto prípade sa stanoví podľa čiary materiálového krytia a to tak, aby dĺžka presahujúceho úseku bola min l_{Ak}, pričom sa l_{Ak} stanoví podľa vzťahu

$$l_{Ak} = 1{,}3 \,.\, t_p \,.\, \sigma_{A,dov} / k_b^+ \qquad (3)$$

kde

- l_{Ak} je dĺžka presahu pásnice
- t_p hrúbka pásnice
- $\sigma_{A,dov}$ dovolené namáhanie ocele pásnice v ťahu

Ak podmienka (2) nie je splnená , potom je nutné pásnicu kotviť. Potrebný počet kotviacich prvkov n na úseku L sa stanoví z priebehu posúvajúcej sily T_x podľa vzťahu

$$n = S_{Ax} / (N_k \,.\, J_i) \int_0^L T_x \, dx \qquad (4)$$

kde

- T_x je priebeh posúvajúcej sily na dĺžke L
- N_k šmyková únosnosť 1 kotevného prvku

Veľkosť sily aktivácie sa navrhuje podľa požadovaného účinku aktivácie (odľahčenie konštrukcie), pričom treba vziať do úvahy skutočnosť, že o veľkosť tzv. aktivačného napätia sa zníži dovolené namáhanie ocele pásnice. V prípade, že účelom aktivácie je splnenie požiadavky okamžitého spolupôsobenia, navrhuje sa veľkosť aktivačnej sily $N_{Aa} = 0{,}2\ \sigma_{A,dov} \,.\, t_p \,.\, b_A$.

Aktivácia sa vykonáva zariadením, schopným vyvinúť požadovanú aktivačnú silu a to buď jednostranne , alebo z oboch strán súčasne. Aktivačná sila sa môže vnášať pomocou rovnobežných, alebo šikmých tyčí, ktoré sa napínajú a kotvia bežným postupom. Na koncoch pásnice sú tyče upevnené pomocou privarených priečnikov. Toto riešenie je vhodné pri zosilňovaní trámových prvkov, kde je možné šikmé tiahla napínať a kotviť pri hornom povrchu konštrukcie. Pri doskových prvkov je vhodné

must be available for use in dynamically stressed structures and outdoors conditions. Steel classes 11375, 11 378 and 11523 are recommended.

For adhesive bonding of plates, the special materials for gluing steel and concrete are used. They are capable to harden at normal temperature, such as two-components epoxy resins.

The adhesives must be resistant to water, oil and salt solutions. The materials must not initiate steel corrosion. For anchoring the plates, bolts running across the whole cross section or screws anchored in concrete are used. Anchoring can be either mechanical, by means of wedge effect, or chemical, using epoxy resins.

For anti-corrosion protection of steel plates the protective coats are applied. Their properties must meet the requirements of protection of steel bridge structures.

4. ANCHORING AND ACTIVATION OF PLATES

The shear stress exist between concrete cover and steel plate

$$\tau_A = Q \,.\, S_{Ax} / (b_A \,.\, J_i) \qquad (1)$$

in which

- τ_A shear stress between concrete cover and steel plate
- Q shear force
- S_{Ax} static moment of plate cross section
- J_i moment of inertia of strengthened cross section
- b_A plate width

When the composed action of plate is realised only by bond, the following condition must be satisfied

$$\tau_A < (\tau_{lA,dov}, k_b^+) \qquad (2)$$

This stress must be less than the allowable bond stress $\tau_{lA,dov}$ and the allowable tensile stress of concrete cover k_b+. In case of rehabilitated concrete cover by repair mortar the value of tensile stress 0,5 MPa is recommended.

The length of plate is determined by the moment curve and thus the minimal exceeding length of plate is

$$l_{Ak} = 1{,}3 \,.\, t_p \,.\, \sigma_{A,dov} / k_b^+ \qquad (3)$$

in which

- l_{Ak} length of overhang of plate
- t_p thickness of plate
- $\sigma_{A,dov}$ allowable tensile stress of steel

If the condition (2) is not satisfied , the anchoring of plate is necessary. The required number of anchors in length L is determined by shear force T_x distribution and is given by

$$n = S_{Ax} / (N_k \,.\, J_i) \int_0^L T_x \, dx \qquad (4)$$

in which

- T_x is shear force distribution in the length L
- N_k shear capacity of anchor member

The intensity of activation force is designed according to the required effect of activation (unloading of structure). We must take into account that the allowable stress

použiť mechanické aktivačné zariadenie , kotvené na povrchu dosky a na zachytenie a napnutie pásnice použiť jej upravený koniec .

5. REALIZOVANÉ ZOSILNENIA MOSTOV POMOCOU OCEĽOVÝCH PÁSNIC

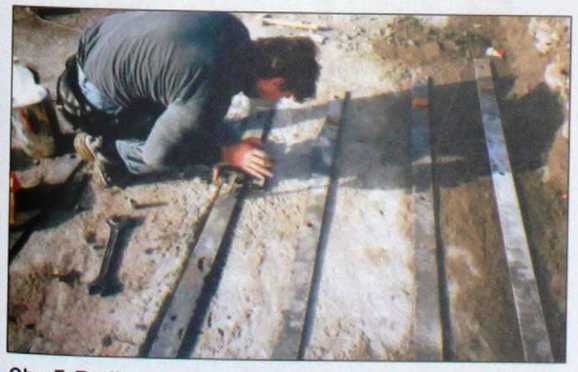
Obr. 2 Trám mosta poškodený rozpadom betónu a koróziou výstuže
Fig. 2 The bridge girder damaged by concrete and reinforcement corrosion

Zosilnenie trámového mosta

Na moste cez potok Vydrná v Lúkach sa pomocou pásnic zosiloval poddimenzovaný a navyše rozrušovaním betónu a koróziou výstuže poškodený krajný trám železobetónovej mostnej konštrukcie (obr.2). Po reprofilácii povrchu sa vykonalo zosilnenie, na ktoré sa použila pásnica z oceľového plechu hrúbky 5 mm, šírky 300 mm a dĺžky 10,6 m. Pásnica sa aktivovala aktivačným zariadením obopínajúcim trám a pripevneným kotvením z bokov (obr.3). Pohľad na inštalovanú pásnicu s protikoróznou ochranou je na obr.4.

Zosilnenie viacpoľovej doskovej nosnej konštrukcie

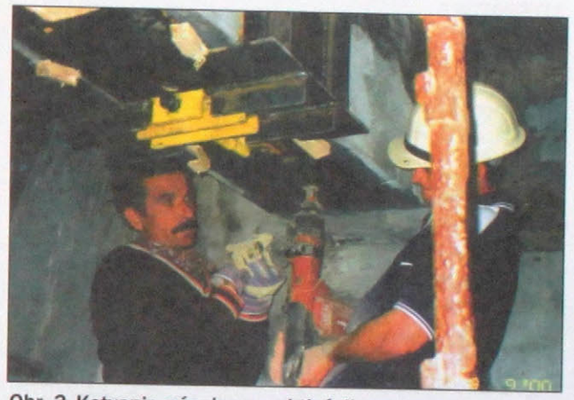
V prípade železničného nadjazdu v Púchove sa pri hľadaní príčiny porúch zistilo, že jednou z rozhodujúcich bola nevhodné výstuženie trojpoľovej železobetónovej konštrukciev oblasti krajných opôr na účinky záporných ohybových momentov. Pri návrhu rekonštrukcie boli do tejto oblasti pri hornom povrchu navrhnuté ako prídavná



Obr. 5 Zosilnenie mosta pásnicami pri hornom povrchu
Fig. 5 Strengthening of bridge by plates installed on the top surface

of the plate steel is decreased by activation stress. In case where only the immediate composed action is required, the intensity of activation force $N_{Aa} = 0{,}2\ \sigma_{A,dov} \,.\, t_p \,.\, b_A$ is recommended.

The activation is performed by means of equipment capable to induce the necessary force from one side or from two sides at the same time. The activation force can be induced onto the plate by parallel or oblique bars , which are tensioned and anchored by standard techniques. The connection of the plate with the bars is made of welded cross beam. This solution is useful in strengthening of girder members, where the oblique bars can be tensioned and anchored in the upper part of the structure. In slab members the special mechanical activation equipment is necessary. The equipment is anchored on the concrete surface and the end of the plate is adapted to fixing and tensioning.



Obr. 3 Kotvenie pásnice po aktivácii
Fig. 3 Anchoring the plate after activation

Obr. 4 Inštalovaná pásnica s finálnou povrchovou úpravou
Fig. 4 Finished plate with final cover treatment

5. EXAMPLES OF BRIDGES STRENGTHENED BY STEEL PLATES

Strengthening the girder bridge

In Vydrná Creek Bridge the edge girder has been strengthened It was insufficiently reinforced and damaged by concrete and reinforcement corrosion (Fig.2). After concrete cover rehabilitation the strengthening by

výstuž lepené a kotvené oceľové pásnice profilu 80 x 6 mm. Kotvenie bolo riešené pomocou vlepených kotiev . Montáž pásnic je dokumentovaná obr.5.

6. ZÁVER

Doterajšie skúsenosti potvrdili, že použitie lepených a kotvených pásnic predstavuje výhodný a efektívny spôsob zosilnenia so širokými možnosťami využitia pri rôznych druhoch stavieb. Prednosťou tohto spôsobu je použitie štandartných, cenovo prístupných materiálov a nevyžaduje sa špeciálne strojné vybavenie. Výhodou je zachovanie pôvodnej výšky prierezu. Vlastná montáž pásnic vyžaduje starostlivú prípravu a dostatočné skúsenosti montážnikov .

LITERATÚRA

[1] Odporúčania a vzorové konštrukčné riešenia pre návrh a realizáciu zosilovania mostov lepenými oceľovými pásnicami, VTP 95-5180-712, výstup RV 1.2,VUIS-Mosty, 1998.

[2] Technicko-kvalitatívne podmienky pre opravy a rekonštrukcie mostov časť 24: Zosilňovanie mostov lepenými pásnicami, SSC Bratislava, 2000.

[3] W.Jansze: Strengthening of reinforced concrete members in bending by externally bonded steel plates, Delft University Press, 1997.

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

steel plate with thickness 5 mm, width 300 mm and length 10,6 m was manufactured. The plate was activated by the equipment fixed round the cross section of the girder (Fig.3). The finished plate with cover protection is depicted in Fig.4.

Strengthening the multispan slab superstructure

The analysis of damages in railway overbridge in Púchov has shown that one of the reasons was the defective bending reinforcement of three span slab structure in the area under the edge supports . In rehabilitation design, additional reinforcement - bonded and anchored steel plates with the cross-section of 80 x 6 mm, was proposed. Anchoring of plates was performed by glued anchors. The plate assembly is illustrated in Fig. 5.

6. CONCLUSION

The experience and knowledge from practice demonstrate that the use of bonded and anchored pre-stressed steel plates is an efficient technology of strengthening with wide range of application in various types of structures. The advantage of this technology is the use of standard, economic price materials, which requires no special machine equipment . Another advantage is keeping the original height of cross section. The installation of plates requires competent preparation and sufficient experience of the stuff.

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

Rekonštrukcia mosta cez Váh v Liptovskom Mikuláši

Reconstruction of Bridge over the River Váh in Liptovský Mikuláš

Ivan Karafa

Časom, zatekaním, koróziou a trvalou deformáciou poznamenaná nosná konštrukcia mosta vyžadovala dôslednú opravu. Vhodným statickým riešením podarilo sa most posilniť na požadovanú zaťažiteľnosť a vytvoriť z neho pekné inžinierske dielo.

Thorough reconstruction of the bridge superstructure impaired by time, rainwater, corrosion and permanent deformation, was required. Successful strengthening of the bridge to required loading capacity was carried out by proper structural design.

TYP KONŠTRUKCIE:	spojitý nosník o 3 poliach
ROZPÄTIE POLÍ V m:	18,20 + 25,50 + 18,20
UŽITOČNÁ ŠÍRKA V m:	11,50 + 2x2,00 = 15,50

Design:	Three-span continuous slab
Spans length:	18.20 + 25.50 + 18.20 m
Width between safety fences:	11.50 +2 x 2.00 = 15.50 m

ÚVOD

Na rušnej mestskej komunikácii v meste Liptovský Mikuláš bol v roku 1950 postavený most cez rieku Váh. Železobetónová doska s nábehmi mala celkovú dĺžku 62 m - obr. 2.

Zatekanie cez odvodňovače a cez rímsu po konzolách a bočných stenách nosnej konštrukcie spôsobilo značnú koróziu betónu a výstuže - obr. 1. Trvalá deformácia jednej z chodníkových konzol dosahovala až 18 cm. Voda sa dostávala aj do trhlín nosnej konštrukcie, pozorovaných v hornom vlákne nad piliermi a uprostred všetkých 3 polí.

Uloženie nosnej konštrukcie bolo na železobetónových kyvných stojkách okrem pevného uloženia na pilieri 2. Kyvné stojky mali pozorované zvislé trhliny a ich výmena bola nevyhnutná. Spodná stavba opravu nevyžadovala.

KONCEPCIA NÁVRHU OPRAVY

Vychádzala zo zásady minimalizovať stavebné náklady:

- obmedziť rozsah búracích prác na moste. Odstránená bola len vozovka s rímsami a kývne stojky na krajných oporách.
- vylúčiť trhliny v dolných vláknach uprostred 3 polí dodatočným vynúteným pretvorením celej nosnej konštrukcie tak, že nad krajnými podperami bude konštrukcia znížená o 2 cm - obr.3
- dodatočne dopnúť voľné káble po stranách nosnej konštrukcie len pre vytvorenie tlakových rezerv v dolnom vlákne krajných polí.

INTRODUCTION

The bridge over the river Váh situated on a busy street in the town of Liptovský Mikuláš was completed in 1950. Its 62 m long superstructure represents a continuous R.C. slab of variable depth - Fig. 2.

Rainwater leaking through and around the bridge gullies and cornices on the soffits of cantilevers and side walls of the bridge deck caused considerable corrosion of concrete and bridge structural reinforcement - Fig. 1. Permanent deformation of one of the footway cantilevers reached as much as 18 cm. Water penetrated also into the cracks of the bridge deck, which were observed in the deck upper (above the piers) and bottom fibres (in the middle of all three spans) along the whole bridge length.

The bridge deck was placed on RC rockers except fixed bearing on pier No.2. Vertical cracks were observed on rocker posts and their replacement was necessary. The bridge substructure did not involve any remedial works.

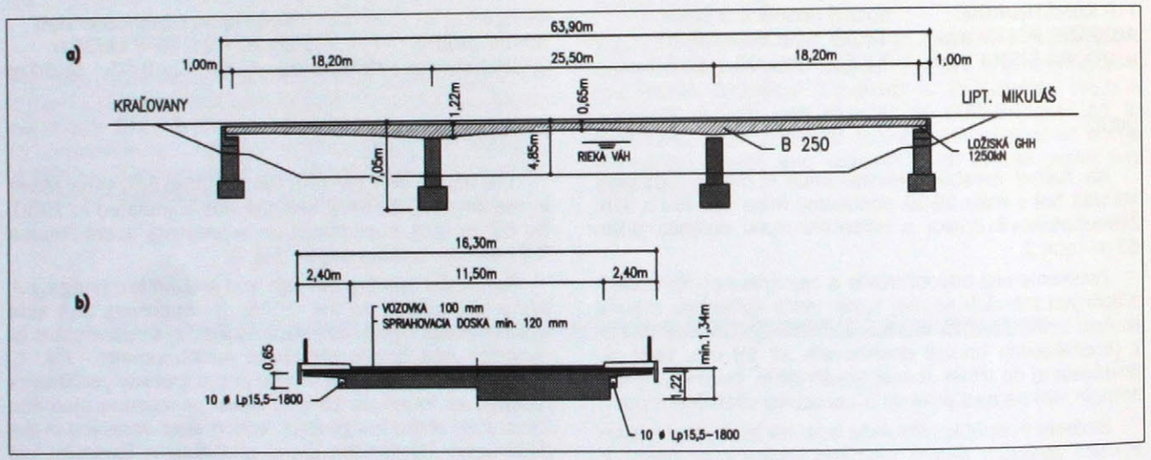
RECONSTRUCTION DESIGN CONCEPT

The concept was based on the principle to minimize the construction costs by means of:

- Limiting the scope of demolitions on the bridge structure. Only the bridge pavement with cornices and rocker posts on bridge abutments were removed.
- Eliminating cracks in the deck bottom fibres in the middle of three spans by means of additional pur-

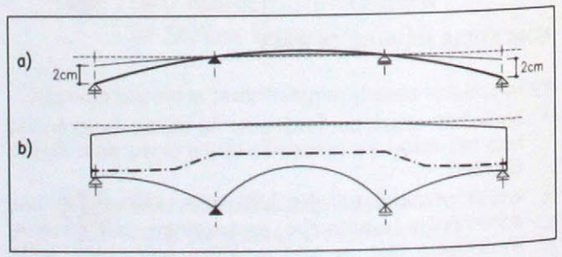
Ing. Ivan Karafa, Dopravoprojekt, a.s. Bratislava

Obr. 1 Pohľad na most pred opravou
Fig. 1 View of the bridge before reconstruction



Obr. 2 Prehľadná schéma mosta, a - pozdĺžny rez, b - priečny rez
Fig. 2 General layout of the bridge, a - longitudinal section, b - cross-section

Obr. 3 Koncepcia opravy - pozdĺžny rez
a - vynútené pretvorenie nosnej konštrukcie
b - poloha voľného kábla na stenách prierezu
Fig. 3 Reconstruction concept - longitudinal section
a - Purposeful deformation of the bridge deck
b - The unbonded tendons run outside the slab



- injektovať trhliny v hornom vlákne nad piliermi a zachytiť všetky ťahové napätia v tejto polohe železobetónovou spriahujúcou doskou.

KONŠTRUKČNÉ RIEŠENIE A SPÔSOB VÝSTAVBY

Opravné práce boli vykonávané v takom postupe, ako to predpokladali statické požiadavky:

- odstránenie vozovky a injektáž trhlín na dolnom okraji
- vynútené pretvorenie konštrukcie a injektáž horných trhlín
- betonáž spriahujúcej dosky
- dopnutie voľných káblov

Vynútené pretvorenie konštrukcie vyžadovalo len výmenu kyvných stojok na krajných oporách za ložiská typu GHH 1250 kN pri znížení jej koncov o 2 cm.

Spriahujúca doska je zo železobetónu druhu B 330 premennej hrúbky 12÷18 cm prikotvená trnami z betonárskej výstuže.

Voľné káble z lán Lp 15,5 - 1800 sú uchytené v kotevných blokoch umiestnených na koncoch konštrukcie. Pohľad na most po jeho zosilení a oprave je zrejmý z obr. 4.

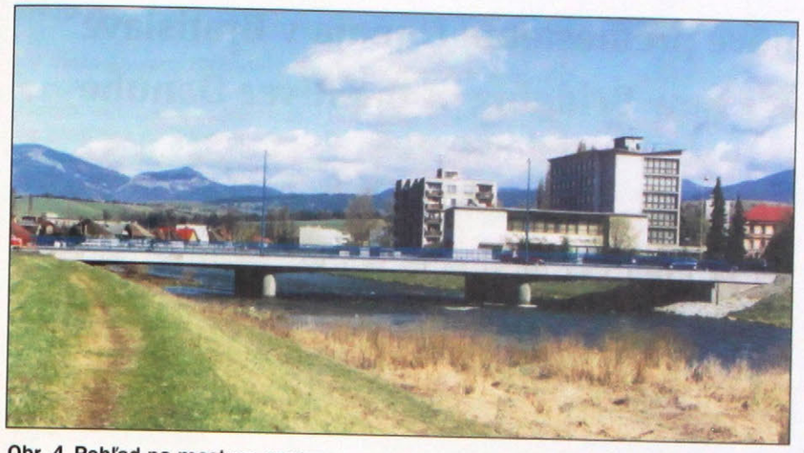
ZAŤAŽOVACIA SKÚŠKA

Zaťažovacia skúška potvrdila dosiahnutie únosnosti mosta podľa teoretických výpočtov a požiadaviek noriem STN pre zaťažovaciu triedu "A". Je dôkazom správneho návrhu riešenia zosilenia konštrukcie mosta za minimálnych nákladov.

- **Investor:** Slovenská správa ciest, Investorský útvar Banská Bystrica
- **Projektant:** Dopravoprojekt a.s., Bratislava
- **Zhotoviteľ:** Cestné stavby s.r.o., Liptovský Mikuláš

ZÁVERY

Mostné konštrukcie sú investične veľmi náročné inžinierske stavby. Toto hľadisko treba rešpektovať aj pri zvažovaní, či starý objekt odstrániť a vybudovať nový, alebo premostenie zosiliť. V mnohých prípadoch zosilnená konštrukcia môže splniť tak dobre svoju funkciu ako nový most, ale pri podstatne nižších stavebných nákladoch.



Obr. 4 Pohľad na most po oprave
Fig. 4 View of the bridge after reconstruction

poseful deformation of the whole bridge deck in such a way that the superstructure was lowered above abutments by 2 cm- Fig.3

- Post-tensioning of unbonded tendons outside the bridge deck to achieve the pressure reserves in the end spans bottom fibers only.
- Grouting of cracks in the deck upper fibers above piers. The tensile stresses here are covered by reinforcing steel of the RC composite deck slab.

STRUCTURAL DESIGN AND CONSTRUCTION METHOD

Reconstruction works were carried out in such sequence as anticipated by the bridge structural analysis:

- Removal of bridge pavement and grouting of bottom fibre cracks,
- Purposeful deformation of the bridge superstructure and grouting of upper fibre cracks,
- Concreting of composite deck slab,
- Prestressing of unbonded tendons.

Purposeful deformation of the bridge superstructure required only the rocker posts replacement on abutments by GHH 1250 kN type bearings while lowering its ends by 2 cm.

Composite deck slab is of Class B 330 reinforced concrete of variable thickness 12÷18 cm, anchored by dowels made from reinforcing steel.

Unbonded tendons Lp 15.5 - 1800 are anchored in concrete anchoring blocks situated on the structure ends. View of the bridge after strengthening and reconstruction is shown on Fig. 4.

LOADING TEST

Loading test confirmed that the bridge loading capacity is in accordance with the design and requirements of STN for Class "A" loading. Loading test was the proof of proper Project design and strengthening of the bridge at minimum cost.

- **Employer:** Slovak Road Administration, Investment Organisation Banská Bystrica
- **Project designer:** Dopravoprojekt a.s., Bratislava
- **Contractor:** Cestné stavby s.r.o. (Road Structures Ltd.),Liptovský Mikuláš

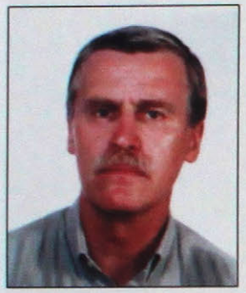
CONCLUSION

From the economic cost point of view bridges are very costly engineering structures. This aspect must be respected when considering whether to remove the old bridge and construct a new one or strengthen it. In many cases the strengthened bridge can meet traffic requirements as well as a new bridge but at considerably lower construction costs.

Most Košická - nové premostenie Dunaja v Bratislave

Bridge "Košická" - New Bridging of the River Danube in Bratislava

Miroslav Maťaščík

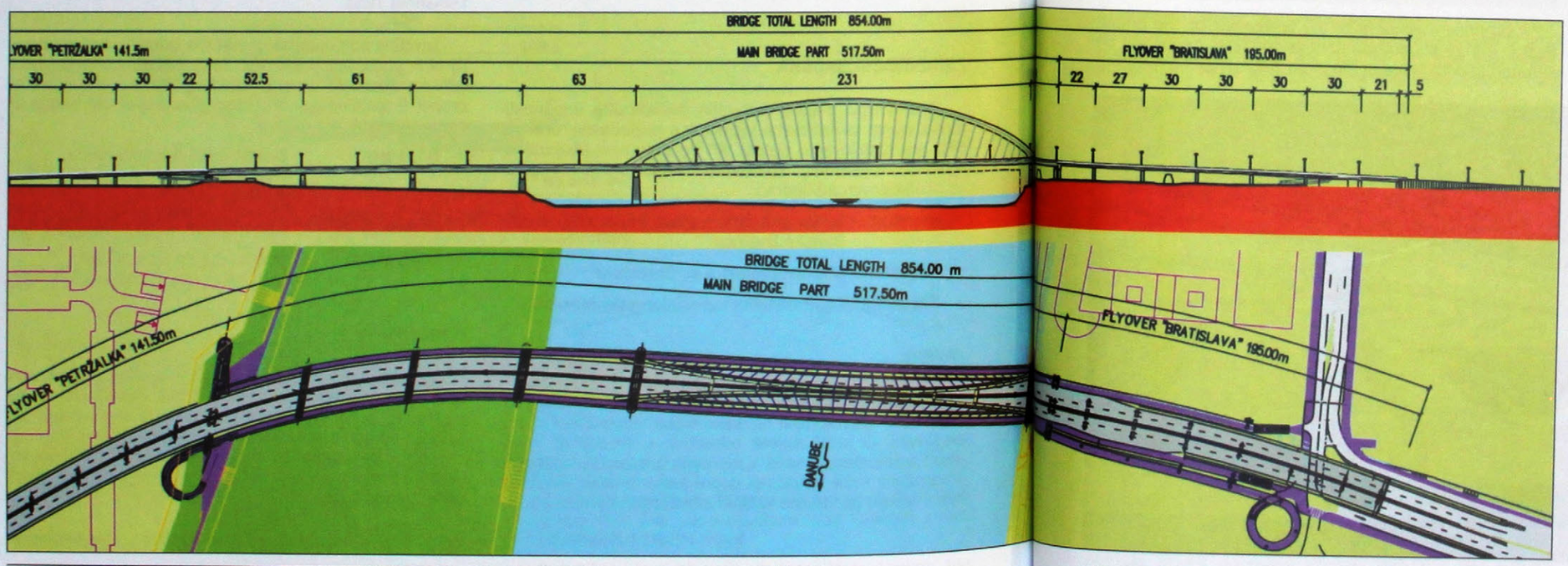


- Typ nosnej konštrukcie - spojitá 2-trámová oceľová konštrukcia s ortotropnou mostovkou, v úseku hlavného poľa sú trámy zavesené na dva k sebe naklonené oceľové oblúky.
- **Rozpätia polí:**
  52,50 + 61 + 61 + 63 + 231 + 49 = 517,50 m
- **Užitočná šírka:** 26,77 - 30,00 m

- Type of superstructure - continuous two-girder steel structure with orthotropic deck slab. The girders in the main span are hanging on two inward-inclined arches.
- **Bridge spans:**
  52.50 + 61 + 61 + 63 + 231 + 49 = 517.50 m
- **Bridge width:** 26.77 - 30.00 m

V súčasnej dobe prebieha výstavba už piateho mosta cez európsky veľtok rieku Dunaj v hlavnom meste Slovenska Bratislave. Príspevok dokumentuje vývoj názorov na koncepciu tohto premostenia.

Nowadays the construction of the fifth bridge over the river Danube - one of the Europe's largest rivers - is commencing in Bratislava. This contribution presents the evolution (development) of the approaches to conceptual design of this bridging.



Ing. Miroslav Maťaščík, Dopravoprojekt, a. s. Bratislava

Obr. 1 Most Košická - pôdorys a pozdĺžny rez
Fig. 1 Bridge "Košická" - Section Plan and Longitudinal Section

ÚVOD

Hlavné mesto Slovenska Bratislava je svojou polohou v blízkosti hraníc troch štátov významným dopravným uzlom európskej dôležitosti. Súčasná Bratislava sa rozprestiera na oboch brehoch Dunaja. Vzhľadom k skutočnosti, že v mestskej časti Petržalka ležiacej na pravom brehu Dunaja nie je dostatok pracovných príležitostí pre jej obyvateľov, väčšina z nich musí denne na ceste za prácou viackrát prekročiť Dunaj. V súčasnosti sa cez 4 existujúce mosty prepraví denne 170 000 áut a predpokladá sa, že tento počet do roku 2030 vzrastie na 220 000. Nakoľko existujúce mosty už onedlho nebudú schopné zabezpečiť bezpečnú a plynulú dopravu , urýchlená výstavba nového mosta cez Dunaj je pre hlavné mesto Slovenska nevyhnutnosťou.

KONCEPCIA MOSTA

Premostenie Dunaja v predĺžení Košickej ulice sa objavovalo v urbanistických štúdiach mesta Bratislavy už vyše 30 rokov. Boli vypracované štúdie viacerých typov tohto premostenia, v rámci ktorých sa uvažovalo s kombinovaným mostom pre automobilovú dopravu a pre metro. V januári 1998 magistrát mesta Bratislavy rozhodol, že nové premostenie Dunaja na Košickej ulici bude iba pre automobilovú dopravu, chodcov, cyklistov a rôzne inžinierske siete.

Konštrukčné riešenie hlavného mostného objektu je viac ako u iných mostov limitované rôznymi objektívnymi obmedzeniami, z ktorých najpodstatnejšie sú nasledovné:

Trasa premostenia je pôdorysne aj výškovo pevne definovaná už existujúcimi križovatkami.

Konštrukcia mosta musí zohľadňovať plavebný gabarit v toku Dunaja nadštandardnej šírky 210 m a výšky 10 m nad max. plavebnou hladinou. Tieto výškové obmedzenia spôsobili, že potenciálna trámová konštruk-

INTRODUCTION

Bratislava - the capital of the Slovak Republic - by its location near the borders of three countries, is being an important traffic intersection of European importance. Bratislava of today is spreading on both banks of the Danube. Nevertheless job opportunities are mostly concentrated on the left bank in commercial and industrial districts. Due to this fact the most inhabitants of populated residential city district "Petržalka" have to repeatedly cross over the Danube daily. Currently 170,000 vehicles crosses over the existing 4 bridges daily, and it is envisaged this number will increase by 2030 to 220,000 vehicles. It is anticipated that existing bridges will soon no longer be able to carry out traffic flow fluently and safely, the construction of a new bridging is an imperative task for the capital of the Slovakia.

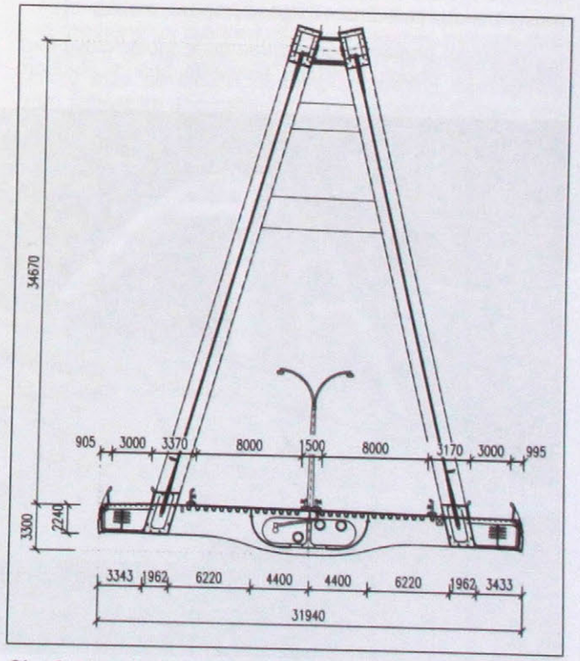
CONCEPTUAL DESIGN

Since more than 30 years bridging of the Danube in extension of the "Košická" Street has been appearing in urban-planning studies of the city Bratislava. In January 1998 the City Council of Bratislava decided that new bridging of Danube at "Košická" Street would be for vehicle traffic, pedestrians, cyclists and public utilities as well.

The structural design of the main bridge is restraint by various objective limitations. The most important are stated below:

The bridge horizontal and vertical alignment has already been predetermined by the existing intersection.

Bridge design must take into account navigational clearance of a width of 210 m and height of 10 m above the max. navigational water level.



Obr. 2 Most Košická - priečny rez
Fig. 2 Bridge "Košická" - Cross-section

cia, ktorá by musela mať max. výšku trámu až 13,00 m, by "zdvihla" niveletu v úseku premostenia tak vysoko, že pozdĺžne sklony priľahlých komunikácií by dosiahli až 6%. Takéto výškové riešenie by však nebolo vhodné predovšetkým z dôvodu dlhodobo vysokých dopravných nákladov.

Uvedené skutočnosti si vynútili uprednostňovať pri návrhu konštrukčné systémy s nízkou konštrukčnou výškou mostovky, ktoré umožňujú viesť niveletu tesne nad plavebným gabaritom. Z premostení s poľom dĺžky nad 200 m prichádzali do úvahy zavesené sústavy, visuté sústavy, systémy s tuhými stenami nad úrovňou vozovky a oblúkové mosty.

Autori urbanistických štúdií zón priľahlých k mostu boli zásadne proti tomu, aby na bratislavskom brehu mal most výškovo alebo plošne výrazný nosný prvok, ktorý by narušal voľný priehľad nábrežím. Územie pozdĺž Dunaja medzi Starým mostom a Zimným prístavom bude totiž súčasťou budúceho nového centra Bratislavy a nábrežie Dunaja bude atraktívnou promenádou. Akceptovanie tejto požiadavky znemožnilo použiť visuté sústavy, sústavy s tuhými nosnými stenami a dvojpylónové zavesené sústavy.

Trasa premostenia je takmer v celej dĺžke v pôdorysných oblúkoch, iba úsek nad plavebným gabaritom v dĺžke 248 m je priamy. Pri zavesenej jednopylónovej sústave by jedna polovica zavesenej sústavy bola v priamej a druhá v oblúku, čo by bolo pohľadovo disharmonické a staticky veľmi náročné.

Možným riešením bolo ešte použitie oblúkovej konštrukcie. Hlavné pole s oblúkom dĺžky 231,0 m osadené do priameho úseku trasy nebolo v rozpore so žiadnym z už spomínaných obmedzení. V prospech tohoto riešenia hovorili aj stanoviská zainteresovaných inštitúcií a odbornej i laickej verejnosti. Tvar mosta v tvare oblúka vhodne zapadne aj do rytmu existujúcich bratislavských mostov, keďže sa budú harmonicky striedať mosty tvarovo striedme s mostami tvarovo atraktívnymi.

Výrazným prvkom premostenia bude mostovková časť objektu. Po oboch stranách hlavného poľa s oblúkom

The above-mentioned limitation has caused rising of alternative girder bridge deck (superstructure) of max. depth up to 13m to such extend that longitudinal gradient of adjacent approaches (ramps) would be almost 6%. However, such longitudinal profile would not be very advisable mainly because of excessive long-term traffic costs.

These facts have compelled the authors to prefere structural systems with low deck depth. From among the superstructure types with main span over 200 m the suitable bridge structural systems were cable-stayed bridges, suspension bridges and arched bridges.

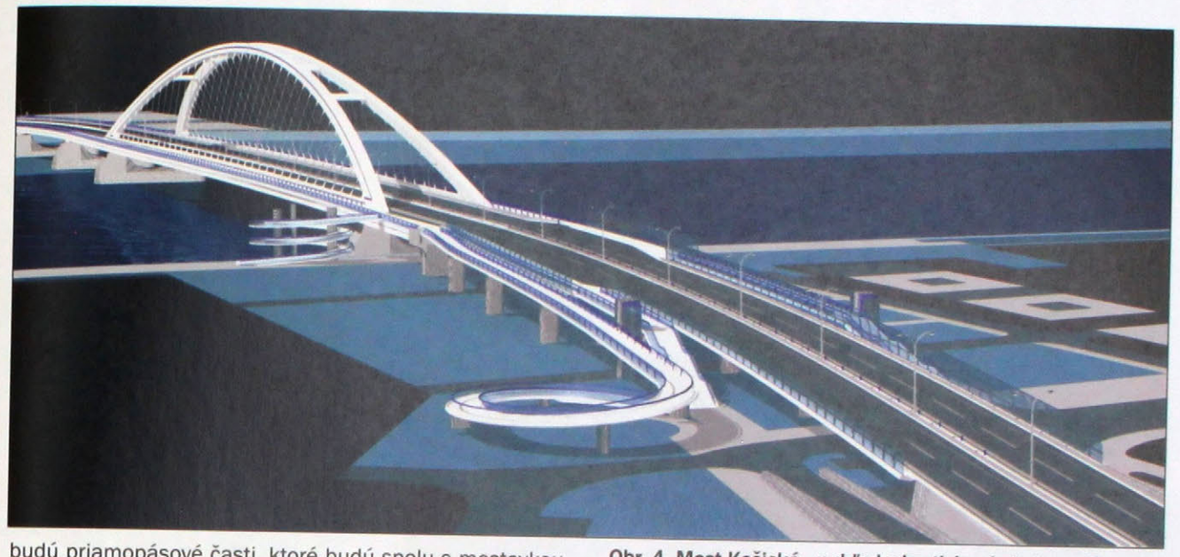
The architects, planning urban studies of adjacent zones, have principally opposed any solution having dominant vertical/space structural element on right bank interfering with free view alongside the quay. The area on the right bank between the Old Bridge and the Winter Harbour shall become a part of the Bratislava city centre with the Danube quay as an attractive walking area. Acceptation of above requirement has disqualified systems with pylons - suspension and cable-stayed bridges.

The other limitation factor is given by horizontal alignment which is formed by curves with only 248 m long section above the shipping headroom which is straight. In the case of a cable-stayed bridge with one pylon, a half of the hanged structure would be in a straight and the second half to be curved, which might create a rather disharmonious appearance. From the statical point of view such structure is quite demanding as well.

Another possible solution was an arched bridge system. The main bridge span with 231.0 m long arch situated in the straight section of the alignment would not be in contradiction with any mentioned limitations. Arch-shaped bridge shall also be in harmony with existing Bratislava bridges. Bridges of rather moderate shapes shall alternate with shape-attractive bridges.

A significant element of the bridge will be the bridge decks. Bridge superstructures of constant depth will be situated at both sides of the main span. Together with the

Obr. 3 Pohľad z petržalskej strany Dunaja
Fig. 3 View from the "Petržalka" side of the Danube



budú priamopásové časti, ktoré budú spolu s mostovkou a trámami hlavného poľa tvoriť jeden spojitý nosník a budú zjednocujúcim prvkom celého premostenia. V mostovke sú vytvorené samostatné koridory po celej dĺžke mosta, v ktorých budú oddelene umiestnené všetky druhy inžinierskych sietí.

Tvar trámov v úseku hlavného poľa s hornou časťou vo forme parapetu je výhodný z viacerých hľadísk. Je staticky veľmi účinný a ohybovo tuhý, čo umožňuje potenciálnu výmenu jedného závesu bez prerušenia premávky na moste. Väčšia výška trámov umožňuje taktiež ich relatívne pohodlnú priechodnosť počas montáže mosta a tiež počas prevádzky.

V úseku hlavného poľa sú trámy s mostovkou zavesené na dvoch k sebe naklonených oblúkoch. Zavesenie trámov na oblúky sprostredkuje radiálny systém závesov. Parapet trámu slúži tiež ako bezpečnostný prvok zabraňujúci prieniku vozidiel do priestoru chodníkov a do rovín závesov. Vysunutie časti trámov nad vozovkovú časť taktiež opticky zmenšuje výšku trámov pri pohľadoch z boku mosta, čo umocňuje štíhlu líniu mostovkovej časti premostenia.

V podhľade mosta budú dominujúcim pohľadovým prvkom tvarovo netradičné priečniky. Ich tvar nie je iba dizajnérsky zaujímavý ale je tiež staticky veľmi účinný. Priečniky sú tiež nosným prvkom pozdĺžneho tubusu, v ktorom sú vedené potrubné siete. Povrch hlavných nosných prvkov bude vo farebnej kombinácii strieborná - tmavomodrá. Vo večerných hodinách budú obrysy mosta zvýraznené ilumináciou.

ZÁVER

Investorom stavby je METRO Bratislava, projektantom mosta je DOPRAVOPROJEKT Bratislava. Zhotoviteľ stavby bol vybraný medzinárodným tendrom, na ktorom sa zúčastnilo 13 firiem a konzorcií z celého sveta. Víťazom tendra sa stalo konzorcium firiem Doprastav Bratislava (Slovensko) a VATECH VOEST MCE (Rakúsko). Most Košická bude ukončený v roku 2005. V blízkej budúcnosti teda vyrastie v hlavnom meste Slovenska dielo, ktoré pomôže zlepšiť dopravnú situáciu mesta a tiež svojim vzhľadom vhodne doplní panorámu modernej Bratislavy.

Obr. 4 Most Košická - pohľad z bratislavskej strany Dunaja
Fig. 4 Bridge "Košická" - View from the "Bratislava" side

bridge deck of the main span they will form one continuous girder integrating the whole bridge structure. The bridge deck contains separate corridors which will separately house all types of public utilities.

The shape of the girders in the main span with the upper part having the form of parapet is quite convenient from multiple viewpoints. The parapet girder is statically very effective and stiff in bending, which enables eventual replacement of individual hanger (stay) without interruption of traffic. Higher girders allow relatively comfortable accessibility (passage-through) during construction as well as the bridge operation.

The girders and the bridge deck in the main span section are hung on two inward-inclined arches through radial system of hangers - stay cables. The girder parapet serves also as safety element separating carriageway from sidewalks and protecting the hangers. Girders projection above carriageway optically reduces the height of girder for observer from the outside the bridge, which emphasizes slenderness of the deck part of the bridge superstructure.

The cross girders of artfull design are the dominant elements of the bridge deck soffit. Their shape is not only interesting from designer's viewpoint but statically efficient as well. Cross girders form also bearing structure for longitudinal corridor carrying the pipe lines.

CONCLUSION

The Project Investor (the Employer) is METRO Bratislava, bridge designer is DOPRAVOPROJEKT Bratislava.

The Contractor has been selected by means of an international tender, with 13 companies and joint ventures from all over the world taking part in it. The winner bacame a joint venture of Doprastav Bratislava (Slovakia) and VATECH VOEST MCE (Austria)

Currently the bridge "Košická" is under construction and will be completed in the year 2005.

zipp

Stavba roka 2000

1. Hlavná cena "Stavba roka 2000"
2. Cena Zväzu stav podnikateľov Slovenska **"za mimoriadnu kvalitu stavebného diela dosiahnutú netradičnou technológiou"**
3. Cena Slovenskej komory stav. inžinierov **"Za osobité komplexné riešenie stavebných konštrukčných prvkov"**

LGA InterCert
Zertifikat QM System ISO 9001

Lakovňa Volkswagen

Devínska Nová Ves

Investor: VOLKSWAGEN SLOVAKIA, a.s. Bratislava
Realizačný projekt: COPROJECT, spol. s r. o. Bratislava
Generálny dodávateľ: ZIPP BRATISLAVA, spol. s r. o.

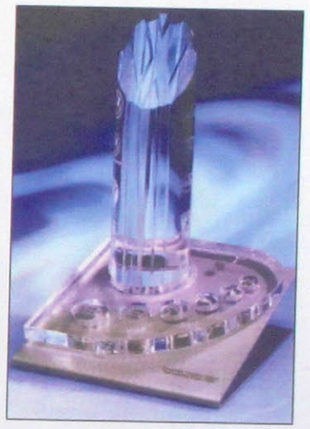
Objemové údaje:

zastavaná plocha	36 357 m²
plocha stropov	55 000m²
objem betónu konštrukcie	40 610 m²
plocha opláštenia	23 000 m²

Doba výstavby hrubej stavby 6 mesiacov


Lieferantenauszeichnung 1998

Wir freuen uns,
ZIPP BRATISLAVA GmbH
für Ihr hervorragendes Engagement
und Ihre ausgezeichnete Leistung
in bezug auf Qualität, Flexibilität, Service,
Innovation und Wettbewerbsfähigkeit
mit dem
„CORPORATE SUPPLIER AWARD – THE LEADING EDGE"
des Volkswagen-Konzerns
auszeichnen zu dürfen.



Budujte na kompetentnosti v oblasti debnenia

Výstavba podúrovňovej diaľnice pri mestečku Steinhaus v Rakúsku vo forme dvojkomorového tunela dĺžky 2 400 m pomocou 2 debniacich strojov, ktoré umožňujú vyhotovenie 48 m dlhého úseku za týždeň. Vďaka tu použitej monolitickej konštrukcii a samočinnému hydraulickému premiestňovaniu debnenia sa podstatne redukuje pracnosť a mzdové náklady.

Realizácia: Strabag

doka

Odborníci na debnenie

Doka Slovakia
Debniaca technika s.r.o.
Ivanská cesta 28
SK 821 04 Bratislava
Tel.: (02) 43 42 14 26
(02) 43 42 14 72
Fax: (02) 48 20 21 20
E-Mail: Slovakia@doka.com

Kancelária Prešov
Strojnícka 9
080 06 Prešov
Tel.: (051) 77 23 919
Fax: (051) 74 92 762

Internet: http://www.doka.sk

Kancelária Lučenec
Fiľakovská cesta 10
984 01 Lučenec
Tel./Fax: (047) 433 16 20

Česká Doka
bednicí technika spol. s r.o.
Za Avií 868
CZ 196 00 Praha 9 - Čakovice
Tel.: (02) 84 00 13 11
Fax: (02) 84 00 13 12
E-Mail: Ceska@doka.com
Internet: http://www.ceskadoka.cz

Österreichische Doka
Schalungstechnik GmbH
Reichsstrasse 23
A 3300 Amstetten
Tel.: +43-74 72-605-0
Fax: +43-74 72-6 44 30
E-Mail: Oest.Doka@doka.com
Internet: http://www.doka.com