

SLEDOVÁNÍ MOSTU Z VYSOKOPEVNOSTNÍHO BETONU

MONITORING OF BRIDGE FROM HIGH-STRENGTH CONCRETE

Miloš Zich

Příspěvek představuje výsledky dlouhodobého sledování konstrukce mostu na dálnici D1 přes polní cestu a potok Runza u Ivanovic na Hané, jehož nosná konstrukce je tvořena prostým polem délky 34,8 m z dodatečně předpínaných prefabrikovaných nosníků z vysokopevnostního betonu, spřažených s monolitickou deskou. ■ The paper presents results of a long-term monitoring of a highway bridge near Ivanovice on Haná. The bridge is a simply supported composite structure with precast beams (span 34,8 m) made of high strength concrete and cast in situ slab.

STRUČNÝ POPIS MOSTU

Most byl realizován v rámci výstavby dálnice D1 Vyškov–Mořice v letech 2004 až 2005. Trasa dálnice zde prochází přes údolí potoka Runzy po násypu výšky 14 m. Nosná konstrukce je tvořena z prefabrikovaných 1,5 m vysokých nosníků spřažených s monolitickou deskou tloušťky 0,22 m (obr. 1). V příčném směru jsou nosníky rozmístěny osově po 1,8 m (obr. 2). Levý a pravý most je tvořen celkem třinácti nosníky, každý nosník se skládá ze tří dílů sepnutých v jeden celek. Nosníky 1, 3 ~ 13 LM a 1 ~ 13 PM jsou vyrobeny z betonu třídy C60/75, nosník 2 LM byl experimentálně zhotoven z betonu C90/105, spřažená železobetonová deska, příčnice a parapety z C55/67.

Podélné předpětí nosníků je navrženo z 3+1 kabelů (A-D, 13 Ø Ls 15,7 – 1800 ~ 1860 MPa), vedených v ocelových trubkách Hydra DN 80 mm, kabely jsou napínány oboustranně z rozšířených čel. Předpínání nosníků bylo prováděno ve dvou fázích. V první fázi se postupně předepnul tři kabely. Od prvního kabelu došlo k posunu krajních dílů nosníků a vytlačení lepícího tmele ze spár a dále postupným napínáním dvou kabelů došlo k nazdvíhnutí nosníků z montážní skruže. Následovala montáž bednění a betonáž spřažených desek. Ve druhé fázi byl předepnut zbývající kabel.

Nad nosníky je proveden cca 4,5 m vysoký násyp tvořený vrstvami Liaporu, expandovaného polystyrenu (EPS), šterku, nosné a ložné vrstvy vozovky, ohumusování zeminou apod. Podrobněji se o konstrukci mostu zmiňuje např. [1], [2] a použitým vysokopevnostním betonem se zabývá článek

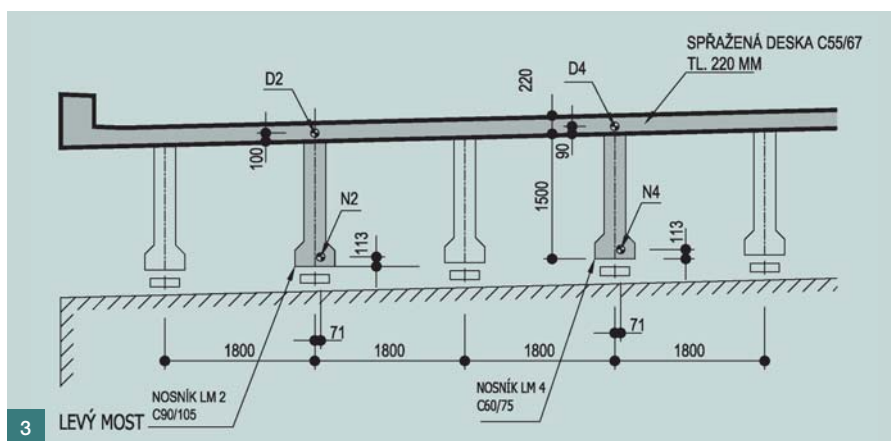
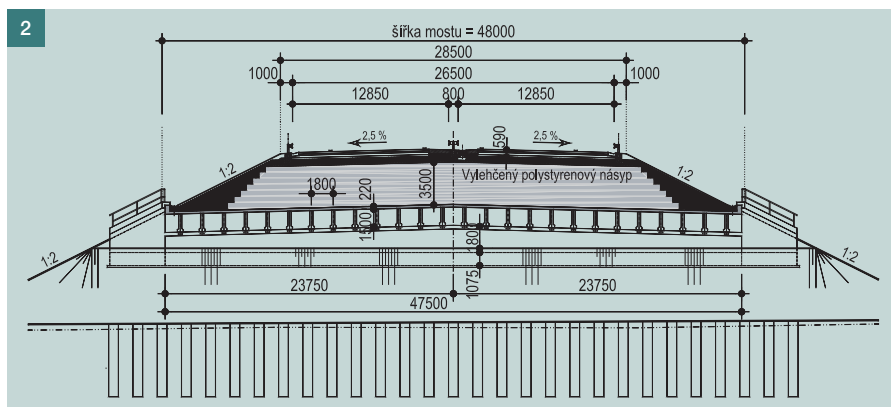
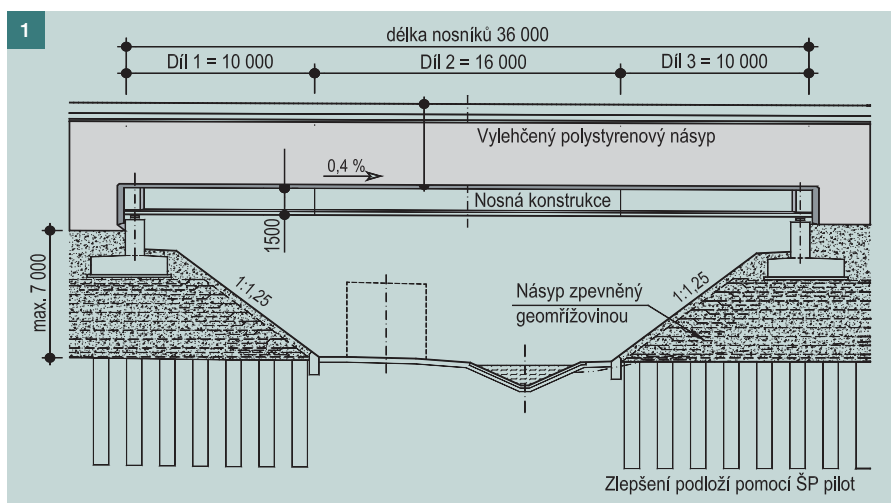
Terzijského uveřejněný v tomto čísle časopisu (str. 34 až 43, pozn. red.).

VYBAVENÍ MĚŘICKÝM ZAŘÍZENÍ

Během výstavby mostu byly do konstrukce v rámci grantového projektu [3] osazeny celkem čtyři strunové tenzometry od firmy Gage Technique pro měření poměrného přetvoření betonu (ozn. N2 a N4, obr. 3 a 4). Tenzometry byly osazeny do středních dílů nosníků. Další dva tenzometry byly osazeny při betonáži horní desky (ozn. D2 a D4,

obr. 3 a 5). V hotové konstrukci jsou čidla osazena v polovině rozpětí mostu. Vždy jsou fixována k betonářské výztuži pomocí vázacího drátu, kabelové vedení od tenzometrů je svedeno k opěře, kde je možnost zapojení měřící záznamové ústředny Datataker DT650.

Pro dlouhodobé zaznamenávání deformací mostní konstrukce byla navržena geodetická sledování. U nosníků č. 2, 4 a 9 levého mostu jsou sledovány průhyby v polovině rozpětí v místním výškovém systému, přičemž me-





4



5

Obr. 1 Podélný řez mostem
■ Fig. 1 Longitudinal section

Obr. 2 Příčný řez ■ Fig. 2 Cross section

Obr. 3 Umístění strunových tenzometrů – příčný řez mostem ■ Fig. 3 Position of the strain gauges – cross section of the bridge

Obr. 4 Umístění tenzometrů v nosníku
■ Fig. 4 Position of the strain gauges in the girder

Obr. 5 Umístění tenzometru ve spřažené desce
■ Fig. 5 Position of the strain gauge in the composite slab

Obr. 6 Uložení nosníků na montážních podporách ■ Fig. 6 Bearing of the girders on the mounting supports

Obr. 7 Provádění vrstev násypů ■ Fig. 7 Embankments bedding

Obr. 8 Schéma výpočtového modelu
■ Fig. 8 Scheme of the calculation model



6



7

Podobu technické nivelace jsou zaměřeny měřické značky osazené na obou koncích nosníků v blízkosti osy uložení a v polovině rozpětí. Měřické značky jsou spolehlivě připevněny k nosníkům tak, aby byla zajištěna kontinuita měření. Geodetické měření je prováděno s přesností ± 1 mm firmou Geocentrum, spol. s r. o., Olomouc.

Provedená sledování

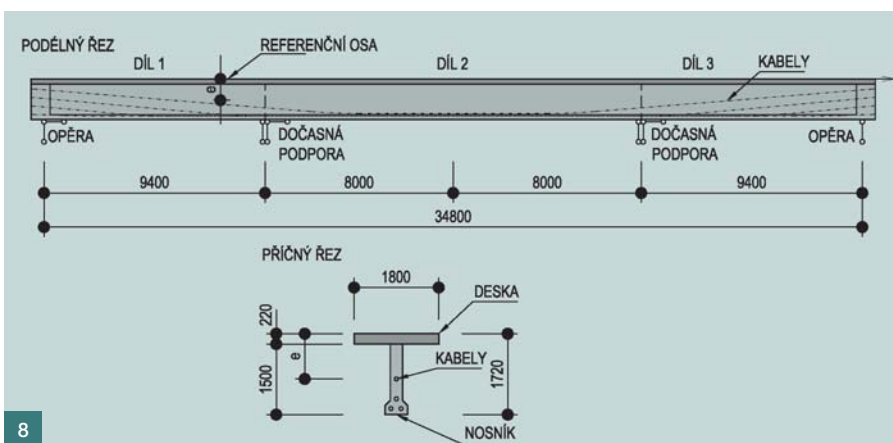
Od betonáže prefabrikovaných nosníků dne 19. února 2004 do konce roku 2009 se uskutečnilo celkem dvacet dva měření poměrného přetvoření a třináct geodetických měření průhybů nosníků. První měření se uskutečnila ve výrobě prefabrikátů, další měření již probíhala přímo na stavbě. Současně s měřením poměrného přetvoření jsou ve stejných místech prováděna i měření teploty betonu. Sledování je prováděno již od počátku výroby nosné konstrukce mostu, přes všechna montážní stadia, práce na násypích (obr. 6), po dokončení mostu (říjen 2005, obr. 7) a následně během jeho provozu. Byla získána data o skutečném průběhu výstavby mostu, časový postup výstavby, vnesené zatížení (objemové hmotnosti vrstev vozovky, Liaporu) apod., nutná pro upřesněnou časovou analýzu.

ČASOVÁ ANALÝZA MOSTU

Popis výpočtového modelu

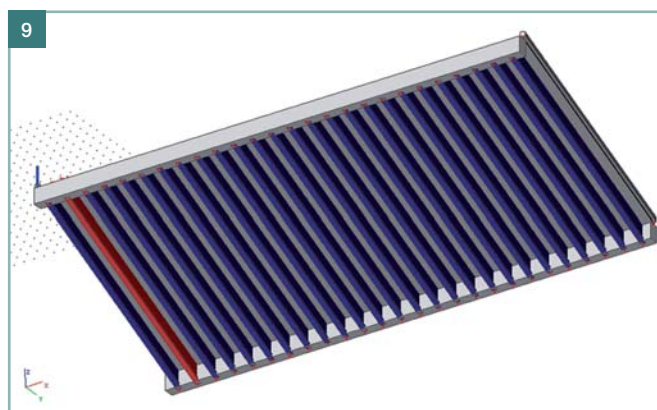
Pro ověření reálného chování mostu byly z příčného řezu mostu vybrány tři nosníky se spřaženou deskou šířky 1,8 m, jedná se o nosníky LM2, LM4 a LM9 (LM – levý most, nosníky jsou číslovány zleva, jsou různě zatížené a z rozdílných betonů).

Pro každý nosník byl v programu TDA [4] vytvořen samostatný výpočto-



8

Obr. 9 Schéma výpočtového modelu ■ Fig. 9 Scheme of the calculation model



Obr. 10 Relativní průhyb středu nosníku LM2 ■ Fig. 10 Relative deflection of the LM2 girder centre

Obr. 11 Relativní průhyb středu nosníku LM4 ■ Fig. 11 Relative deflection of the LM4 girder centre

vý model (obr. 8). Při tvorbě modelu byla maximální snaha o využití získaných informací z průběhu monitorování stavby. Jedná se tedy o upřesněný výpočtový model. Ve výpočtovém modelu představují nosník a deska samostatné konečné prvky na excentricitě vzhledem k referenční ose umístěné v těžišti průřezu. Další konečné prvky představují jednotlivé předpínací kabely (4x, A – D), je tak respektována skutečná trasa předpínacích kabelů.

Ztráty předpětí jsou uvažovány dle projektovaného stavu. Součinitel tření je uvažován v oblouku hodnotou 0,25 a v přímé části 0,003. Pokluz je zadán hodnotou 8 mm, kotevní napětí hodnotou 1 390 MPa s podržením napětí při napínání po dobu 180 s. Modul pružnosti lan je uvažován 195 GPa. Kabely jsou napínány ve dvou fázích. Působení betonářské výztuže není ve výpočtu uvažováno.

Segmenty byly po ukončení výroby

uloženy na skládce a následně na provizorních montážních podporách, takže tvoří samostatné prosté nosníky. Po jejich sepnutí kabely první fáze dojde k zvednutí nosníků a k odstranění montážních podpor. Dále již most působí jako prostý nosník na definitivní rozpětí.

Zatížení mostu

Objemové tíhy betonů jsou převzaty z [2]. K tíze betonu je připočtena tíha betonářské výztuže (tab. 1). Tíhu předpínací výztuže zahrnuje výpočet v programu automaticky, dle plochy výztuže a objemové tíhy (7 850 kg/m³).

Na konstrukci působí ostatní stálé zatížení ve formě vrstev násypů, polystyrenu a vozovkových vrstev. Zatížení bylo stanoveno na základě objemových hmotností naměřených dodavatelem stavby. Nosníky na okraji příčného řezu (LM2-LM4) jsou výrazně více zatíženy stálým zatížením (je zde větší tíha násypů) než vnitřní nosníky (lehké

polystyrénové vrstvy). Přes monolitickou spřaženou desku dochází ke spolupůsobení jednotlivých nosníků tak, že část zatížení z krajních nosníků je přenášena i vnitřními nosníky. Roznos ostatního stálého zatížení byl proto ověřen na prostorovém výpočtovém modelu programu Nexis 32, který tvořily deskostěnové prvky spřažené desky a pruty nosníků zadané s excentricitou vzhledem k hornímu povrchu nosníku (obr. 9). Na základě výsledků této analýzy (normálového napětí v tažených vláknech nosníků) je v daných časech výstavby stanoveno odpovídající zatížení na jeden nosník a toto zatížení je poté použito v prutových modelech pro časovou analýzu (tab. 2).

Reologický model

Časový postup výstavby mostu zohledňuje skutečný postup výstavby. Aplikace ostatního stálého zatížení byla sdružena do lokálních časů (tab. 2). Jako montážní zatížení je uvažován účinek od bednění spřažené desky, které je uloženo na nosnicích. Tíha bednění byla uvažována 0,5 kN/m² (na jeden nosník 0,9 kN/m). Bednění je vloženo v čase 108 dní současně s armošem spřažené desky (0,75 kN/m). Odstranění bednění z nosníků je uvažováno v čase 150 dní.

Pro výpočet smršťování a dotvarování byl použit reologický model dle EC2. Uvažované parametry sečnového modulu pružnosti E_{cm} jsou uvedeny v tab. 3 a jsou převzaty z [2]. Průměrné krychelné pevnosti betonu byly přepočteny na průměrné válcové pevnosti f_{cm} pomocí součinitele 1,15. Charakteristická pevnost je poté získána jako $f_{ck} = f_{cm} - 8$ (tab. 3). Ošetřování betonu nosníku i desky je uvažováno po dobu pěti dnů (po tuto dobu nedochází ke smršťování).

Náhradní tloušťka průřezu je v modelu EC2 definována vztahem: $h_o = 2A_c / u$, kde A_c je plocha průřezu a u je obvod

Tab. 1 Objemové tíhy betonu (dle [2]) ■ Tab. 1 Specific weights of concrete (according to [2])

Parametr	C55/67 – deska	C60/75 – nosník	C90/105 – nosník
Objemová tíha betonu [kg/m ³]	2 570	2 600	2 550
Výztužení betonářskou výztuží [kg/m ³]	190	200	200
Uvažovaná objemová tíha nosníku a desky ve výpočtu včetně tíhy betonářské výztuže [kg/m ³]	2 760	2 800	2 750

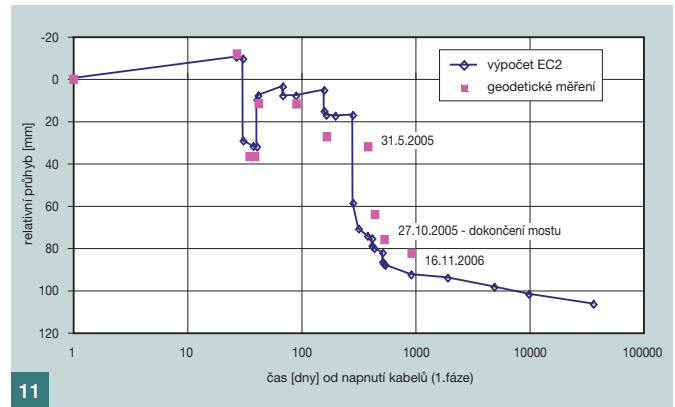
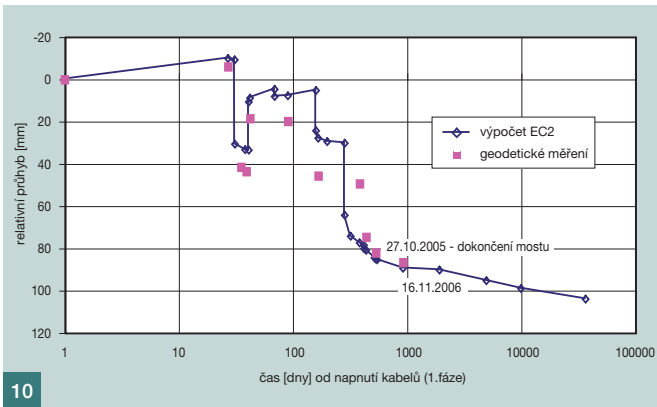
Tab. 2 Rovnoměrné ostatní stálé zatížení na sledovaných nosnicích [kN/m]

■ Tab. 2 Other uniform dead loads on the monitored beams (kN/m)

Nosník	LM2	LM4	LM9
150 dní – Liapor	3,3	4,18	4,61
240 dní – 1. část polystyrenu	14,91	7,9	2
365 dní – 2. část polystyrenu a násypu	27,01	33,59	19,07
500 dní – vrstvy pod vozovkou (mimo ABVH, AKM)	1,2	2,72	12,36
600 dní – zbyváající vrstvy vozovky	1,46	3,46	9,99
Celkem [kN/m]	47,87	51,85	48,03

Tab. 3 Parametry použitých betonů ■ Tab. 3 Characteristics of used concretes

Parametr	C55/67	C60/75	C90/105
Prům. krychl. pevnost v tlaku po 28 dnech [MPa]	93	101	120,7
Pevnost v tahu ohybem po 28 dnech [MPa]	10,1	8,7	
Statický modul pružnosti po 28 dnech E_{cm} [MPa]	43 300	46 850	45 500
Vypočtená charakteristická pevnost v tlaku f_{ck} [MPa]	73	80	97
Vypočtená střední pevnost betonu v tahu f_{cm} [MPa]	4,7	4,8	5,2



průřezu, na kterém může docházet k vysychání. Náhradní tloušťka je stanovena samostatně pro desku a samostatně pro nosník. Na mostě byla po betonáži mostu položena hydroizolace. Předpokládáme proto, že přes tuto izolaci nemůže docházet k vysychání a délka obvodu pro vysychání se tak zkrátí. V období před položením hydroizolace docházelo k vysychání i přes horní povrch desky. Zohlednění této změny náhradní tloušťky průřezu v důsledku položení hydroizolace však není v programu možné. Byly uvažovány následující hodnoty $u_{deska} = 1,54$ m, $u_{nosník} = 3,571$ m, $h_{o,deska} = 0,514$ m, $h_{o,nosník} = 0,249$ m. Parametr typu cementu s byl uvažován pro rychle tuhnoucí vysokopevnostní cement hodnotou $s = 0,2$. Ve všech časových intervalech byla uvažována vlhkost vzduchu 70 %.

Celkem byly vytvořeny tři samostatné prutové modely pro nosníky LM2, LM4 a LM9. Modely mají stejnou časovou osu, stejný reologický model, odlišují se hodnotou ostatního stálého zatížení a samozřejmě typem betonu pro jednotlivé nosníky.

Výsledek výpočtu a srovnání s naměřenými veličinami

V tab. 4 je porovnáván průhyb nosníků uprostřed rozpětí a normálové napětí v krajních vláknech. Největší celkový průhyb je dosažen v čase 100 let na nosníku LM4, tento nosník je také nejvíce zatížen zemními násypy. Naopak nejmenší průhyby jsou na nosníku LM9 uvnitř příčného řezu mostu. Maximálního normálového tlakového napětí je dosaženo v dolních vláknech vždy při napínání kabelů (31,9 až 32,2 MPa v 1. fázi napínání a 30,2 až 31,4 MPa ve 2. fázi napínání). Po aplikaci veškerého stálého zatížení zůstává průřez v polovině rozpětí u všech nosníků po celé výšce tlačěn. V čase 100 let vzniká ve spodních vláknech nosníku LM4 mírné tahové namáhání, zatím-

co u ostatních nosníků zůstává průřez v celé výšce namáhán tlakem.

V tab. 5 je porovnávána „okamžitá“ odezva nosníku na zatížení vlastní tíhou a zatížení předpětím od napínání kabelů 2. fáze. Vyhodnocovány jsou vždy rozdíly průhybů před aplikací zatížení a po jeho aplikaci. Je zde patrná velmi dobrá shoda naměřených a vypočtených hodnot. Dobrá shoda je zejména u zatížení předpětím (max. rozdíl 4 %). Pro zatížení vlastní tíhou je rozdíl větší, cca 17 až 26 %. Větší rozdíl je způsoben nemožností zohlednit nerovnoměrnou teplotu horního a dolního povrchu betonu. Z důvodu finančních možností bylo instalováno jen omezené množství teplotních čidel, a tak nebylo možné stanovit teplotní gradient před zabetonováním čidel (čidlo v horní desce měří teplotu vzduchu) a následně provést korekci průhybů. Těsně po zabetonování desky jsou též průhyby ovlivněny vývinem hydratačního tepla. Průhyby v dalších časech (od napínání kabelů apod.) jsou již korigovány

o vliv nerovnoměrné teploty na základě stanovené křivosti z rozdílu teplot v desce a nosníku.

Dlouhodobé průhyby nosníků jsou uvedeny na obr. 10 a 11. Jedná se o relativní průhyby vynášené od času napnutí kabelů první fáze, tj. od času, kdy byly nosníky uloženy v definitivní poloze. I zde je patrná velmi dobrá shoda naměřených a vypočtených hodnot relativních průhybů, zejména u nosníku LM4. V počátečních stadiích jsou naměřené hodnoty průhybů oproti vypočteným hodnotám posunuty ve svislém směru dolů. Tato nepřesnost je způsobena zejména neznalostí zcela přesného zatížení v montážních stadiích, jako jsou různá montážní zařízení na mostě. Též hodnota zatížení od násypů v době měření je stanovena s jistou nepřesností, neboť nebyla známa míra zhutnění a objemová tíha násypů a případně jejich nasycení vodou.

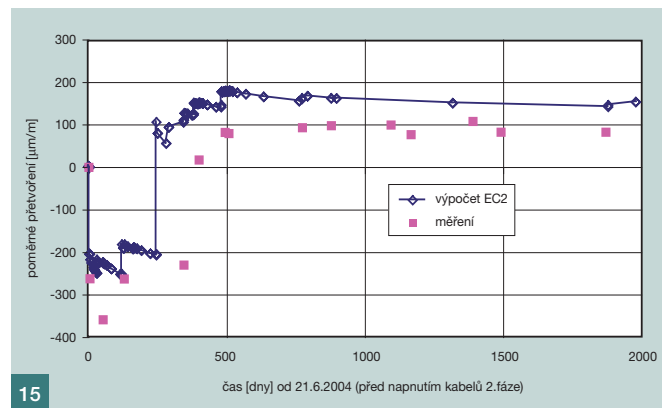
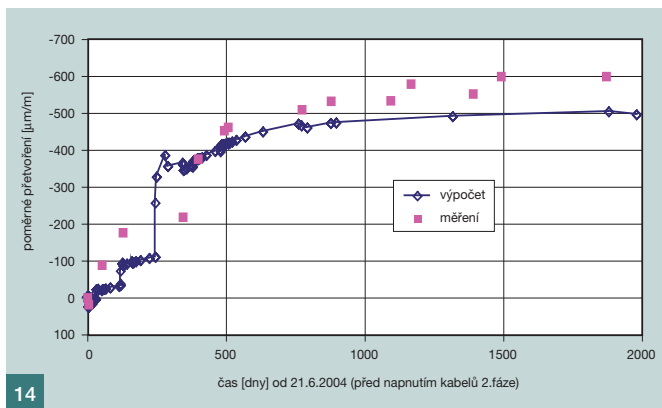
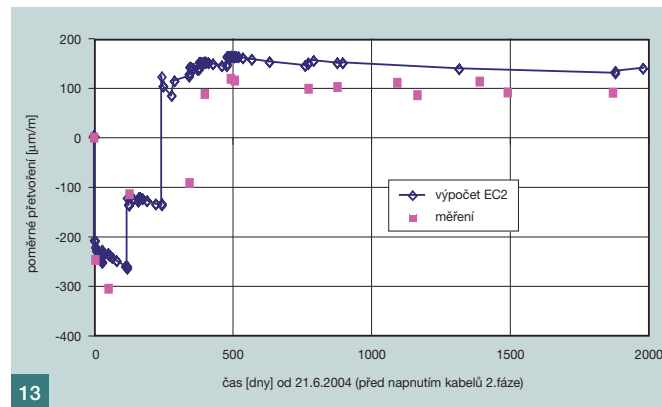
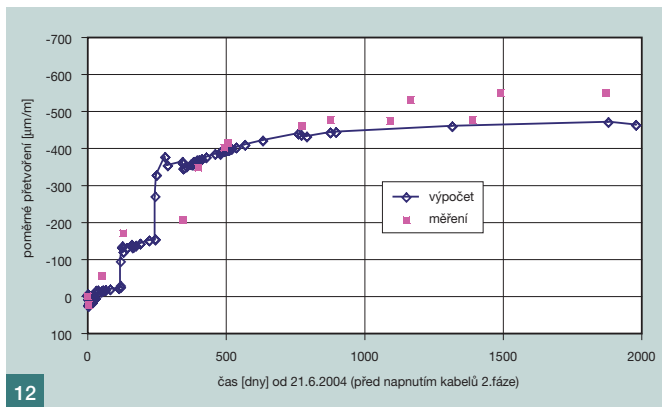
Na obr. 12 až 15 jsou uvedeny průběhy poměrného přetvoření ve sprážené des-

Tab. 4 Srovnání průhybů a normálového napětí v polovině rozpětí | Tab. 4 Comparison of the deflection and normal stress in the middle of span

Nosník		LM2	LM4	LM9
celkový průhyb v čase 100 let [mm]		-41,1	-45,8	-29,3
napnutí kabelů 1. fáze [MPa]	dolní vlákna nosníku	-32,2	-31,9	-31,9
betonáž desky [MPa]	dolní vlákna nosníku	-18,0	-17,7	-17,6
napnutí kabelů 2. fáze [MPa]	horní vlákna nosníku	-11,5	-12,7	-12,6
	dolní vlákna nosníku	-31,4	-30,2	-30,2
ostatní stálé – 300 dní [MPa]	horní vlákna nosníku	-21,5	-22,5	-20,9
	dolní vlákna nosníku	-3,6	-1,3	-4,3
100 let [MPa]	horní vlákna nosníku	-23,9	-23,9	-21,3
	dolní vlákna nosníku	-1,7	0,2	-2,9

Tab. 5 Srovnání změn průhybů od betonáže sprážené desky a od napnutí kabelů 2. fáze | Tab. 5 Comparison of the changes of deflection caused by cast in situ slab and by strain of 2. stage tendons

Nosník		Průhyb [mm] – výpočet	Průhyb [mm] – měření	Poměr
LM2	vliv betonáže sprážené desky	40,6	47,5	1,17
	vliv napnutí kabelů 2. fáze	-24,5	-25,1	1,02
LM4	vliv betonáže sprážené desky	39,6	48,5	1,23
	vliv napnutí kabelů 2. fáze	-24,1	-25	1,04
LM9	vliv betonáže sprážené desky	39,7	50	1,26
	vliv napnutí kabelů 2. fáze	-24,2	-24,5	1,01



Obr. 12 Poměrné přetvoření – čidlo D2
 ■ Fig. 12 Unit strain – sensor D2

Obr. 13 Poměrné přetvoření – čidlo N2
 ■ Fig. 13 Unit strain – sensor N2

Obr. 14 Poměrné přetvoření – čidlo D4
 ■ Fig. 14 Unit strain – sensor D4

Obr. 15 Poměrné přetvoření – čidlo N4
 ■ Fig. 15 Unit strain – sensor N4

ce a v prefabrikovaném nosníku, hodnoty jsou porovnány s údaji naměřenými pomocí strunových tenzometrů. Hodnoty jsou udávány od času napnutí kabelů 2. fáze. Naměřené hodnoty přetvoření v nosnících N2 a N4 se po dokončení výstavby mostu ustálily na konstantní hodnotě cca 100 $\mu\text{m}/\text{m}$, v čase nerostou obdobně jako vypočtené hodnoty. Čidla v nosnících jsou umístěna v dolní části (tažené oblasti), kde, jak ukazuje tab. 5, je od dlouhodobého zatížení poměrně malé tlakové namáhání, a tedy i malé dotvarování. V chování nosníků z vysokopevnostního betonu N2 a nosníku N4 není patrný výrazný rozdíl.

Naměřené hodnoty přetvoření ve sprážené desce i po dokončení mostu rostou více, než je vypočteno. Po uvedení mostu do provozu (v obrázcích cca 500 dní) narostlo naměřené přetvoření v desce D2 cca o 134 $\mu\text{m}/\text{m}$ a v desce D4 o 137 $\mu\text{m}/\text{m}$, tedy přírůstky přetvoření jsou v obou místech stejné. Vypočtené přírůstky za toto období jsou ale menší, cca 76 $\mu\text{m}/\text{m}$ u D2 a 85 $\mu\text{m}/\text{m}$ u D4. Oproti čidlům v nosnících je v des-

ce větší tlakové namáhání a dochází tedy k většímu dotvarování. Rozdíl v měření může být způsoben nepřesnostmi modelu (průměrná vlhkost, jiné vysychání v důsledku položení izolace apod.), případně podceněním dotvarování použitého reologického modelu apod.

SHRNUTÍ

Sledování mostu probíhá již více jak pět let. I za tuto, z pohledu celkové životnosti mostu, krátkou dobu je zřejmá velmi dobrá shoda naměřených a vypočtených hodnot. Postupujeme-li ve sledování a v jeho vyhodnocování systematicky, lze dosáhnout kvalitních výsledků a může to pomoci ke kvalitějším návrhům obdobných konstrukcí. Z doposud provedeného dlouhodobého sledování a analýzy plynou následující závěry:

- konstrukce mostu doposud nevykazuje neočekávané zvýšené deformace a namáhání,
- most se chová v souladu s výpočtovými předpoklady tak, jak mohl při využití programu pro časovou analýzu předpokládat projektant,
- měření byla potvrzena použitá metodika výpočtu reologických jevů i pro nosníky z vysokopevnostního betonu, mezi dlouhodobým chováním nosníků rozdílných betonů není patrný významný rozdíl,
- potvrdilo se, že průběhy reologických jevů pro vysokopevnostní betony ne-

Literatura:

- [1] SHP, s. r. o., Brno, Objekt D 211 most na D1 přes polní cestu D154 a potok Runza – realizační projektová dokumentace mostu, Brno, 2004
- [2] Terzijski L., Čeliš P., Konečný L.: Aplikace vysokopevnostního betonu v mostní konstrukci D211, Beton TKS, 5/2004, str. 36-42
- [3] Zich M.: Zprávy o průběhu řešení projektu FI-IM/185 Nové úsporné konstrukce z vysokopevnostního betonu, Brno, 2004-2006
- [4] ESA PrimaWin – Reference Manual, program TDA pro časovou analýzu rámových konstrukcí, SCIA Software, Scientific Application Group, Belgium, 2007

jsou v této konstrukci výrazně odlišné od běžných betonů.

Prezentované výsledky byly získány za finanční podpory z prostředků státního rozpočtu prostřednictvím MPO ČR v rámci projektu FI-IM5/128 „Progresivní konstrukce z vysokohodnotného betonu“ a za finančního přispění MŠMT ČR, projekt 1M0579, v rámci činnosti výzkumného centra CIDEAS.

Ing. Miloš Zich, Ph.D.
 Ústav betonových a zděných konstrukcí FAST VUT v Brně
 Veveří 95, 662 37 Brno
 tel.: 541 147 860
 e-mail: zich.m@fce.vutbr.cz



Text článku byl posouzen odborným lektorem.