

POUŽITÍ STRUNOVÝCH TENZOMETRŮ PRO ZATĚŽOVACÍ ZKOUŠKY MOSTŮ ■ USAGE OF STRAIN GAUGES FOR LOADING TESTS OF BRIDGES

Miloš Zich, Jan Koláček, Petr Daněk

V loňském 4. čísle časopisu Beton TKS [1] byla představena koncepce dlouhodobého sledování tří mostů na dálnici D47 Ostrava Hrušov–Bohumín. V navazujícím příspěvku jsou prezentovány hodnoty poměrného přetvoření betonu naměřené během zatěžovacích zkoušek mostů. Je uvedeno srovnání naměřených a vypočtených hodnot. ■ This paper follows the paper published in the fourth volume of this journal last year [1], where the concept of a long-term monitoring of three bridges on the highway D47 Ostrava Hrušov–Bohumín was described. Now we present the values of concrete strains measured during the loading tests of those bridges. Measured and calculated values are compared.

V článku [1] byla uvedena celková koncepce sledování mostních konstrukcí postavených na dálnici D47 v letech 2004 až 2007. Jednalo se o sledování následujících konstrukcí:

- Most s označením SO201 přes řeku Odru a Antošovická jezera (spojitý monolitický dvojkomorový nosník výšky 2,2 m o čtrnácti polích 24,5 + 2 x 33 + 36 + 105 + 56,6 + 39,4 + 6 x 39 + 27,5 m s hlavními poli zavěšenými na ocelobetonovém pylonu [2]).
- Most SO233 přes řeku Ostravici (spojitý nosník o čtyřech polích 66,7 + 100,3 + 70 + 54 m s nosnou konstrukcí tvořící ocelové koryto proměnné výšky 2,2 až 4,5 m sprážené s příčně předepnutou mostovkou, v podélném směru je nosník předepnut volnými kabely [3]).
- Most SO202 přes řeku Odru (spřažený ocelo-betonový trámový most o pěti polích 40 + 50,5 + 84,5 + 50,5 + 40 m s horní příčně předepjatou mostovkou [4]).

Projekt a realizace sledování byla prováděna Ústavem betonových a zděných konstrukcí FAST VUT v Brně ve spolupráci s projektantem mostů firmou Stráský, Hustý a partneři, s. r. o., Brno a dodavateli jednotlivých staveb.

V rámci sledování byly v průběhu výstavby mostů zabetonovány do průřezů strunové tenzometry TES/5.5/T od firmy Gage Technique. Popis umístění tenzometrů je blíže uveden v [1] a [5]. Tenzometry jsou využívány nejen pro dlouhodobé sledování, ale byly vždy využity i pro sledování namáhání konstrukce během statických zatěžovacích zkoušek. Tato měření sloužila jako doplňková k měření deformací (většinou průhybů) mostů. U tenzometrů jsou zabudovaná i teplotní

odporová čidla. Bylo tak možné velmi dobře sledovat změny teploty betonu během provádění zkoušky a z toho případně stanovit jejich vliv na namáhání mostu. Výsledky a zkušební ziskání měření strunovými tenzometry během zatěžovacích zkoušek jsou pro jednotlivé mosty uváděny dále.

MOST PŘES ODru A ANTOŠOVICKÁ JEZERA

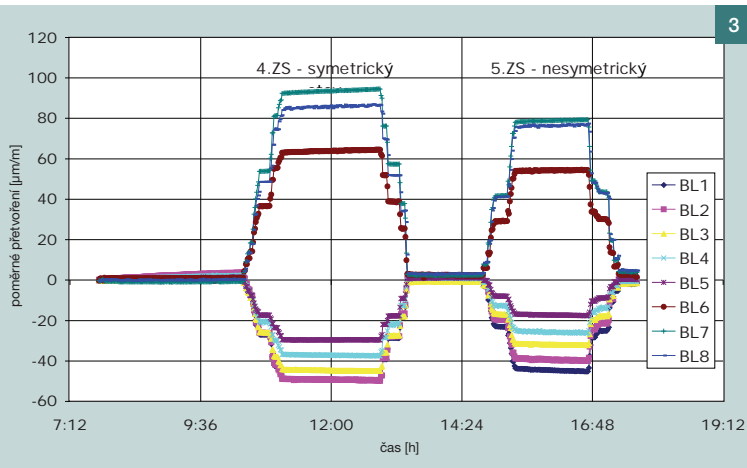
Statická zatěžovací zkouška mostu probíhala ve dvou dnech. Dne 27. října 2007 proběhla zkouška zavěšené části mostu (ZS4 a ZS5). V zatěžovacím stavu ZS4 bylo použito čtrnáct vozidel Tatra o váze 25 t. Vozidla byla umístěna v hlavním poli o rozpětí 105 m, symetricky po sedmi na levém i pravém mostě (obr. 1). V zatěžovacím stavu ZS5 bylo použito dvanáct vozidel Tatra umístěných jen na levém mostě hlavního pole (obr. 2). Následující den se uskutečnila zkouška estakádní část mostu (ZS1, ZS2, ZS3). V zatěžovacím stavu ZS1 bylo použito šest vozidel symetricky umístěných v 9. poli pravého mostu. V ZS3 bylo použito šest vozidel symetricky umístěných v 3. poli levého mostu a v ZS2 šest vozidel nesymetricky umístěných v 9. poli pravého mostu. Vlastní průběh zatěžovací zkoušky, rozmístění vozidel na mostě, stanovení jejich hmotnosti, sledování průhybů nosné konstrukce mostu, výchylky pylonu apod. navrhla a prováděla firma Pontex [6].

Měření poměrného přetvoření (FAST VUT v Brně) při zatěžování hlavního pole mostu probíhalo pomocí čtyř záznamových ústředí DataTaker. Dvě ústředny byly zapojeny kontinuálně (řezy A a B levého mostu) s intervalem záznamu jedné minuty. Další dvě sloužily pro sběr okamžitých dat z ostatních měřických řezů (vždy před nájezdem, po nájezdu, ustálení deformací a odjetí vozidel). Měření v řezech E, F v 9. poli estakádní části proběhlo pomocí průběžného záznamu dvou ústředí.

Z množství naměřených dat je v rámci tohoto článku uveden časový průběh poměrného přetvoření betonu v nejdříve namáhaném řezu B levého mostu. Obr. 3 dokumentuje změnu přetvoření v průběhu zkoušky od dvou zatěžovacích stavů (symetrický na levém i pravém mostě a nesymetrický s vozidly pouze na levém mostě). Je patrný postupný nájezd vozidel, ustálení zatížení a jejich odjezd. Zřejmá je i nižší naměřená hodnota přetvoření u nesymetrického stavu.

Hodnoty „okamžitých“ změn poměrného přetvoření v příčných řezech A a B jsou zakresleny v obr. 4 až 7 černé pl-





ně. Hodnoty poměrného přetvoření v hlavním poli mostu byly vyhodnoceny ve spolupráci s projektantem mostu firmou Stráský, Hustý a partneři Brno. Do obr. 4 až 7 je červeně doplněno porovnání s průběhem poměrného přetvoření, které bylo stanoveno pomocí deskostěnového výpočetního modelu (obr. 8). Z hodnot změn přetvoření je též možné usuzovat na změny napjatosti v betonu.

Výsledky

Porovnáním výsledků výpočtu a provedeného měření bylo možno konstatovat, že konstrukce prokázala větší tuhost statického systému (cca o 15 %), než bylo uvažováno ve výpočtovém modelu projektanta. To bylo ve shodě s naměřenými deformacemi mostu [6].

Výsledky statického modelu ukazují na rovnoměrnější rozdělení napětí (přetvoření) v horní desce oproti reálně změřeným. V řezu A (u podpěry 5) je patrný větší rozdíl naměřených a vypočtených hodnot ve spodní desce. To je způsobeno nepřesností modelování zesílené spodní desky pomocí deskostěnových prvků v blízkosti příčniců.

Trvalé změny hodnot poměrného přetvoření po provedení zatěžovací zkoušky jsou velmi malé (okolo 1 až 2 µm/m); na hranici přesnosti měření strunovými tenzometry.

Hodnoty přetvoření celkově ukazují na správnost výpočtových předpokladů zatěžovací zkoušky s tím, že se konstrukce při zatěžovací zkoušce chovala v souladu s předpoklady projektu [2].

Všechny hodnoty přetvoření ukazují staticky předpokládaný průběh přetvoření (napětí). To je důležitý závěr i z hlediska dlouhodobého sledování. Byla tak ověřena funkčnost tenzometrů pro okamžitá zatížení a je tedy předpoklad jejich správné funkce i pro dlouhodobá měření.

Obr. 1 ZS4 symetrické zatížení – zavěšená část mostu
Fig. 1 LC4 symmetrical load – cable-stayed part of the bridge

Obr. 2 ZS5 nesymetrické zatížení levého mostu – zavěšená část mostu
Fig. 2 LC5 unsymmetrical load of the left bridge – cable-stayed part of the bridge

Obr. 3 Průběh poměrného přetvoření betonu v čase – řezu B, levý most
Fig. 3 Time course of concrete strain – section B, the left bridge

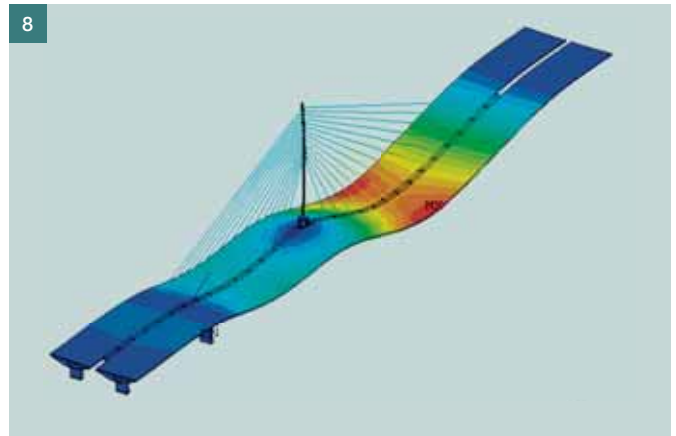
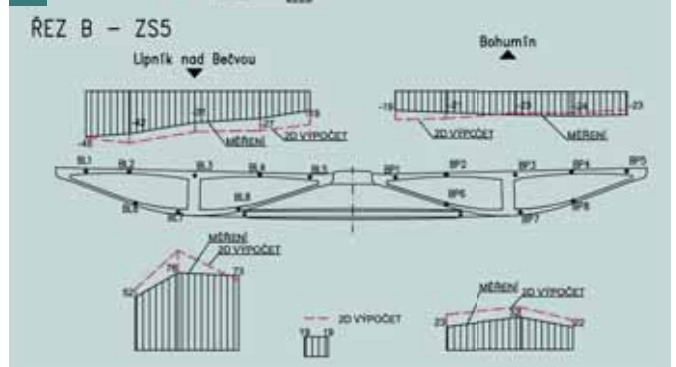
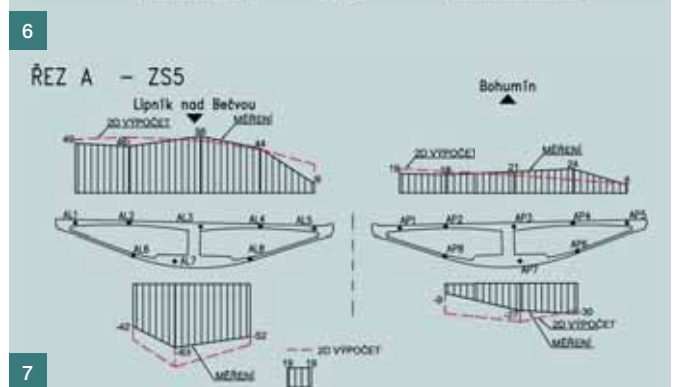
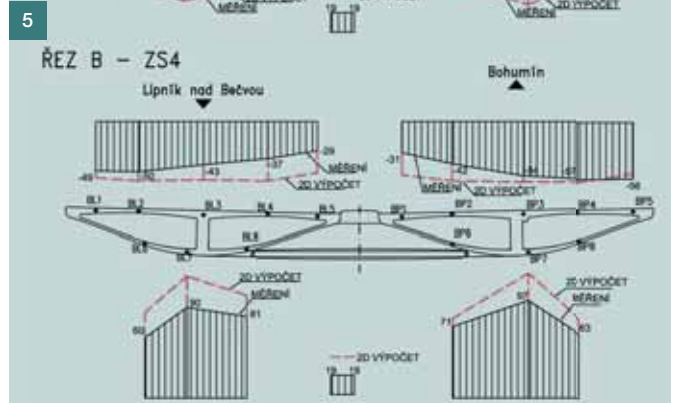
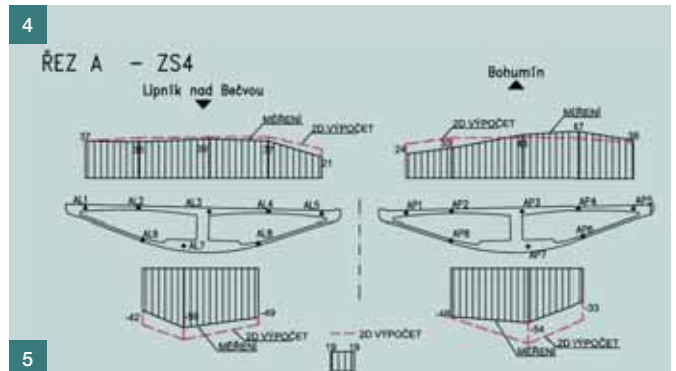
Obr. 4 Poměrná přetvoření betonu [µm/m] – řez A, ZS4
Fig. 4 Concrete strain [µm/m] – section A, LC4

Obr. 5 Poměrná přetvoření betonu [µm/m] – řez B, ZS4
Fig. 5 Concrete strain [µm/m] – section B, LC4

Obr. 6 Poměrná přetvoření betonu [µm/m] – řez A, ZS5
Fig. 6 Concrete strain [µm/m] – section A, LC5

Obr. 7 Poměrná přetvoření betonu [µm/m] – řez B, ZS5
Fig. 7 Concrete strain [µm/m] – section B, LC5

Obr. 8 Výpočtový model
Fig. 8 Analysis model



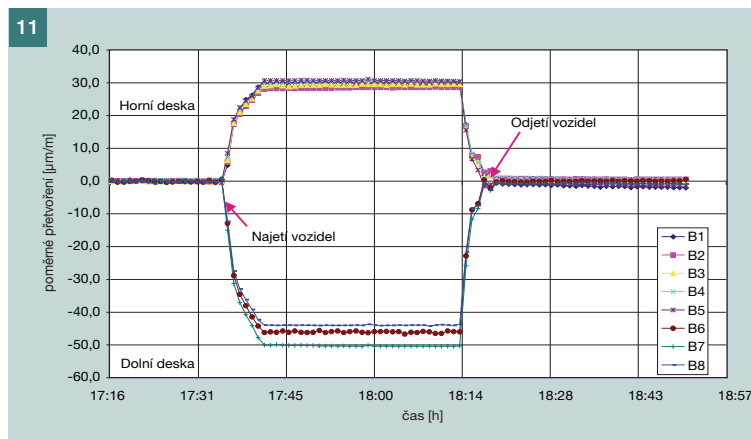
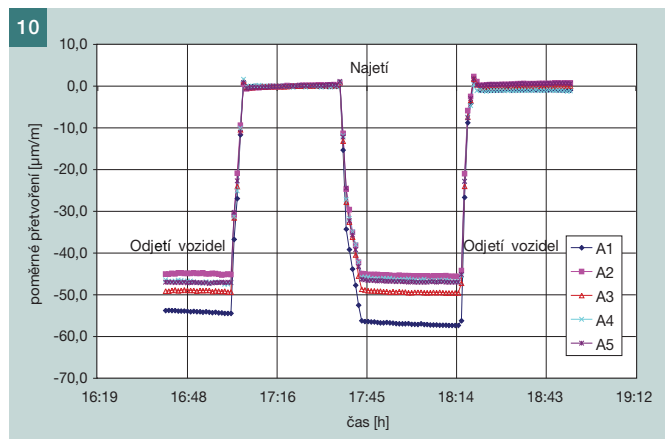
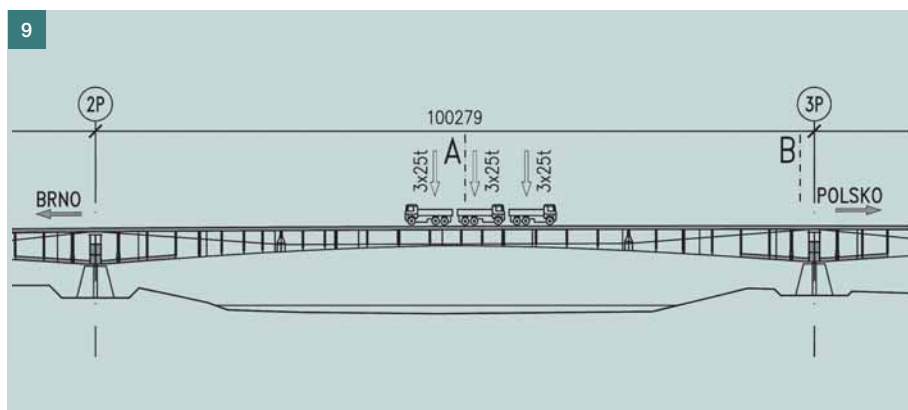
Obr. 9 Postavení vozidel v podélném směru mostu ■ Fig. 9 Positioning of trucks in the longitudinal direction of the bridge

Obr. 10 Průběh poměrného přetvoření betonu v čase – řez A, střed pole ■ Fig. 10 Time course of concrete strain – section A, mid of span

Obr. 11 Průběh poměrného přetvoření betonu v čase – řez B, podpora ■ Fig. 11 Time course of concrete strain – section B, support

Obr. 12 Průběh poměrného přetvoření betonu [μm/m] – řez A, střed pole ■ Fig. 12 Concrete strain [μm/m] – section A, mid of span

Obr. 13 Průběh poměrného přetvoření betonu [μm/m] – řez B, podpora ■ Fig. 13 Concrete strain [μm/m] – section B, support



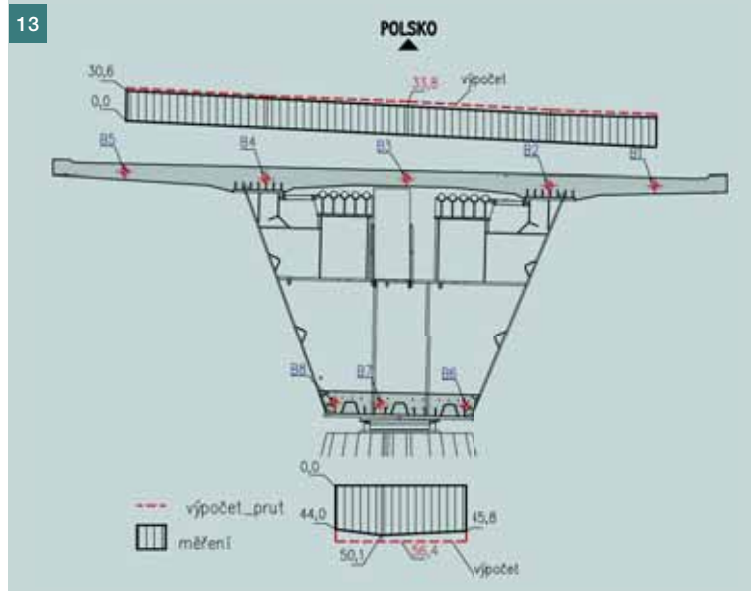
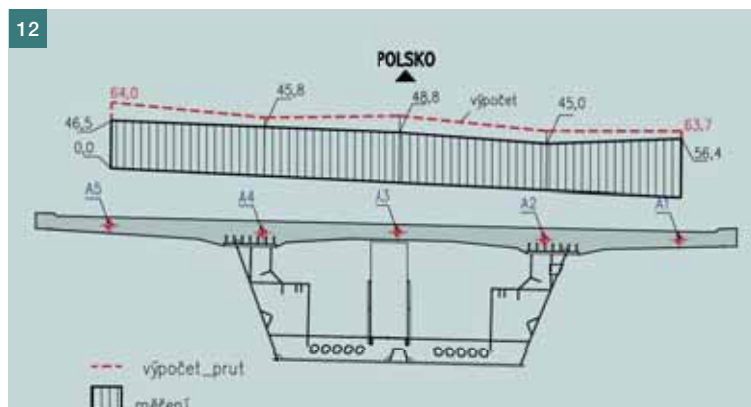
MOST PŘES OSTRAVICI

Dne 6. září 2007 se uskutečnilo měření poměrného přetvoření betonu během statické zatěžovací zkoušky pravého mostu. Měření poměrného přetvoření betonu byla prováděna jako doprovodná měření k měření průhybů mostu, které s celou zkouškou zajišťovala firma Inset. Měření bylo realizováno pro zatěžovací stav ZS1, tj. pro symetrické postavení vozidel (9 x 25 t – tři řady vozidel Tatra po třech) vyvolující maximální ohybový moment v hlavním poli mostu (obr. 9). V průběhu měření bylo sledováno přetvoření betonu hlavního pole mostu v horní a dolní desce řezu B (u podpory) a v horní desce řezu A (v poli).

Průběh poměrného přetvoření betonu na jednotlivých čidlech je uveden na obr. 10 až 11. V grafech je zřetelný počátek měření, bohužel již na zatíženém mostě (zhotovitel zkoušky nerespektoval požadavky na současný začátek měření strunovými tenzometry), jeho odtížení (stanovení výchozího stavu), opětovné najetí vozidel, ustálení (cca 30 min) a následné odtížení mostu.

K vyhodnocení chování byl použit prutový výpočtový model mostu [3]. Z výpočtového modelu byly stanoveny vnitřní síly v místě měřických řezů. Ze stanovených vnitřních sil byl pro jednotlivá čidla proveden výpočet okamžité změny poměrného přetvoření. V obr. 12 a 13 je v příčném směru mostu provedeno srovnání naměřených a vypočtených změn poměrného přetvoření.

Výsledky ukazují na velmi dobrou shodu měření a výpočtu, zejména na čidlech u podpory v horní desce (obr. 13). Nerovnoměrnost v dolní desce je způsobena prostorovým namáháním v místě ložiska. V poli (obr. 12) je v horní desce naměřena nerovnoměrnost způsobená lokálním roznosem osamělých sil od kol jednotlivých vozidel. Roznos není pochopitelně v prutovém modelu vystihnout. Lomený průběh červené čáry (výpočet) po šířce desek je dán rozdílnou



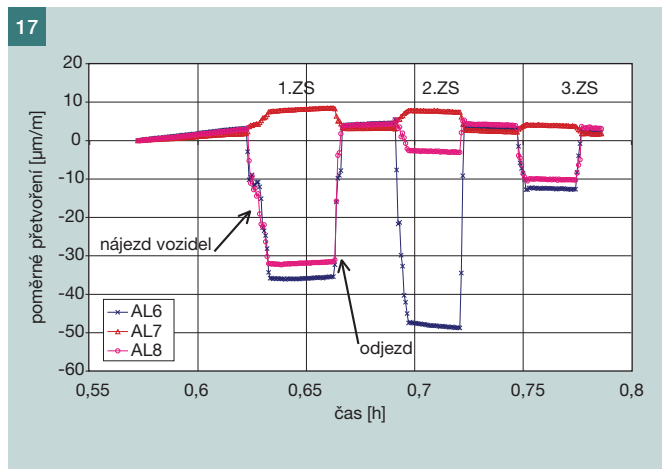
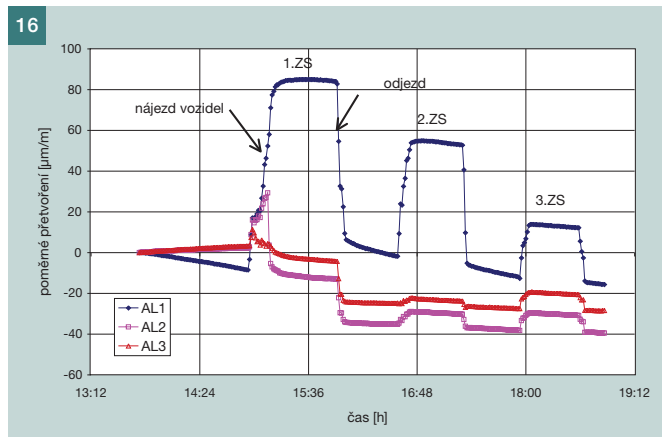
Obr. 14 Sestava aut – 1. zatěžovací stav pro extrémní kladný podélný moment (3 x 4 vozidel) ■ Fig. 14 Location of trucks – 1st loading case for the extreme positive longitudinal moment (3 x 4 trucks)

Obr. 15 Sestava aut – 2. zatěžovací stav pro kroucení (2 x 5 vozidel) ■ Fig. 15 Location of trucks – 2nd loading case for the torsion (2 x 5 trucks)

Obr. 16 Průběh změny poměrného přetvoření betonu – čidla v horní desce ■ Fig. 16 Development of concrete strain – gauges in the top slab

Obr. 17 Průběh změny poměrného přetvoření betonu – čidla v dolní desce ■ Fig. 17 Development of concrete strain – gauge in the bottom slab

Obr. 18 Pohled zesponu na horní desku v místě podpory, zvýrazněná příčná trhlinka v desce ■ Fig. 18 Bottom view on the top slab in the position of support, highlighted transverse crack in the slab



výškovou úroveň jednotlivých čidel vzhledem k těžišti průřezu. Přesnější výsledky by mohly být získány např. pomocí deskostěnového modelu.

Uskutečnění měření tenzometry během zatěžovací zkoušky umožnilo ověřit roznos zatížení do průřezu. Zejména v horní desce v řezu B, kde se neprojevují lokální účinky zatížení vozidel, ani není měření ovlivněno lokálními poruchami okolo ložiska, se zatížení rozneslo do desky rovnoměrně po celé šířce. Ukázala se tak dobrá přesnost prutového modelu, která postačovala pro ověření napjatosti mostu v rozhodujících řezech.

MOST PŘES ODRU

Dne 25. října 2007 se uskutečnila zatěžovací zkouška levého mostu ve třech zatěžovacích stavech: ZS1 pro vyvození extrémního kladného momentu v hlavním poli mostu pomocí 3 x čtyř vozidel Tatra (obr. 14), ZS2 pro vyvození extrémního kroučícího momentu s 2 x pěti vozidly na vnější straně

vozovky (obr. 15) a ZS3 vyvozující extrémní záporný moment nad podporou P3 (2 x dvě + 2 x dvě vozidla umístěná nad podporou vzdálenější od měřických řezů). Pro všechny stavy bylo provedeno měření poměrného přetvoření betonu v horní i spodní desce (řez A) u podpory a v horní desce v poli (řez B), [1].

Průběh změny poměrného přetvoření od zatížení vozidly při zatěžovací zkoušce v čase je uveden pro horní desku na obr. 16 a pro dolní desku na obr. 17. U ZS1 je horní deska v místě měřického řezu tažená a dolní tlačena. V horní desce (obr. 16) je zřejmé, že všechna čidla po najetí vozidel ukazují tahové přírůstky, u čidla AL2 a AL3 od určité úrovně namáhání tah (cca 20 μm/m) přestane růst, průběh přetvoření se otočí (na nulové hodnoty a mírně do tlaku). To si lze vysvětlit vznikem trhliny v betonu v místě obou tenzometrů a následným přerozdělením vnitřních sil. Po odjetí vozidel se již hodnoty přetvoření na čidlech A2 a A3 nevrátily na původní hodnotu. Zůstala na nich naměřená trvalá deformace.

Na obr. 18 jsou dokumentovány příčné trhliny v horní desce. Jedná se o pohled na spodní povrch desky. Trhliny se vyskytují pravidelně ve vzdálenosti cca po 300 mm. V podélném směru se jedná o železobetonovou desku (tedy bez tlakových rezerv od předpětí), vznik trhlin je tak možné vysvětlit překročením tahové pevnosti betonu. S tím bylo pochopitelně již uvažováno v projektu stavby.

Zbývající zatěžovací stavy vykazují logicky hodnoty přetvoření menší. Pochopitelně se objevuje otázka, nakolik je toto měření po vzniku trhlin v horní desce důvěryhodné. Trhliny zcela jasně výsledky měření ovlivní. Hodnota přetvoření v horní desce se u žádného stavu nikdy po odjetí vozidel nevrátila na hodnotu před najetím vozidel. Kromě vlivu vzniku trhlin je to částečně možno přisoudit i změně teploty během zatěžovací zkoušky. Bylo slunečno, zatěžovací zkouška probíhala relativně dlouho, teplota v horní desce se zvedla za dobu trvání zkoušky o 3,5 °C.

Poměrná přetvoření v dolní desce by dle předpokladů z prutového výpočtového modelu měla být od všech zatěžovacích stavů tlaková. Čidla AL6 a AL8 tlakové namáhání skutečně vykazují (obr. 16). U druhého stavu (nesymetrické postavení vozidel blíže k vnějšímu nosníku) je čidlo AL6 i logicky namáhané více než AL8. Čidlo AL7 ale ukazuje tahové namáhání, byť relativně malé. Je umístěno uprostřed dolní desky a relativně blízko vykrojení spodní desky, a tak tyto průběhy lze vysvětlit prostorovým roznosem zatížení v dolní desce.

Po provedení zatěžovací zkoušky lze konstatovat, že naměřené hodnoty u podpory v horní desce jsou výrazně ovlivněny vznikem trhlin a jejich srovnání s běžnými projekčními výpočtovými modely obtížné. Pro vyšetřování např. dlouhodobých účinků je proto možné brát v úvahu jen čidla ve spodní desce (AL6 a AL8 sledující tlakové namáhání od dlouhodobého zatížení).

ZÁVĚR

Provedená měření pomocí zabetonovaných strunových tenzometrů během zatěžovacích zkoušek mostů ukázala u dvou sledovaných mostů na dobrou shodu naměřených a vypočtených hodnot poměrného přetvoření betonu. Potvrdil se i soulad měření strunovými tenzometry a měření průhybů mostu. U třetího mostu se rozumná shoda přetvoření prokázat nepodařila, i když most bezpečně vyhověl stanoveným kritériím pro průhyb mostu.

Bylo ověřeno, že výpočty mohou být v uspokojivém souladu s měřeními za předpokladu, že v konstrukci nevznikají významné tahové trhliny. Vzniknou-li trhliny, je srovnání výpočtů a měření poměrného přetvoření značně obtížné.

U měření poměrného přetvoření betonu strunovými tenzometry není možné očekávat shodu naměřených a vypočtených hodnot v řádu jednotek procent. Jsou-li rozdíly v řádu desítek procent, je možné to považovat za velmi dobrou shodu. Měření je totiž ovlivněno řadou chyb, zejména v oblasti teplotní kompenzace. Navíc je to měření lokální, kde se počítají vlivy jak příčného směru, tak podélného. Srovnání hodnot je ovlivněno i výstižností použitého výpočtového modelu (prutový, deskostěnový, brickový apod.).

Provádění měření pomocí tenzometrů při zatěžovací zkoušce je důležité i z hlediska věrohodnosti dlouhodobého měření. Ověřuje se tím zároveň i funkčnost tenzometrů. Nelze-li totiž jednoznačně vysvětlit naměřené hodnoty od jasně definovaného okamžitého zatížení, nelze pak vysvětlit ani měření dlouhodobá.

Literatura:

- [1] Zich M.: Koncepce dlouhodobého sledování mostů na dálnici D47, Beton TKS 4/2011, str. 80–86, ISSN 1213-3116
- [2] Konečný L., Novák R., Romportl T., Stráský J.: Projekt zavěšeného mostu přes řeku Odru, sborník konference Mosty 2007, Brno 2007
- [3] Stráský J., Hustý I., Choleva J.: Composite Bridges of the Freeway D47 and D1, Structure concrete in Czech Republic 2002–2005, 2nd fib Congress, Naples 2006
- [4] Stráský J., Smejkal D., Pachtl R., Vítek T.: Most přes Odru na stavbě dálnice D47091/2, sborník konference Betonářské dny 2006, ISBN 80-903807-2-7, Hradec Králové
- [5] Zich M.: Projekty sledování jejich realizace a analýza dlouhodobého chování betonových konstrukcí, habilitační práce, FAST VUT v Brně, 2011
- [6] Komanec P., Zich M.: Zatěžovací zkoušky zavěšených mostních konstrukcí, sborník konference Mosty 2008, str. 211–218, Brno, ISBN 978-80-86604-35-0

Ukázalo se, že pro vystižení sledování chování železobetonové mostovky (s předpokládaným vznikem trhlin) bylo lépe použít tenzometry s delší základnou, např. optovláknové, nebo umístit tenzometry na ocelovou část.

Měření strunovými tenzometry při zatěžovacích zkouškách umožňují ověřit roznos zatížení, je ale vždy nutné chápat je jako doprovodná měření k měřením průhybů mostů.

U zatěžovacích zkoušek je třeba důsledně sledovat změnu teploty samotné konstrukce, nestačí jen sledovat změnu teploty vzduchu. Případná nerovnoměrná změna teploty konstrukce má nemalý vliv na chování mostu a ovlivní tak negativně výsledky měření.

Výsledky průběhů přetvoření od zatěžovací zkoušky ukazují na možnou chybu měření v důsledku dopravy na mostě, neboť pro dlouhodobá měření tenzometry se často nedá při vlastním provádění měření plně vyloučit na mostě provoz.

Poděkování:

Autoři děkují za podporu sledování mostů Ředitelství silnic a dálnic. Prezentované výsledky byly dále 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. Jan Koláček

tel.: 541 147 870, e-mail kolacek.j@fce.vutbr.cz

oba: FAST VUT v Brně

Ústav betonových a zděných konstrukcí

Veveří 95, 662 37 Brno

Ing. Miloš Zich, Ph.D.

tel.: 541 147 860, e-mail zich.m@fce.vutbr.cz



Ing. Petr Daněk, Ph.D.

FAST VUT v Brně

Ústav stavebního zkušebnictví

Veveří 95, 662 37 Brno

tel.: 541 147 492, e-mail danek.p@fce.vutbr.cz

