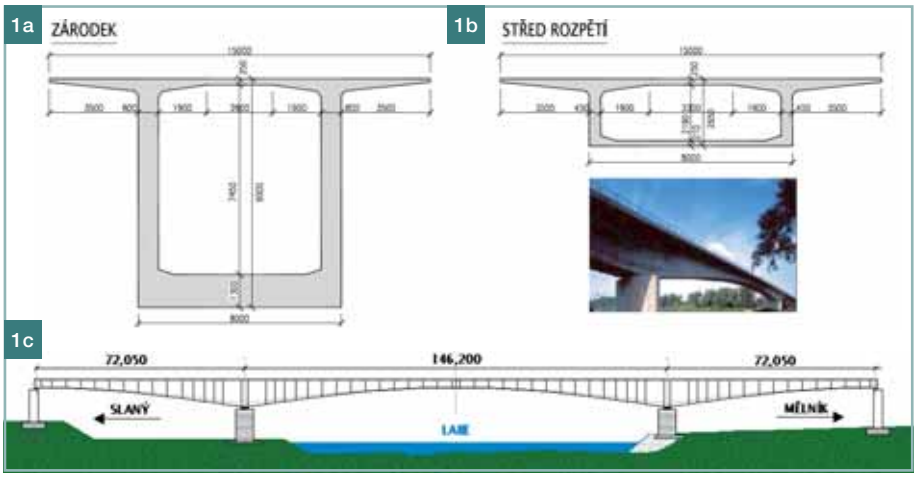
NUMERICKÉ MODELOVÁNÍ PREDIKCE VÝVOJE PRŮHYBU LETMO BETONOVANÉHO MOSTU PŘES LABE V MĚLNÍKU ▮ NUMERICAL SIMULATION OF TIME DEVELOPMENT OF DEFLECTION ON BRIDGE OVER THE LABE RIVER IN MĚLNÍK

Milan Holý, Lukáš Vráblík

Předpjaté betonové mosty velkých rozpětí typicky vykazují dlouhodobý nárůst průhybů vyvolaných kombinací působení mnoha faktorů spojených zejména s reologickými vlastnostmi dvou základních materiálů těchto konstrukcí – betonu a předpínací výztuže. Příkladem takovéto konstrukce je most přes řeku Labe v Mělníku, u kterého ani po více než dvaceti letech od uvedení do provozu nemá nárůst průhybů ustalující trend. Byla provedena studie založená na numerické simulaci chování této konstrukce, jejíž výsledky byly porovnány s výsledky prováděného měření. ▮ This paper describes the formation of the structural model of the bridge over the Labe River in Mělník which was erected using the cantilever technology. The main task of this beam-elements-model is to describe the behaviour of the structure in a most pregnant way by step-by-step time dependent analysis. The results obtained by this analysis are compared with the real data from monitoring. The bridge in Mělník is analysed because of its long-time increase of the midspan deflections.



Letmo betonovaný most v Mělníku vykazuje i po více než dvaceti letech od jeho dokončení výrazný nárůst průhybů. Jeho chování neodpovídá původním předpokladům statického výpočtu. Na mostě nejsou zřejmé žádné trhliny, které by mohly poukázat na případné poruchy. Za účelem specifikování pravděpodobné příčiny nárůstu průhybů byl v programu SCIA Engineer vytvořen výpočetní model. Proběhlo ladění parametrů modelu, jehož snahou bylo výsledky výpočetní predikce co nejvíce přiblížit k výsledkům měření na reálné konstrukci.

POPIS KONSTRUKCE MOSTU A PROVEDENÉHO MĚŘENÍ

Řešenou konstrukcí je most převádějící komunikaci I/16 přes řeku Labe v Mělníku (obr. 1). Most byl navržen jako spojitý nosník o rozpětí polí 72,05 + 146,2 + 72,05 m. Jeho výstavba probíhala v letech 1991 až 1993 a v září v roce 1994 byl uveden do provozu. S rozpětím hlavního pole 146,2 m byl největším letmo betonovaným mostem v České republice do roku 2011, kdy ho překonal most přes Labe v Litoměřicích. Nosná konstrukce je tvořena předpjatým komorovým nosníkem s proměnnou výškou (nad podporami 9 m až po 2,65 m v poli).

Popis výstavby mostu

Jako technologie výstavby byla použita letmá betonáž v symetrických konzolách. Výstavba mostu byla zahájena od levého vahadla. Po zhotovení opěr a pilířů byl nejdříve na skruži vybetonován zárodek nad vnitřní podporou a následně také koncová část mostovky nad levou krajní podporou. Na obě strany zárodku byly osazeny betonážní vozíky. Komorový průřez každé lamely byl betonován vždy ve dvou fázích. V první fázi se zhotovilo dno a stěny nosníku, v druhé fázi byla dobetonována deska mostovky. Po dosažení pevnosti betonu nové lamely potřebné k její aktivaci byla napnuta čtveřice konzolových předpínacích kabelů vedených při horním povrchu průřezu. Betonážní vozíky byly potom přesunuty a nastaveny do bednicí polohy pro betonáž dalších lamel, která byla prováděna analogicky.

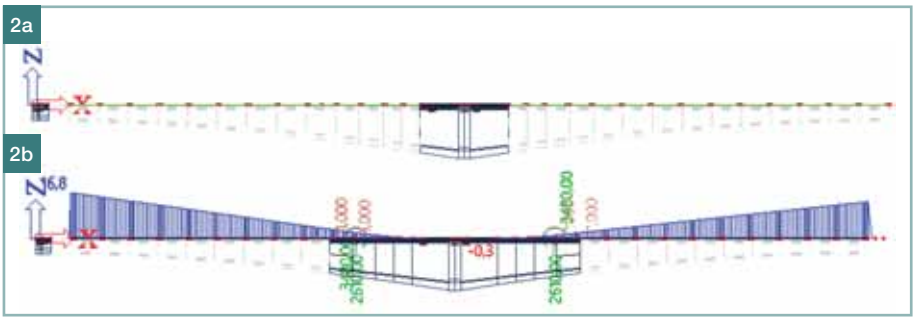
Výroba prvních pěti lamel probíhala v symetrických konzolách. Konstrukce vahadla musela být během výstavby montážně podepřena, aby byla zajištěna její stabilita. Vzhledem k rostoucí délce oboustranné konzoly muselo být toto podepření během výstavby měněno. Protože se hlavní pole mostu nachází celé nad vodou, další montážní podpora byla umístěna již jen na nábřežní straně. Aby byla nadále zajištěna stabilita, musela být šestá lamela zhotovena pouze v krajním poli. U dalších lamel probíhala potom betonáž již zase na obou stranách symetricky. Pravé vahadlo bylo vyrobeno analogicky k levému.

Vahadla byla po jejich zhotovení spojena dobetonávkou. Následně byly napnuty horní „zmonolitňující“ kabely a kabely při spodním povrchu ve všech polích. Průběžně s předpínáním byly dokončeny mostní římsy a položeno vozovkové souvrství.

Monitorování konstrukce

Letmo betonované mosty jsou obzvláště typické dlouhodobým vývojem deformací v čase, proto byla konstrukce na popud ŘSD od jejího zhotovení monitorována. Případné rozdíly ve vývoji deformací zjištěné oproti statickému výpočtu mohou na konstrukci odhalit např. místa s trhlinami, v jejichž důsledku dojde k lokálnímu snížení tuhosti. Z vyhodnocení výsledků sledování je patrné, že ani dvaceti letech od uvedení do provozu nedochází k ustalování nárůstu deformací. Most byl po uvedení do provozu z důvodů neočekávaného průběhu vývoje průhybů již vícekrát zpětně analyzován. Zejména bylo zkoumáno působení a vedení předpínacích kabelů. Na konstrukci byly použity čtyři skupiny předpínacích kabelů: horní kabely konzolové, horní kabely zmonolitňující, dolní kabely krajního pole a dolní kabely středního pole. Dle [2] bylo dokázáno, že umístění dolních kabelů krajního pole a poloha kotvení některých konzolových kabelů působí nepříznivě na vývoj průhybů v hlavním poli.

V současné době žádné měření mostu již neprobíhá. Realizováno bylo pou-



Obr. 1 Schéma mostu přes Labe v Mělníku: a) příčný řez nad podporou, b) příčný řez v poli, c) podélný řez ▮ Fig. 1 Scheme of the bridge over the Labe River in Mělník: a) cross section above the support; b) mid-span cross section; c) longitudinal section

Obr. 2 a) Přidání první fáze průřezů celého vahadla, b) průhyb vahadla po aktivaci 4. lamely, třetí fáze výstavby 4. lamely [mm] ▮ Fig. 2 a) Activation of the first cross section stage, b) cantilevers deflection after the fourth lamella activation, third construction stage of the fourth lamella [mm]

ze zaměření celého tvaru nosné konstrukce (získání tvaru průhybové čáry) s cílem pomocí výsledků těchto měření a matematické analýzy odhalit případné poruchy konstrukce [4]. Snahou autorů je ve spolupráci s ŘSD opět zavést detailní měření, navazující na práci Ing. Vodsloně [6], z kterých by bylo možné sledovat vývoj dlouhodobých deformací této konstrukce a případně včas přejít k možným nápravám.

VÝPOČETNÍ MODEL KONSTRUKCE

Pro prezentovanou výpočetní simulaci byl využit prutový 2D model, který respektuje celý skutečný průběh výstavby, aby vystihl reálné chování letmo betonované konstrukce významně ovlivněné právě procesem výstavby. Konstrukce byla proto modelována pomocí časově závislé analýzy (TDA) a fází výstavby v programu SCIA Engineer 2013.

Modul fáze výstavby a provozu umožňuje obecné modelování postupu výstavby, to znamená postupné přidávání všech prvků (jednotlivých lamel, předpínacích kabelů, podpor) a zatěžovacích stavů do konstrukce na základě skutečného časového harmonogramu výstavby. Modul TDA byl vyvinut pro analýzu účinků dotvarování a smršťování betonu, které jsou v případě letmo betonované konstrukce velmi zásadní. Konstrukce prochází během výstavby různými statickými systémy, mění se okrajové podmínky, jsou přidávány nové prvky při postupné betonáži a je měněn způsob podepření. Betonové prvky i jednotlivé části průřezů mají různé stáří, dochází k postupnému zatěžování a odtěžování konstrukce a je realizováno předpětí.

„Rozfázování“ průřezů nosné konstrukce

Jednotlivé lamely jsou tvořeny prutovými makroprvky s proměnným průřezem. Komorové průřezy byly definovány jako trojfázové, ačkoliv byla betonáž lamel prováděna na dvě části. První fáze je speciálně vytvořena pro zajištění správné návaznosti nově přidávaných lamel a je popsána v dalších odstavcích. Druhá a třetí fáze průřezu odpovídají oběma betonovaným částem komorového průřezu, druhou fázi tedy tvoří spodní deska se stěnami a třetí fázi horní deska mostovky (obr. 3a). Každá fáze průřezu je v podélném směru modelována samostatným konečným prvkem na excentricitě, u obou fází je tedy spočteno dotvarování a smršťování betonu zvlášť. Při časové analýze se potom projeví mezi dvěma různými fázemi průřezu redistribuce napětí. Je tedy možné zohlednit projevy diferenčního smršťování, které má nezanedbatelný vliv na vývoj průhybů (zejména v konzolovém stadiu výstavby), kdy dochází k odsunutí jejich nárůstu do pozdějších období. Rozdílná rychlost smršťování se projevuje nejvíce v oblasti u podpor, kde je spodní deska průřezu výrazně tlustší než horní deska.

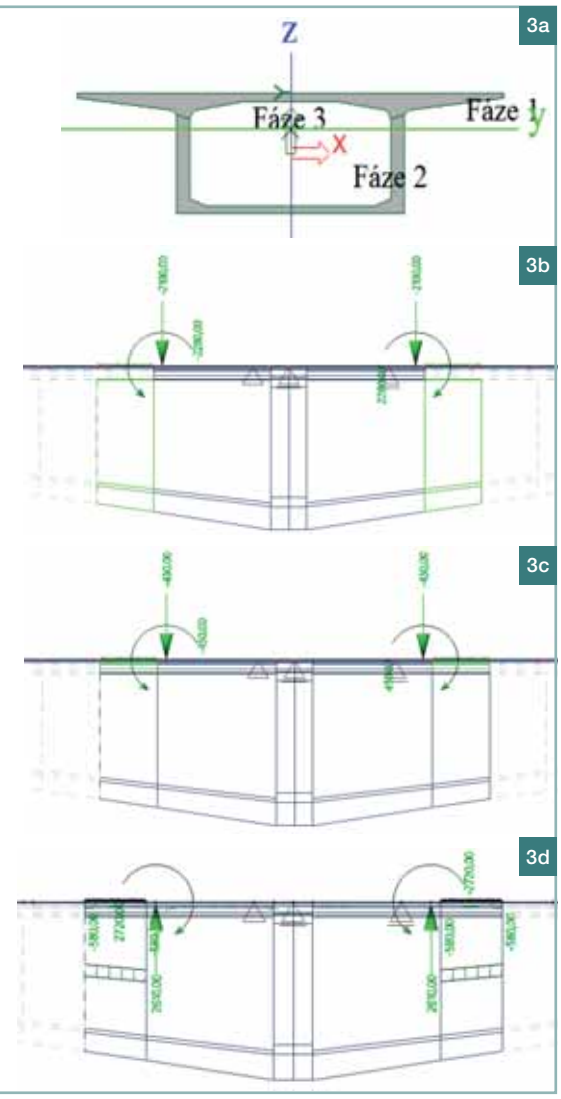
Jednotlivé pruty jsou definovány vždy dvěma průřezy, mezi nimiž je lineární přechod. Při výstavbě letmo betonovaného mostu byla aplikována tzv. **betonáž do tečny**. Tento postup vystihuje reálný stav během realizace takovéto konstrukce. Nová lamela je betonována ve směru tečny k průhybové čáře v okamžiku její instalace. Výsledné vypočtené deformace tvoří ve všech montážních i provozních stavech hladkou křivku, což představuje výhodu tohoto způsobu betonáže. Dlouhodobé průhyby lze potom korigovat např. pomocí předepsání nadvýšení. Ve výpočetním modelu je třeba provést speciální úpravy pro zajištění správné návaznosti nově přidávaných lamel ve směru tečny. V modelu byla použita speciálně vytvořená první fáze průřezu modelovaná tenkou ocelovou deskou při horním povrchu konstrukce tak, aby její plocha odpovídala zhruba 2 % plochy průřezu. Tato vrstva tedy simuluje svojí plochou betonářskou výztuž a zároveň má sama o sobě minimální ohybovou tuhost, tudíž do modelu není přidáváno ve skutečnosti nic „navíc“. První fáze všech průřezů celého vahadla je aplikována do modelu v čase po vybetonování zárodku, respektive v čase před započetím letmé betonáže (obr. 2a).

První fáze průřezů je zadávána s nulovou hmotností, tudíž se neprohýbá vlastní tíhou. Po vybetonování lamely a jejím předepnutí se na konci betonové konzoly vyskytuje nenulové pootočení. Pomocná pokračující konzola dalších lamel zajistí, že bude nová lamela přidána právě ve směru tečny ke konci již zhotovené konzoly (obr. 2b).

Etapizace výstavby

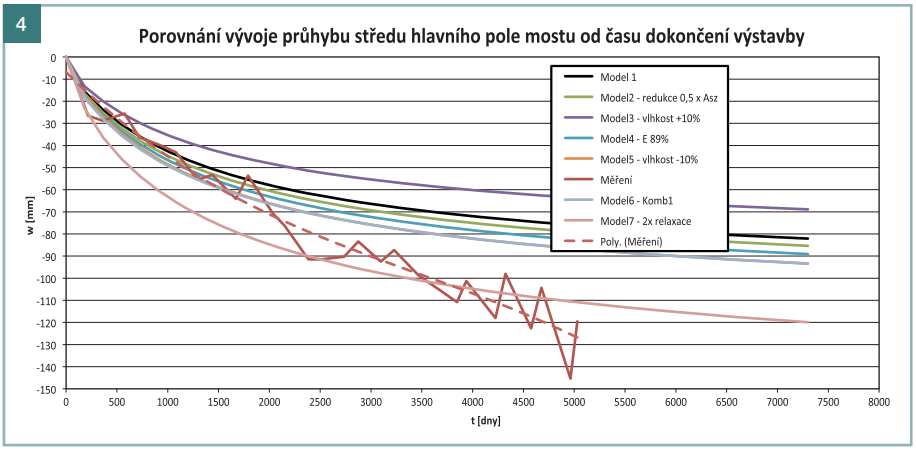
Přidání nové dvojice lamel je po zadání první fáze průřezů vahadla modelováno vždy třemi fázemi výstavby. V okamžiku betonáže má lamela nulovou tuhost, proto není možné aplikovat zatížení vlastní tíhou. Ve skutečnosti je vlastní tíha nové lamely přenášena konstrukcí betonážního vozíku do předchozího segmentu. Zatížení se proto musí do konstrukce aplikovat pomocí osamělých sil. V první fázi je konec vahadla zatížen svislou silou a ohybovým momentem reprezentujícími zatížení betonážním vozíkem a hmotností čerstvého betonu spodní části průřezu (obr. 3b). Ve druhé fázi je konec vahadla zatížen svislou silou a ohybovým momentem reprezentujícími zatížení hmotností čerstvého betonu horní části průřezu (obr. 3c). Vzhledem k tomu, že zatěžovací stavy z předchozích fází výstavby se přičítají k následujícím, je nutno při zadání vlastní tíhy pomocí spojitého liniového zatížení ve třetí fázi ještě odtížit konstrukci sumou zatížení předchozích dvou fází. V tomto okamžiku jsou také aktivovány konzolové předpínací kabely vedené při horním povrchu nosné konstrukce (obr. 3d).

Momenty a bodové síly nejsou zadávány přímo do koncového uzlu konzoly, aby nedošlo k ovlivňování průhybů pokračujícího pomocného vahadla tvořeného ocelovou první fází průřezů. Koncový uzel již vybetonované části vahadla je pro oba pruty společný a při výpočtu pomocí MKP by mohlo dojít k nežádoucímu přenesení části zatížení i do ještě nevybetonované části va-



Obr. 3 a) Fáze průřezu, b) betonáž spodní části průřezu, ekvivaletní zatížení, c) betonáž horní části průřezu, ekvivaletní zatížení, d) aktivace nové lamely, ekvivaletní odtížení a zatížení vlastní tíhou při odbednění – předepnutí konzolových kabelů při horním povrchu konstrukce ▮ Fig. 3 a) Construction stages of cross section, b) casting of the bottom part of cross section, equivalent loading, c) casting of the upper part of cross section, equivalent loading, d) new lamella activation, equivalent unloading and loading – prestressing of cantilevers cables

Obr. 4 Graf vývoje průhybů ▮ Fig. 4 Time development of mid-span deflection



Tab. 1 Porovnání výsledků výpočetní predikce a měření ▮ Tab. 1 Comparison between computational prediction and measurement results

	Deformace v čase UDP [mm]	Deformace po 14 letech od UDP [mm]	Přírůstek deformace od UDP [mm]	Přírůstek oproti modelu 1 [mm]	Přírůstek oproti měření [mm]
Měření	275,4	147,4	-128	-51,6	0
Model 1	-62,4	-138,8	-76,4	0	51,6
Model 2	-66,5	-146	-79,5	-3,1	48,5
Model 3	-63,1	-127	-63,9	12,5	64,1
Model 4	-59	-142	-83	-6,6	45
Model 5	-63,4	-150,4	-87	-10,6	41
Model 6	-60	-147	-87	-10,6	41
Model 7	-79,7	-191	-111,3	-34,9	16,7
Pozn.: skutečná konstrukce během výroby nadvýšena.					

hadla, a tím vyvolat její průhyb. Osamělé síly jsou proto aplikovány ve vzdálenosti 0,5 m od kraje do předem přidaných uzlů.

Po nadefinování celé konstrukce a všech fází výstavby lze přistoupit k výpočtu. Analýza fází je založená na postupném výpočtu, kdy je časový úsek rozdělen na podintervaly jednotlivými časovými uzly. V každém časovém uzlu je konstrukce řešena metodou konečných prvků.

Parametry výpočtu

Snahou provedené výpočetní simulace predikce vývoje průhybů středu hlavního pole bylo identifikovat rozhodující parametry modelu v běžně dostupném a používaném výpočetním softwaru, aby výsledky této predikce co nejvíce odpovídaly naměřeným datům z monitoringu. Jedná se zejména o relaxaci předpínací výztuže, dotvarování a smršťování betonu. Predikce těchto reologických jevů je všeobecně obtížná, protože jsou závislé na mnoha faktorech materiálu i vnějšího prostředí. Model byl vytvořen v několika variantách s pozměněnými parametry, aby bylo zřetelné, jaký mají tyto dílčí faktory vliv na vývoj průhybů celé konstrukce. Byl tedy porovnáván vliv změny jednotlivých parametrů na vývoj průhybů hlavního pole od času uvedení mostu do provozu. Porovnání jednotlivých variant s naměřenými hodnotami je zobrazeno na obr. 4, jednotlivé varianty jsou popsány v dalších odstavcích.

Výchozí varianta modelu (**Model 1**) byla uvažována se specifikací materiálů dle aktuálně platných norem ČSN EN 1992-1-1 a ČSN EN 1992-2. Beton nosné konstrukce byl zadán jako C35/45 s modulem pružnosti 34,1 GPa, předpínací výztuž 1770-15,5 s modulem pružnosti 195 GPa napínána na napětí 1 440 MPa. Bylo zvoleno relaxační chování třídy 1 dle ČSN EN 1992-1-1 tzn. normální relaxace. Vlhkost okolního prostředí byla stanovena hodnotou 70 %. Průřezové charakteristiky byly uvažovány bez zohlednění vlivu smyku.

Z důvodu vlivu smyku musí být provedena úprava tuhosti konstrukce. U komorového průřezu dochází ke smykové deformaci stěn a smykovému ochabnutí. Tyto jevy je u prutového modelu nutno zohlednit úpravou průřezových charakteristik. Běžně používanou redukci momentu setrvačnosti na základě koncepce spolupůsobících šířek desek je v případě předpjaté konstrukce nesprávné použít, protože to znamená stejné ovlivnění průhybů od zatížení, která smykové ochabnutí vyvozují a která jej nevyvozují (např. předpětí). U komorových průřezů lze výhodně aplikovat postup založený na redukci smykových ploch průřezu (plochy stěn průřezu), kterým lze dosáhnout prakticky totožné výsledky jako pomocí přesných výpočtů. Redukce smykových ploch je vázána na přítomnost a gradient smykové síly a respektuje tedy rozložení zatížení na konstrukci i okrajové podmínky. Ve variantě **Model 2** byla zjednodušeně provedena redukce smykových ploch u všech adekvátních průřezů na polovinu ve snaze analyzovat vliv tohoto faktoru. Z grafu na obr. 4 je pa-

trné, že úprava smykových ploch nemá na vývoj průhybu velký vliv.

Dle předpokladů projektu byl použit beton B400 s normovou hodnotou modulu pružnosti 36 GPa. Při uvážení čerpaného betonu se uvažovala redukce jeho velikosti o 15 % na 30,6 GPa. V **Modelu 4** byla tato hodnota modulu pružnosti aplikována.

Program Scia Engineer umožňuje počítat dotvarování a smršťování pouze na základě normových doporučení. Velikost projevů dotvarování a smršťování lze například provést pomocí úpravy vlhkosti. V **Modelu 3** byla zvýšena vlhkost okolního prostředí o 10 % na 80 % a v **Modelu 5** naopak o 10 % snížena na 60 %. Je zřejmé, že při vyšší vlhkosti je nárůst průhybů nižší. Zajímavé by bylo zadat různou vlhkost pro hlavní a krajní pole mostu. Hlavní pole mostu se nachází nad vodou, a tedy zřejmě i ve vlhčím prostředí než obě krajní pole. Toto bude součástí dalších předpokládaných analýz.

Dalším parametrem, který výrazně ovlivňuje chování předpjaté konstrukce, je relaxace předpínací výztuže. Relaxační chování je do programu možné zadávat ručně, lze tedy např. použít i upravený model dle podkladů dodavatele předpínací výztuže. Bylo ovšem zjištěno, že použitá předpínací výztuž vykazuje mnohem horší relaxační vlastnosti, než s jakými bylo v původním statickém výpočtu uvažováno. V **Modelu 7** byla proto uvažována relaxace dvojnásobnou hodnotou oproti normální relaxaci dle ČSN EN. Čára vývoje průhybu se blíží naměřeným hodnotám.

Na závěr byla vytvořena varianta modelu, která by měla vystihovat skutečnou konstrukci – **Model 6** – uvážena byla redukce smykových ploch adekvátně k průběhu posouvajících sil, modul pružnosti betonu byl snížen na hodnotu pro čerpaný beton. Podporové průřezy jsou zejména při spodních vláknech vysoce přetlačené, v těchto oblastech dochází k vyššímu dotvarování spodní části průřezu, které vede k lokálnímu natočení průřezů nad podporou. Modul pružnosti betonu zárodků byl proto snížen na hodnotu 65 %.

Literatura:

[1] NAVRÁTIL, J. Použití modulu TDA pro analýzu postupně budovaných mostů. In: *Modelovanie stavebných konštrukcií*, SCIA SK a Slovenská komora stavebných inženierov, 2001

[2] VRÁBLÍK, L., KŘÍSTEK, V. Optimalizace vedení kabelů pro účinné omezení průhybů velkých mostů z předpjatého betonu. In: *10. mezinárodní sympozium Mosty 2005*, Sekurkon, Brno, 2005, s. 271–275

[3] KŘÍSTEK, V., VRÁBLÍK, L. Excessive Deflections of Long-span Concrete Bridges – Tricky Tendons. In: *2nd CCC Congres* Hradec Králové. 2006, ČBS ČSSI, 2006, s. 216–221

[4] VRÁBLÍK, L., ŠTRONER M., URBAN R. Zaměření tvaru nosné konstrukce mostu přes Labe v Mělníku. *BETON TKS*. 2008, roč. 8, č. 4, s. 84–87. ISSN 1213-3116

[5] CIESLAR, P., ZAORAL, P. *Projekt RDS mostu na silnici I/16 přes Labe u Mělníka*. SSŽ, s. p., Projektová správa, 09/1990

[6] VODSLOŇ, J. *Časový vývoj trvalých průhybů velkých mostů z předpjatého betonu*. Zprávy o výsledcích dlouhodobých sledování vybraných mostů pozemních komunikací za roky 1995–2007

ZÁVĚR

Záměrem studie dílčích faktorů ovlivňujících dlouhodobé chování letmo betonované konstrukce bylo využít relativně jednoduchý výpočetní model zpracovaný v běžně dostupném výpočetním programu. Modifikacemi vstupních parametrů byla hledána taková přijatelná kombinace, která přiblíží predikci vývoje průhybu analyzované konstrukce co nejvíce výsledkům provedených měření.

Jako zcela rozhodující faktor se ukázala relaxace předpínací výztuže. Toto potvrzuje již dříve avizovaný fakt, že dle původně platných norem pro navrhování předpjatých konstrukcí byl časový vývoj a finální velikost relaxace předpínací výztuže velmi podceněn.

S ohledem na důležitost analyzované konstrukce je snahou autorů znovu začít s jejím systematickým měřením a sledováním. Stejně tak bude provedena důkladná prohlídka konstrukce, aby bylo možné odhalit její případné poruchy, které by mohly ovlivňovat vývoj deformací.

Výsledky byly získány v rámci řešení projektu CESTI – „Centrum pro efektivní a udržitelnou efektivní dopravu“ podporovaného Technologickou agenturou ČR.

Ing. Milan Holý
e-mail: milan.holy@fsv.cvut.cz

doc. Ing. Lukáš Vráblík, Ph.D.
e-mail: lukas.vrablik@fsv.cvut.cz

oba: Fakulta stavební ČVUT v Praze
Katedra betonových
a zděných konstrukcí
tel.: 224 354 365

Ověřte Vaši konstrukci programem ATENA!

Připojte se ke špičkovým inženýrům, kteří používají počítačovou simulaci pro kontrolu a navrhování bezpečných a spolehlivých staveb.

Nabízíme:
- jedinečný software pro nelineární analýzu a hodnocení bezpečnosti - programy ATENA Engineering, ATENA Science, SARA
- uživatelskou podporu a údržbu
- poradenství v oblasti nelineárních výpočtů a spolehlivosti konstrukcí

Použití pro:
- mosty, budovy, energetické, vodohospodářské a podzemní stavby
- prostý a vyztužený beton, drátkobeton, vláknobeton
- stanovení šířky trhlin, průhybů, optimalizaci výztuže
- ověření únosnosti, odolnosti, spolehlivosti, zesilování konstrukcí

Červenka Consulting s.r.o. • Na Hřebenkách 55 • 150 00 Praha 5
Tel.: +420 220 610 018 • E-Mail: cervenka@cervenka.cz • Web: www.cervenka.cz

ČERVENKA CONSULTING
Concrete Engineering & Software Solutions

Firemní prezentace