

# VLÁKNOBETON DESKY MOSTOVKY SPŘAŽENÉHO OCELOBETONOVÉHO MOSTU PŘES LOCHKOVSKÉ ÚDOLÍ

## ■ FIBRE CONCRETE OF THE DECK SLAB OF THE COMPOSITE STEEL AND CONCRETE BRIDGE OVER LOCHKOV VALLEY



1

**Karel Dahinter, Jiří Kolísko, Vítězslav Vacek, Otakar Vich, Pavel Mařík, Jiří Šťastný, Pavel Macháček**

Spojité rámové mosty na pražském silničním okruhu má komorovou spřaženou ocelobetonovou nosnou konstrukcí. Železobetonová deska mostovky má přísadu polypropylenových vláken a hlavní podélnou betonářskou výztuž stykovanou kónickými šroubovými spojkami. ■ The continuous frame bridge on the motorway ring around Prague has composite steel and concrete box superstructure. The reinforced concrete deck slab has polypropylene-fibres admixture and taper-threaded splicing system for main longitudinal reinforcing bars.

Spřažené ocelobetonové mosty v současné době zaujímají stále významnější místo v mostním stavitelství. Problémem, který po určitou dobu bránil rozvoji spojitých spřažených konstrukcí, byly momenty nad podporami, které vyvolávaly tahová napětí v betonové desce a s nimi související příčné trhliny. Omezit tahová namáhání desky nad podporami je možno vhodným stavebním postupem, tzv. „poutnickým krokem“, kdy jsou nejdříve betonovány střední části polí a následně části nadpodporové. Přesto i v těchto případech trhliny vznikají a jediným řešením jejich plného odstranění je vhodné předpětí, které je však používáno spíše výjimečně.

V příčném směru může deska působit opět jako železobetonová, což z hlediska pravděpodobnosti výskytu maximálního normového zatížení představuje příznivější situaci, a proto obvykle menší výskyt trhlin – podélných. Jejich omezení, resp. vyloučení, se provádí analogicky, příčným předpětím.

U spřažených ocelobetonových konstrukcí lze pozorovat i třetí druh trhlin, různého směru, vyvolaných odlišným reologickým chováním časově neměnné oceli a smršťujícího se a dotvarujícího betonu. Jejich výskyt lze omezit správnou konzistencí betonové směsi, jejím dokonalým zpracováním při ukládání a ošetřováním čerstvého betonu. Navíc lze použít speciální příměsi, přísady a technologie pro zvýšení odolnosti a pevnosti povrchové vrstvy nebo celé betonové části.

Problematikou spojitých spřažených ocelobetonových konstrukcí se v SRN po řadu let zabýval Prof. Leonhardt.

Prováděl dynamické zkoušky oblasti záporných ohybových momentů u těchto konstrukcí, kdy bylo po  $2 \times 10^6$  cyklech zatížení zjištěno, že stav napjatosti v desce vyhovuje namáhání železobetonu ve stavu II, šířka trhlin byla do 0,2 mm a vzdálenosti cca 150 mm. Následná statická zkouška mezní únosnosti potvrdila dosažení plného zplastizování betonu desky a odpovídající velikosti mezního momentu [1].

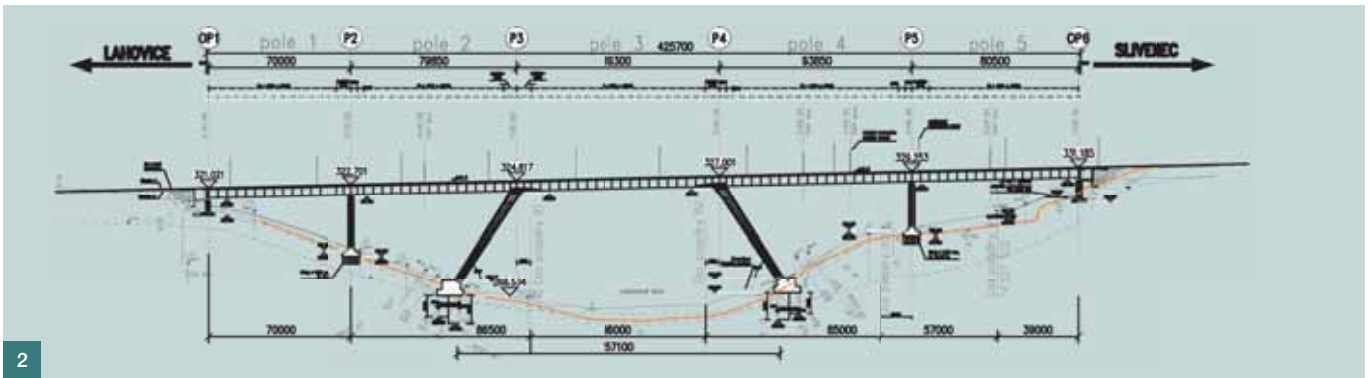
První aplikací těchto poznatků v SRN byl most Werratal na dálnici A7 u Heidemünden z roku 1990, délky 416 m, s poli  $80 + 2 \times 96 + 80 + 64$  m, který předznamenal sérii mostů tohoto typu, stavěných zejména při rekonstrukci silniční infrastruktury v bývalých východních zemích SRN. K nim lze přiřadit most Nantenbach přes Mohan z roku 1994, s dolní betonovou deskou nad pilíři, který je s rozpětím 208 m největším nosníkem na celé síti rychlostních železnic v SRN. Stručný přehled příslušné literatury je uveden v [2].

Řada spřažených ocelobetonových mostů různého konstrukčního uspořádání byla postavena i u nás, přehlednou informaci o vývoji těchto konstrukcí spolu s další literaturou uvádí Prof. Stráský [3].

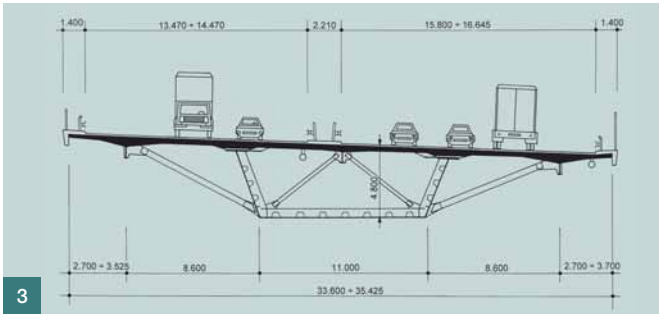
Shora uvedený přístup k betonové desce mostovky a případným dalším betonovým částem nosné konstrukce odpovídá klasickému pojetí železobetonu, ale nespĺňuje požadavky na jeho trvanlivost v současných provozních podmínkách, a tím i na životnost mostních konstrukcí. Proto již koncem minulého století byly vypracovány speciální předpisy, které měly garantovat stoletou životnost pro velké mosty a další mimořádné stavby, jejichž provozní výluka by kromě finančních nákladů znamenala i komplikace v dopravní situaci.

Jednou z podmínek této garance je omezení průchodnosti vody s rozpuštěnými solemi i v případě poškození vozovkového souvrství nebo od exhalací apod., což přináší zostření požadavku na šířku trhlin v betonu do 0,1 mm.

Jiným řešením je projekt desky mostovky v úpravě umožňující její úplnou obnovu po polovinách, a to během provozu po druhé polovině mostu. Příkladem je most Thyratal na dálnici A38 v SRN, o délce 1 150 m, s poli 70 až 90 m, který byl uváděn zhotoviteli mostu přes Lochkovské údolí jako referenční [4].



2



3

Obr. 1 Vizualizace mostu ■ Fig. 1 Visualisation of the bridge

Obr. 2 Technologický podélný řez ■ Fig. 2 Technological elevation

Obr. 3 Příčný řez nosnou konstrukcí ■ Fig. 3 Cross section of the superstructure

Obr. 4 Letecký pohled na most během výstavby ■ Fig. 4 Aerial view of the bridge under construction

### TECHNICKÉ ŘEŠENÍ MOSTU

Přemostění Lochkovského údolí o délce 425,1 m a šířce 34,28 až 36,125 m, vzpěradlovým rámem s rozpětím hlavního pole 157,1 m a s poli spojitě nosné konstrukce 70 + 79,85 + 99,3 + 93,85 + 80,5 m, bude od letošního roku mostem s největším rozpětím na celé dokončené části pražského silničního okruhu. Dle původního návrhu, dokumentace pro stavební povolení i zadání stavby, měl být most kompletně ocelový s ortotropní mostovkou (obr. 1).

Sdružení zhotovitelů navrhlo při zpracování realizační dokumentace variantní řešení – ocelobetonovou spáženou nosnou konstrukci konstantní výšky a šikmé stojky ze železobetonu. K návrhu „technické modifikace řeše-

ní“ i jejímu přijetí objednatelem byly tři hlavní důvody:

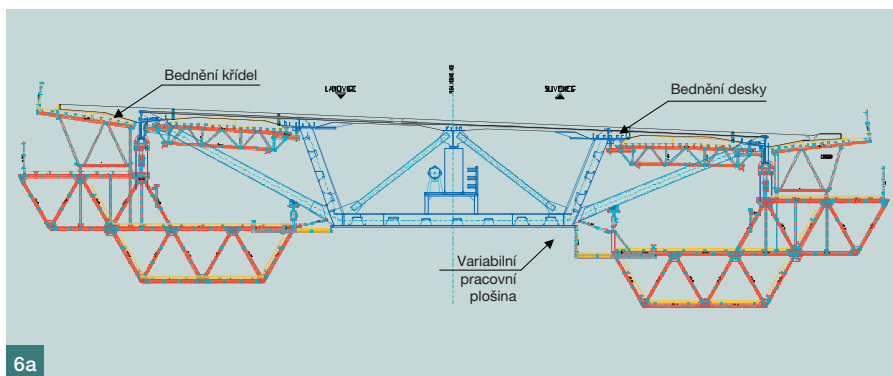
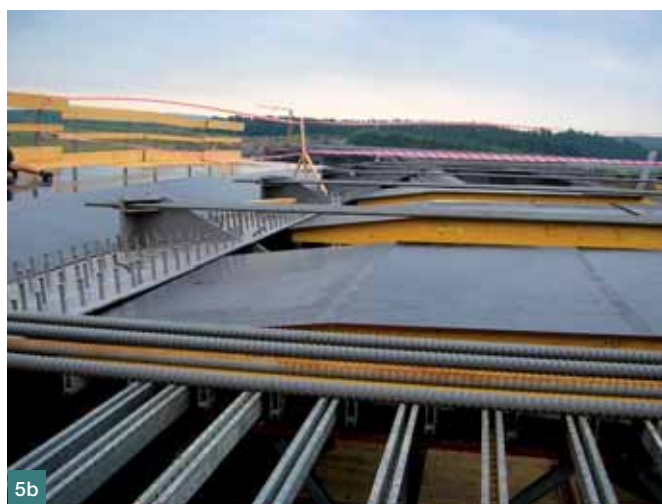
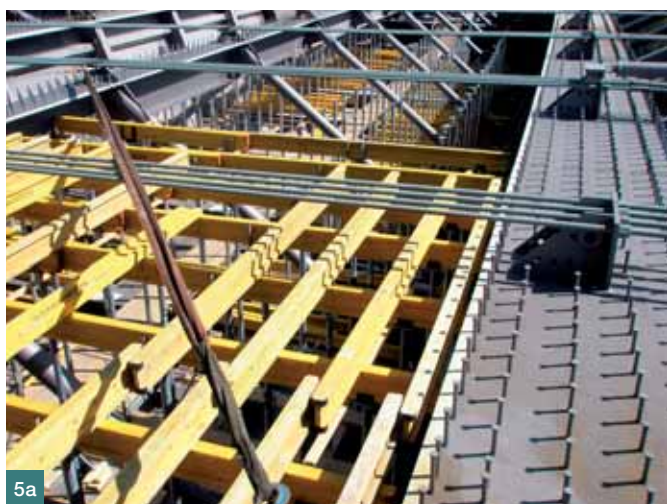
- ekologie – zmenšení stavební činnosti v údolí;
- technologie – zjednodušení a zrychlení montáže ocelové nosné konstrukce, původně navržené na podpěrné skruži, postupným výsuvem a následnou betonáží desky;
- provozní stav mostu – železobetonová deska mostovky je obecně vhodnější podklad pro mostní svršek, než ocelová ortotropní mostovka.

Projekt i výstavba mostu, speciálně výroba a montáž ocelové konstrukce, ale i beton, byla již podrobně popsána v řadě odborných článků a příspěvků [5] až [10]. Zde je pro informaci a lepší orientaci uvedena dispozice mostu a základní geometrické a materiálové údaje týkající se beto-



4





nových částí hlavní konstrukce mostu, která doznala zásadních změn (obr. 2 a 3).

Vzpěradlový rám má dvě dvojice jednodukových, nahoru se výškově rozšiřujících šikmých stojek, P3 a P4, rovnoběžných, bez obvyklého rozkročení. Jsou založeny na podzemních stěnách, vhodných pro přenos výsledné šikmé reakce. Stojky jsou železobetonové, beton C40/50 XF2, a byly prováděny ze startovacího zárodku letmou betonáží s vyvšováním. Ve spodní části je, s ohledem na technologii výstavby, betonářská výztuž doplněna předpínací, tyčovou výztuží. Ta je navržena i v oblasti vetknutí stojek do nosné konstrukce tak, aby ve styčné spáře mezi hlavici stojek z betonu C50/60 XF2 (samozhutnitelného) a dnem ocelové konstrukce nevznikala pro návrhové zatížení tahová napětí. Výstavba stojek byla náročná, probíhala po 2,5 m dlouhých etapách a nejnamáhavější pruty podélné betonářské výztuže průměru 32 mm byly stykovány nalisovanými spojkami DSI – Flimu v horní ploše a ve spodní šroubovanými spojkami Lenton.

Nosná konstrukce mostu pokračuje na obě strany přes pilíře P2 a P5, které jsou založeny na vrtaných pilotách, až na krajní opěry OP1 a OP6, založené plošně. Vzhledem k rozdělení rozpětí polí nosné konstrukce mostu, není rozhodujícím pro návrh spřaženého ocelobetonového nosníku pole nad údolím, ale moment nad pilířem P5. Ten si vyžádal největší zesílení ocelové konstrukce lamelovou pásnicí šířky 2 500 mm o tloušťce 190 mm (obr. 4).

Pozornost si zasluhuje horní pas příčného ztužení ocelové konstrukce, navrženy z čtveřice tyčí GEWI o průměru 40 mm (BSt 500 S). Tyto jsou fixovány přivařením nad středním podružným podélníkem, podporovaným dvojicí šikmých vzpěr, a upevněny dvojicemi matek, jednak ke stěnám koryta, jednak ke krajním podružným podélníkům, podporovaným jednou šikmou vzpěrou (obr. 5a, b).

Toto uspořádání, navíc bez horizontálního vyztužení v horní úrovni, je zcela neobvyklé, zejména s ohledem na vysouvání značně půdorysně zakřivené konstrukce o poloměru  $R = 747,5$  m. Při výsuvu však vyhovělo a naopak se ukázalo jako výhodné pro vyrovnávání tvaru konstrukce při betonáži desky mostovky. Bednění uvnitř komory bylo na stolech podepřených přímo na ocelové konstrukci, ale sousedící bednicí díly, mezi stěnou a vnějším podélníkem podporovaným šikmou výztuhou a tyčemi GEWI, byly při betonáži zavěšeny na ocelové konstrukci, podobně jako betonážní vozík s bedněním vnější části konzoly. Konzolová část byla výškově vyrovnávána regulací matic nad podélníky (obr. 6a, b).

## DESKA MOSTOVKY

### Principy technologického řešení

Deska z betonu C35/45 XF1 má šířku 33,6 až 35,425 m, minimální tloušťku na koncích konzol 0,22 m, 0,62 m u krajních podélníků, 0,55 m u stěn a 0,32 m v polích. Tyče GEWI jsou zabetonovány v desce, cca ve střední rovině, a na nich je uložena hlavní podélná betonářská výztuž v místech záporných momentů nosníku. Tato výztuž průměru 32 a 28 mm je stykována kónickými šroubovými spojkami Lenton, Standard Couplers – A12 a Transition Couplers – A12 (od firmy Filinger, a. s., výrobce Erico Holland). Ostatní betonářská výztuž v desce je v běžném uspořádání, pro omezení rozvoje trhlin je o maximálním průměru 20 mm (obr. 7a, b, c).

V oblastech mostních závěrů a nad rámovým spojením je betonářská výztuž doplněna příčnými předpínacími čtyřlannými plochými kabely.

Deska byla rozdělena do osmnácti betonážních úseků, zhruba stejné délky, po cca 320 m<sup>3</sup> betonu. Vzhledem k charakteru konstrukce a místní situaci bylo nutno při beto-



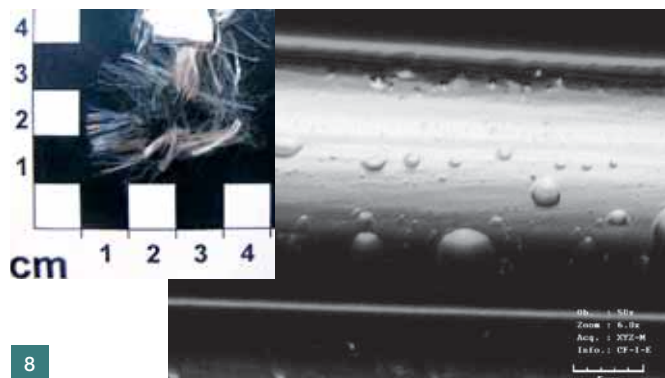
7a



7b



7c



8

náží postupovat spojitě od opěr, a to z obou stran, čemuž odpovídalo i číslování betonážních úseků.

Podle původního předpokladu měla být betonáž desky zahájena po vysunutí ocelové konstrukce, jejím zmonolitnění se šikmými stojkami a po uvolnění všech provizorních podpěr – betonových věží B1 a B2 v poli 3 u P3 a P4, i věží PIŽMO B3 a B4 v polích 4 a 5. Protože výstavba šikmých stojek měla téměř roční skluz, byla ověřena možnost zahájení betonáže desky při podepření ocelové konstrukce na krajních opěrách OP1, OP6, pilířích P2, P5 a provizorních podpěrách B1 a B2. Takto proběhla betonáž desky až k rámovým rohům.

Po analýze stavu napjatosti mostu ve stavebním i definitivním stadiu byly provizorní podpěry B1 a B2 před dobetonováním desky nad rámovými rohy a ve středním poli znovu aktivovány. Podepření bylo realizováno hydraulickou soustavou lisů včetně průběžného sledování posunů a reakcí. Důvody byly v zásadě dva: omezení vzniku a působení rámové síly na ocelovou konstrukci a její zavedení až do spráženého konstrukce, kde v desce působí jako předpětí, a zkrácení rozpětí ocelové konstrukce při betonáži, přinášející zmenšení průřezových sil, jejichž zbývající část bude přenášet sprážený průřez. V obou případech to přineslo omezení vzniku trhlin. Podobný účinek měly i vyvěšující závěsy šikmých stojek, které po zmonolitnění rámových rohů ztratily původní funkci a po uvolnění vyvodily ve sprážené konstrukci tlakové síly charakteru povolení podpory, které opět příznivě působily na napjatost desky v celém středním poli.

Kromě uvedených opatření pro omezení vzniku trhlin konstrukčního charakteru, byla hledána i opatření technologická, týkající se betonu desky a jeho vlastností.

První cesta – „vakuování“, která se dříve používala pro zvýšení kvality povrchové vrstvy betonu, zvýšení její pevnosti a odstranění prvotního smrštění, se po podrobném prů-

Obr. 5 a) Lamellová pásnice ocelové konstrukce s trny a tyčemi GEWI, bednění desky v komoře nosníku, b) vnější podélník ocelové konstrukce s trny a tyčemi GEWI, bednicí dílce desky zavěšené na OK ■ Fig. 5 a) Lamellar upper chord of the steel structure with studs and GEWI bars, formwork of the deck slab inside the box beam, b) external longitudinal-beam of the steel structure with shear studs and GEWI bars, formwork of the deck slab sections hanging on the superstructure

Obr. 6 Betonážní vozík Alpi-meccano, a) příčný řez, b) pohled na jednu stranu ocelové konstrukce ■ Fig. 6 Concreting carriage Alpi-meccano, a) cross section, b) view of a side of the steel structure

Obr. 7 Betonážská výztuž desky mostovky, a) spodní a stykovaná uložena na tyčích GEWI, b) kompletní betonážská výztuž desky, c) spojky Lenton Typ A12 – Erico ■ Fig. 7 Reinforcement of the deck slab, a) bottom and mechanical spliced on GEWI rebars, b) completed reinforcement of the deck slab, c) taper threaded mechanical splices Lenton Couplers A12 – Erico

Obr. 8 Celkový pohled na monofilamentní PP mikrovlákno Fibrrex délky 12 mm a zvětšený povrch vlákna pod mikroskopem ■ Fig. 8 General view of the monofilament PP microfiber Fibrrex length 12 mm and magnified surface of the fiber under microscope

zkumu ukázala jako neproveditelná. Poslední zjištěná aplikace v ČR byla při rekonstrukci silničního mostu v Hořicích v roce 2002 a v současnosti nebyl nalezen výrobce potřebného zařízení.

Zvažována byla i možnost použití vsypu, který by odebíral část volné technologické vody a zlepšil tak proporce vodního součinitele v povrchové vrstvě betonu. Krátce byla přehledněna možnost příměsi vodou nasáklého lehčeného kameniva Liaporu, které příznivě ovlivňuje proces hydratace cementu postupným uvolňováním nasáklé vody [11]. Liapor byl nedávno použit u spráženého ocelobetonového mostu jako kamenivo pro snížení vlastní hmotnosti.

Omezení výsledného smrštění je možné dosáhnout i vhod-



nou kompenzační přísadou, ta byla použita při betonáži příčníků a navazující desky uvnitř ocelové konstrukce (beton C35/45 XF1).

Nakonec se přistoupilo ke zjišťování možnosti aplikace vláknobetonu pro daný účel. Technologický výběr, s ohledem na rané fáze tuhnutí i dlouhodobou trvanlivost, vyloučil vlákna kovová a následně i vlákna skelná. Pro realizaci byla zvolena mikrovlákná polypropylenová, jako nejúčinnější i cenově přijatelné řešení [12].

### Vláknobeton desky mostovky

Návrh technologického postupu a složení čerstvé směsi byl zpracován na základě předchozích zkušeností z analogických staveb. Bylo doporučeno použít mikrovlákná Fibrrex 12 v množství 1,35 kg/m<sup>3</sup> betonu. Vlákna jsou bílé barvy, kruhová o průměru cca 20 μm a délce 12 mm, z polypropylenu C<sub>3</sub>H<sub>6</sub> o hustotě 0,91 g/cm<sup>3</sup>, s modulem pružnosti min 3 000 MPa a pevnosti v tahu min 500 MPa (obr. 8). Povrch vlákna je relativně hladký, výstupky na povrchu jsou kapičky speciální povrchové úpravy lubrikací pro lepší smáčení vodou a zajištění jejich rovnoměrného rozptýlení v betonové směsi i při běžném míchání.

PP mikrovlákná Fibrrex 12 jsou zdravotně a hygienicky nezávadná a odolávají působení většiny agresivních prostředí. Již při dávkování 0,9 kg/m<sup>3</sup> betonu podstatně omezují vznik trhlin v plastickém stavu i po zatvrdnutí, nejsou však určena ke zvyšování výsledných pevností betonu. Přídavek mikrovláken v tomto množství neovlivní pevnostní charakteristiky betonu, zanedbatelně zhorší zpracovatelnost čerstvé směsi, ale významně zvýší její kohezi a homogenitu. V důsledku toho je účinně blokován vznik a rozvoj smršťovacích trhlin, zejména v plastické fázi a těsně po zatumnutí cementové pasty. Vlivem důkladného a rovnoměrného rozptýlení vláken v tuhnoucí hmotě jsou potlačovány oblasti lokální kumulace napětí vyvolané hydratačním procesem, je tlumen vznik zárodečných trhlin a jejich případný rozvoj je rovnoměrný v celém objemu betonu.

Přestože se výsledné celkové smrštění betonu prakticky nezmění, nastává v důsledku přítomnosti všesměrně orientovaných vláken ve směsi situace, kdy lokální tahové napjatosti jsou v rané fázi PP vlákny z velké části pohlceny a eliminovány. Vznikající zárodečné trhliny jsou s ohledem na velkou četnost všesměrně rozptýlených vláken (při dávce 1,35 kg/m<sup>3</sup> se jedná řádově 400 milionů kusů vláken v 1 m<sup>3</sup> betonu) velmi malé, ale především podobné velikosti – šířky. Odhlédneme-li od dalších, lokálně působících vnějších vlivů, nevznikají v tvrdnoucí konstrukci výrazně větší lokální trhliny. Jestliže takto, bez výrazných extrémů, zvládneme ranou fázi tuh-

nutí a tvrdnutí betonové konstrukce, tj. důsledně ji ošetříme dostatkem vody a předčasně neodbedníme, máme v počátku provozního, resp. prvního samonosného stádia konstrukci bez výrazných lokálních defektů, s velkým množstvím miniaturních zárodků trhlin. Dominantní efekt vláken lze spatřovat v rané fázi stavu betonu, mikrovlákná však pozitivně působí i u zatvrdlého betonu v pozdějších fázích jeho životnosti, při omezování vzniku a šíření trhlin vlivem řady dalších externích namáhání. Mikrovlákná ve zvolené dávce sice neovlivňují významně pevnost betonu v tahu, avšak příznivě ovlivňují lomové charakteristiky betonu, a tím zvyšují odolnost betonu proti vzniku a zejména dalšímu šíření trhlin. Bude-li následně tato konstrukce vystavena cyklickému zatížení, budou se jeho účinky rovnoměrně pohlcovat a jsou tedy dány předpoklady k tomu, aby nevznikaly lokální široké trhliny, resp. aby se malé zárodky zvětšily jen tak, že nebudou překračovat z hlediska dlouhé trvanlivosti stanovenou mez.

Návrh betonu i jeho receptury prodělal určitý vývoj, ve kterém byla řada často protichůdných požadavků, ale výsledné posouzení muselo přihlídnout k charakteru konstrukce i termínu dokončení stavby. Pro ověření technologie betonáže i výsledného povrchu vláknobetonu z hlediska hydroizolace byl navržen zkušební blok o rozměrech 10 × 10 m a tloušťce odpovídající desce mostovky. Po zatvrdnutí byl povrch bloku obrokován, odzkoušen a prohlédnut z hlediska aplikace hydroizolace (obr. 9a, b).

Schválená receptura pro beton C35/45 S3 je uvedena v tab. 1. Výsledky průkazných zkoušek pevnostních charakteristik a CHRL a ověřovacích zkoušek betonového bloku vyhovely požadovaným kritériím.

Během letního období byl problém vysokých denních teplot a hydratačního tepla z části vyřešen tím, že betonáže první taktů probíhaly v nočních hodinách (obr. 10) a v následných takttech časovým posunem betonáže na podzim. V letních měsících bylo přikročeno i k přímým opatřením ke snížení teploty vstupních materiálů. Potřebné množství cementu pro letní betonáže, množství cca 1 000 t, bylo v předstihu třech měsíců ponecháno ve vlakových cisternách. Po této době se teplota cementu pohybovala kolem 30 °C. Hrubé kamenivo bylo pro snížení povrchové teploty míženo vodou. Těmito opatřeními bylo dosaženo požadované teploty čerstvé betonové směsi do 24 °C.

### Betonáž desky mostovky

Technologie betonáže byla navržena v klasické podobě, doprava autodomíchávači, ukládání čerpadly po vrstvách, zpracování ponornými vibrátory, povrch zarovnan vibrací hladíčkou a následně rotační hladíčkou (single, double).



9a



9b



Tab. 1 Schválená receptura pro beton C35/45 S3

■ Tab. 1 Accepted formulation of concrete C35/45 S3

Složka	Množství [kg/m <sup>3</sup> betonu]
cement CEM 42,5 Cl 0,2 Radotín	435
kamenivo frakce 0/4 – Ledčice	770
4/8	120
8/16	530
11/22 – Sýkořice	350
příspěvek: Stachement 2481	2,7
Mikroporan 2	1,35
disperzní výztuž Fibrex 12	1,35
záměsová voda – vodovodní řád	175

Při betonáži se postupovalo od volného konce směrem k opěrám, resp. předchozímu taktu. V příčném směru byl pracovní záběr betonáže desky rozdělen na dvě pracoviště. V podélném směru byla omezena šířka betonovaného pásu na cca 4 m, což znamenalo náročnou koordinaci při ukládce



11a

Obr. 9 Zkušební blok, a) brokování povrchu, b) odtrhová zkouška pro hydroizolaci ■ Fig. 9 Testing block, a) shot blasting of the surface, b) pull off test for waterproofing course

Obr. 10 Noční betonáž desky mostovky ■ Fig. 10 Night concreting of the slab deck

Obr. 11 a) Celkový pohled na začátek betonáže úseku desky, b) detail ukládání, hutnění a vibrování betonové směsi ■ Fig. 11 a) General view of the beginning of a slab section concreting, b) detail of laying, compacting and vibration of the concrete-mix

a zpracování tak, aby byla zachována v potřebném rozsahu čerstvá pracovní spára. První vrstva byla ukládána v místech zesílení, náběhů nad ocelovou konstrukcí. Další dvě vrstvy zahrnovaly celou šířku mostu s tím, že v předstihu asi 2 m šířky mostu se postupovalo nejdříve na vnitřní straně směrového oblouku a potom na vnější, aby se vyloučily účinky průhybu vnější konzoly na beton desky a byly řízeny účinky betonáže na natočení průřezu mostu, v důsledku směrového oblouku. Pro odbednění byla stanovena hodnota krychelné



11b





Obr. 12 Standardní sestava pro betonáž, dvojice čerpadel s domíchávači ■ Fig. 12 Standard arrangement for concreting, two concrete pumps and truck mixers

Obr. 13 a) Betonáž horní vrstvy desky a výškové urovnání s hladicí lištou, b) závěrečná úprava povrchu betonu rotační hladičkou ■ Fig. 13 a) Concreting of the upper layer of the slab and high leveling with the smoothing bar, b) finishing of the concrete surface by the rotation smoothing machine

Obr. 14 Vývoj pevnosti betonu (C35/45 XF1, receptura 19457) mostovky ■ Fig. 14 Development of the strength of concrete (C35/45 XF1, formulation 19457) of the deck slab

Obr. 15 Vrstevnice povrchu pole 5 po zaměření, vztaženo k projektu, výškový krok 5 mm, černé 0, zelené +, modré -, povolené tolerance do + 10 mm ■ Fig. 15 Isohyphes of the fifth span surface according to the measurement, related to the design, step 5 mm, black 0, green +, blue -, admissible tolerances up to + 10 mm

Obr. 16 Celkový pohled na most v únoru 2010 ■ Fig. 16 General view of the bridge in February 2010

pevnosti betonu na 32 MPa a pro možnost pohybu dalších mechanismů po betonové desce na 35 MPa (obr. 11a, b).

Technologický postup betonáže, v souladu s podmínkami postupu prací stanovenými projektantem, předepisoval postavení dvojice mobilních čerpadel tak, aby byly patkovány nad stěnami komor a vnitřním podélníkem a s nájzdem autodomíchávačů k nim nad stěnami komory po předchozím betonovaném taktu. U prvních taktů toto nebylo možné vzhledem k prostorovému uspořádání (práce v přechodové oblasti, jeden provizorní nájzdový most) dodržet, a čerpadla stála mimo most. U betonáže druhých taktů byla betonová směs čerpána přes vložené podávací čerpadlo, tj. dvě čerpadla za sebou na každé polovině betonovaného záběru, z nichž první stálo před mostem a druhé již na hotovém záběru mostovky. Teprve od dalšího záběru, kdy už hotová délka mostovky umožnila manévrování vozidel na mostě, se betonovalo pomocí dvojice mobilních čerpadel (obr. 12).

Náročné byly výpočty nadvýšení pro výrobu ocelové konstrukce, ale i pro jeho správné nastavení a geodetické sledování při postupné betonáži. Byly nutné kontroly fixace matic na tyčích GEWI, které umožňovaly úpravy výšek sekundárních nosníků na šikmých vzpěrách. K nadvýšení konzolových částí byl přičítán průhyb betonážního vozíku, který svou vlastní tíhou po odjezdu vnášel malé příčné „předpětí“ do desky.

Čistá výška povrchu, resp. tloušťka betonované desky od pásnice ocelových podélníků, byla na základě porovnání naměřených hodnot skutečných deformací s předpoklady výpočtu projektanta stanovována postupně na každý další záběr. Výšky pro montáž výztuže byly tedy známy až po nastavení GEWI tyčí a ustavení bednění na připravovaném úseku, což kladlo velké nároky na koordinaci a udržení plynu-

lého postupu prací. Po celkovém nastavení byly znovu kontrolovány tloušťky budoucí betonové desky mezi ocelovými podélníky. Urovnání ztuhlého betonu před strojním hlazením probíhalo propojením daných výškových bodů (trnů) bez velké vibrační latě, tj. postupem obvyklým při realizaci průmyslových podlah. Postup byl náročný na organizaci i provedení, ale ukázal se v tomto případě jako vhodný, neboť šířka mostovky se ve směrovém oblouku plynule měnila, tj. výsledná plocha nebyla rovinná, ale kuželová a čas jedné betonáže cca 900 m<sup>2</sup> byl omezen na cca 8 až 10 h (obr. 13a, b).

První úsek od OP6 byl betonován 8. září 2009. Po dolažení celého pracovního cyklu byla doba provádění úseku ustálena na devět dní. Technologickou přestávku si vyžádalo zmonolitnění rámových rohů po dokončení úseku 9. Aktivace podepření na B1 a B2 proběhla před betonáží úseků 14 a 15. Závěrečné úseky 17 a 18 bylo nutno provádět pomocí stejného vozíku, s vynucenou přestávkou vzhledem k silnému mrazu. Poslední betonáž proběhla 22. prosince 2009 s nutnými zimními opatřeními, která zůstala v akci až do dosažení požadované pevnosti betonu. Po odbednění byly oba betonážní vozíky odsunuty nad podpěry, uvolněny hydraulické lisy na pomocných podpěrách B1 a B2 a následně postupně zrušeny závěsy stojek.

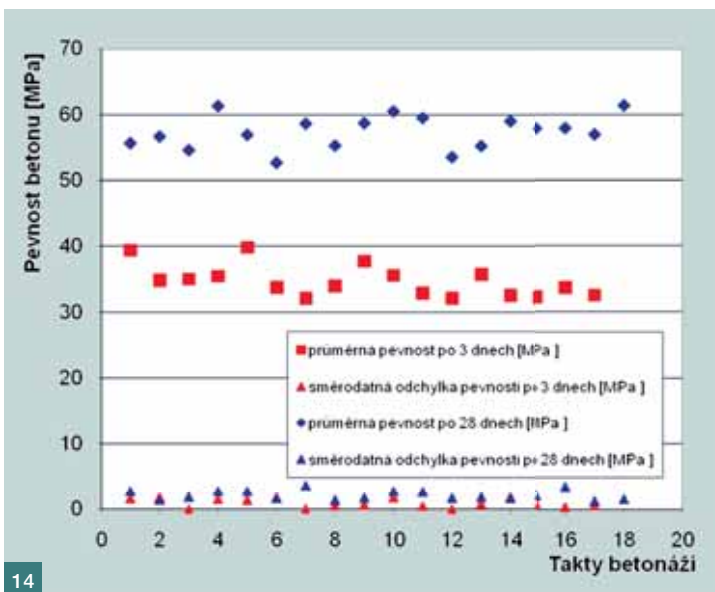
### Výsledky zkoušek betonu a geodetických měření

Betonáži desky mostovky předcházelo cca půlroční období příprav, zahrnující optimalizaci návrhu z hlediska pevnosti, trvanlivosti, smrštění, stavebního postupu a možných nahodilostí. Pro konečnou variantu betonové směsi proběhly jednak laboratorní zkoušky průkazní a ověřovací, jednak výše zmíněná polní zkouška celé technologie i jejího výsledku.





16



14



15

Tab. 2 Průkazní a ověřovací zkouška betonu C35/45 XF1 (CZ, F.2) CI 0,2 Dmax22 S3 ■ Tab. 2 Evidential and verification test of concrete C35/45 XF1 (CZ, F.2) CI 0,2 Dmax22 S3

Zkoušená charakteristika	Stáří těles	Průkazní zkouška		Ověřovací zkouška	
		Krychle 150/150/150 mm	Válce 150/300 mm	Krychle 150/150/150 mm	Válce 150/300 mm
Pevnost betonu v tlaku [MPa]	2 dny	28,7	22,75	29,9	21,5
	3 dny	33,2	30,85	34,5	31
	7 dní	44,6	39,4	43,9	37
	28 dní	52,4	48,8	53,2	45
Objemová hmotnost betonu [kg.m <sup>-3</sup> ]	2 dny	2 310	2 325	2 343	2 350
	3 dny	2 293	2 325	2 343	2 330
	7 dní	2 335	2 330	2 324	2 340
	28 dní	2 329	2 360	2 353	2 340
Max. průsak [mm]	28 dní	15	–	23	–
CHRL [g.m <sup>-2</sup> ]		–	40	–	60
Statický modul pružnosti [MPa]	2 dny	–	24 500 *	–	26 500 **
	3 dny	–	27 250 *	–	29 500 **
	7 dní	–	29 700 *	–	32 000 **
	28 dní	–	32 200 *	–	36 000 **

\* Měření realizovala společnost Ing. Horský, s. r. o.

\*\* Měření realizovali pracovníci Kloknerova ústavu

Při ověřovacích laboratorních zkouškách byl sledován nárůst pevnosti betonu na krychlich a válcích a též statického modulu pružnosti (tečnový při 30 %) na válcích, v období do 28 dnů (tab. 2). Původně bylo uvažováno s ověřením celé technologie na sousedním menším mostním objektu, ale nakonec byl vybetonován zkušební betonový blok přímo na staveništi.

Kontrolní zkoušky na krychlich byly v předepsaném rozsahu prováděny pro všechny betonážní úseky pro 3 a 28 dní (obr. 14). Téměř u všech taktů byla zkoušena pevnost pro odbednění cca po 3 dnech od betonáže, většinou na třech vzorcích, pevnosti po 28 dnech byly zkoušeny většinou na jedenácti vzorcích, podle objemu úseku, ostatní vzorky byly zkoušeny pro odhad nárůstu pevnosti betonu v čase.

Geodetická měření se prováděla bezprostředně po odjezdu betonářského vozíku a výsledky byly zpracovány v podobě vrstevnicového plánu. Přípustné výškové tolerance byly 10 mm, nad tuto hodnotu byly odstraňovány broušením, případně s předchozím odřezováním. Měření zjišťovala především relativní rovinatost desky mostovky. V současné době je dokončeno zaměření celého povrchu desky, výsledné hodnoty výškového průběhu nivelety byly předloženy projektantovi k celkovému posouzení a dle jeho rozhodnutí probíhá provádění říms a středního dělicího pásu (obr. 15).



## Literatura:

- [1] Leonhardt F., Andrä W., Andrä H.-P., Saul R., Harre W.: Zur Bemessung durchlaufender Verbundträger bei dynamischer Belastung. Bauingenieur 62 (1987), s. 311–324
- [2] Saul R.: Fritz Leonhardt als Stahlbrücken – Ingenieur. Stahlbau 68 (1998) H. 7
- [3] Stráský J.: Vývoj ocelobetonových konstrukcí, Zvláštní vydání časopisu ČKAIT, Praha 2008
- [4] Dahinter K.: Dva nové ocelobetonové sprážené dálniční mosty v Německu, Silniční obzor, Duben 2009, ročník 70, číslo 4.
- [5] Svoboda P., Stráský J., Horníček Z.: Projekt mostu přes Lochkovské údolí, Sb. 14. konf. Mosty 2009, Brno, str. 102–107
- [6] Tomíček K.: Most přes Lochkovské údolí, Sb. 14. konf. Mosty 2009, Brno, str. 429–433
- [7] Citta M.: Montáž ocelové konstrukce mostu přes Lochkovské údolí, Silnice a železnice, 4. ročník, 3/2009
- [8] Citta M.: Kompletace, svařování a výsuvy ocelové konstrukce mostu přes Lochkovské údolí, Silnice a železnice, 4. ročník, 4/2009
- [9] Tomíček K.: Výroba OK mostu přes Lochkovské údolí v MCE Slaný, Silnice a železnice, 4. ročník, 4/2009
- [10] Kaplan P.: Betonáž sprážené železobetonové desky mostu přes Lochkovské údolí, Silnice a železnice, 4. ročník, 4/2009
- [11] Mihashi H., Leite J. P. de B.: Přehled stavu poznání o tvorbě trhlin v betonu v raných stádiích a možnostech jejího ovlivnění, Beton TKS 2/2005, str. 34–42 a 3/2005, str. 42–47
- [12] Kolisko J., Dubský N., Klečka T.: Použití krátkých rozptýlených vláken v betonech a maltách, Sb. TKP staveb pozemních komunikací, kapitola 18 – Beton pro konstrukce, ČBS seminář 23. února 2005, Praha, str. 86–101

Projekt pro stavební povolení a výběrové řízení	SUDOP Praha, a. s.
Projekt ocelobetonové varianty	LAP – Leonhardt, Andrä u. Partner, GmbH, pobočka Drážďany
Konečná realizační dokumentace	SHP – Stráský, Hustý a partneři, s. r. o.
Výrobní dokumentace OK	projekce – Ing. Antonín Pechal, CSc.
Architektonická spolupráce	Ing. arch. Patrik Kotas a Ing. arch. Petr Šafránek
Zhotovitel	Sdružení Hochtief CZ, a. s., Bögl a Krýsl, k. s., a Strabag, a. s.
Návrh technologického postupu a složení čerstvé směsi	CSI group, a. s.
Dodavatel mikrovláken Fibrex 12	Premix, spol. s r. o.
Návrh konečné varianty betonové směsi	Stachema Kolín, spol. s r. o.
Dodavatel betonové směsi pro desku mostovky	Kámen Zbraslav, spol. s r. o.
Betonáž mostovky	CSI group, a. s.
Speciální šplhavé bednění pro letnou betonáž šikmých stojek	Česká Doka bednicí technika, spol. s r. o.
Doplňky pro start a ukončení	PERI, s. r. o.
Dodavatel betonážních vozíků Alpi-meccano pro desku mostovky	ULMA Construcccion CZ, s. r. o.
Betonářská výztuž	Armotrade, s. r. o.
Předpínání	VSL Systémy (CZ), s. r. o.
Průkazní zkoušky	Stachema Kolín, spol. s r. o.
Ověřovací zkoušky	Kloknerův ústav ČVUT v Praze a akreditovaná laboratoř Ing. Horský, s. r. o.
Kontrolní zkoušky	akreditovaná laboratoř Ing. Horský, s. r. o.

## ZÁVĚR

V době uzávěrky příspěvku, 28. února 2010, je stavebně dokončena hlavní konstrukce mostu, vzpěradlový rám plně staticky působí a probíhají dokončovací práce. Po předběžném posouzení naměřených geodetických hodnot lze konstatovat, že odpovídají předpokladům projektu (obr. 16).

Průběžná pasportizace trhlin v desce mostovky, podle výsledků na prvních jedenácti betonážních úsecích, zaznamenala zatím minimální výskyt trhlin, a to výjimečně do max. šířky 0,15 mm, převážně v oblasti konzol betonážních úseků 5 a 8. Jedná se o oblasti nad podepřením u pilířů P2 a P5, přičemž větší podíl trhlinek připadá na oblast kolem pilíře P5. Převážně mají trhlinky šířku 0,05 mm a v délkách cca 2 m od konzol. Ostatní betonážní díly jsou bez viditelných trhlinek, a to i s přihlédnutím ke stavu povrchu betonu po obrobování, před prováděním hydroizolace desky v místech říms a dělicího pruhu. Předpokládá se, že podrobná pasportizace trhlin – „výchozí stav“ bude provedena v meteorologicky příznivém období, před zahájením prací na vozovkovém souvrství.

Uvedené předběžné výsledky ukazují na dobrou kvalitu provedení betonáže, konstrukčních a technologických opatření, jmenovitě přidavku PP mikrovláken. Aplikace zvolených vláken ovlivnila technologii ukládání a provádění minimálně. Také výsledky kontrolních zkoušek betonu desky vykazují požadovanou pevnost i další parametry jakosti. Z těchto důvodů byla i monolitická konstrukce mostní římsy navržena z vláknobetonu obdobného složení, se stejným záměrem – omezení rozvoje trhlin.

Dokončení mostu, včetně vyhodnocení všech výsledků zkoušek, měření a přejímek se předpokládá ve druhém čtvrtletí roku 2010. Součástí projektu mostu je návrh jeho sledování za provozu a pravidelné vyhodnocování zjištěných skutečností.

Ing. Karel Dahinter, CSc.  
Konzultant – ŘSD ČR závod Praha  
e-mail: dahinter@seznam.cz



Doc. Ing. Jiří Kolisko, Ph.D.  
Kloknerův ústav ČVUT Praha  
e-mail: kolisko@klok.cvut.cz



Ing. Vítězslav Vacek, CSc.  
CSI group, a. s. (v době stavby)  
e-mail: vitezslavvacek@seznam.cz



Ing. Otakar Vich  
Hochtief CZ, a. s.  
e-mail: otakar.vich@hochtief.cz



Ing. Pavel Mařík  
Bögl a Krýsl, k. s.  
e-mail: p.marik@boegl-krysl.cz



Ing. Pavel Macháček  
Starbag, a. s.  
e-mail: pavel.machacek@strabag.com



Ing. Jiří Šťastný  
Kámen Zbraslav, spol. s r. o.  
e-mail: laborator@kamen-zb.cz

