

# REKONSTRUKCE ŽELEZNIČNÍHO MOSTU V PRAZE– –HOSTIVAŘI ■ RECONSTRUCTION OF A RAILWAY BRIDGE IN PRAGUE–HOSTIVAŘ

Jan Sýkora, Jiří Lukeš

Článek popisuje rekonstrukci železničního mostu nad ulicí Průmyslovou v Praze–Hostivaři. Nosná konstrukce z předpjatých železobetonových nosníků včetně opěr byla zesílena a sanována. Část nosníků byla nahrazena spřaženými ocelobetonovými konstrukcemi. ■ The article describes reconstruction of a railway bridge over the Průmyslová street in Prague–Hostivař. The load bearing structure of prestressed girders was strengthened and repaired. Some of the prestressed girders were replaced by composite steel concrete structures.

Rekonstrukce mostu, který překonává veřejné chodníky a městskou komunikaci Průmyslová, je součástí stavby „Optimalizace traťového úseku Praha–Hostivař – Praha hl. n.“ a propojuje IV. tranzitní železniční koridor s železničním uzlem Praha a železniční stanicí Praha hl. n.

## PRŮZKUMY PŘED PROJEKTEM A V PRŮBĚHU STAVBY

Na mostě byl v roce 2007 proveden geologický, geotechnický a částečný stavebně technický průzkum, jehož součástí byla i geologická sonda. Při návrhu byl také použit archivní vrt a pro průzkum spodní stavby diagnostické vrty do opěry a křídla.

Při diagnostickém průzkumu nosné konstrukce mostu – KT nosníku po odbourání závěrné zdi byla zjišťována objemová hmotnost betonu, hloubka karbonátace (pomocí fenolftaleinu) a pevnost betonu na vývrtech. Dle zkoušek byl beton opěr a křidel zařazen do třídy C30/37 a beton úložného prahu do třídy C35/45.

Počet a stav předpínacích lan byl zjištěn po odbourání dobetonovaného čela. Všechny kotvy byly dobře zalité, dobetonávky kvalitní, bez stop zatékání, jen lokální povrchová koroze. Nebyla nalezena porucha svědčící o poklesu úrovně předpětí. Otevřením injektážní trubky bylo zjištěno plné vyplnění injektážní maltou. Pevnost betonu prefabrikovaného nosníku převyšuje třídu C45/55. Povrch líce opěry byl ne-destructivně vyšetřen v celé délce do výšky cca 1,5 až 2 m nad chodníkem.

Po vyjmutí KT nosníků určených k demolicí byl jeden nosník podrob-

něji zdokumentován z hlediska rozměrů, počtu a rozvržení měkké a tvrdé výztuže, stavu zainjektovaných kanálků a stavu předpínací výztuže včetně kotevnic hlav a byla potvrzena shoda s typovou dokumentací nosníků.

Dalším požadavkem na průzkumné práce v průběhu stavby bylo ultrazvukové prověření všech válců ložisek. U jednoho z válců byly zjištěny defektoskopické vady a byl nahrazen z výzisku z ostatních konstrukcí, u několika válců byl mírně zmenšen průměr válce z důvodu přímkové koroze, na jednom ložisku došlo k otočení válce o 90°.

## STRUČNÝ POPIS MOSTU

Původní mostní konstrukce se skládala z osmnácti prefabrikovaných KT nosníků z dodatečně předpjatého betonu o rozpětí 26 m (délky 27 m) a výšce 1,8 m. Příčně byla nosná konstrukce sestavena tak, že pod každou ze sedmi kolejí byly dva nosníky a na čtyřech nosnicích kolej osazena nebyla. Předpjaté nosníky byly v podélném směru seskládány na stavbě ze tří prefabrikovaných segmentů a na místě dodatečně předepnuté. Čtyři dvojice vnitřních KT nosníků byly osazené na mírně zvýšeném úložném prahu. Mezi dvojicemi nosníků pro jednu kolej byly vloženy železobetonové desky, které podepíraly kolejové lože. Každý nosník byl uložený na benešovské opěře (O1) na dvojici odlévaných válcových ložisek I.V.6. a na pražské opěře (O2) byla ložiska pevná – odlévaná stojanová typ I.P.6. Původní římsy na mostě byly železobetonové prefabrikované kotvené pomocí svorníků do výztuže prefa nosníku (tzv. KO konzoly).

Opěry byly masivní betonové s hranou úložného prahu 5,25 m nad chodníkem a délkou 45,59 m, plošně založené. Úložné železobetonové prahy měly tloušťku 1 100 mm. Povrch úložných prahů byl v různých výškách. Pod kolejemi č. 1 až 5 byla úroveň úložného prahu zvýšená. Závěrnou zeď tvořil prefabrikovaný železobetonový prvek osazený do kalichu. Líc opěr byl opatřen ztraceným bedněním ze železobetonových panelů. V líci opěr byly niky pro osazení odvodňovacích svodů (pro každou dvojici KT nosníků jeden) procházejících ke stávající kanali-

Obr. 1 Příčný řez nosnou konstrukcí v I. etapě dle zadávací dokumentace ■ Fig. 1 Cross section of the load bearing construction during the phase I according to the structural engineering documentation

Obr. 2 Příčný řez nosnými konstrukcemi pod nástupištěm – II. etapa ■ Fig. 2 Cross section of the load bearing structures under the platform – phase II

Obr. 3 Příčný řez nosnými konstrukcemi SOBK ve II. etapě ■ Fig. 3 Cross section of the load bearing composite steel concrete structures during phase II

zaci v chodníku a komunikaci. Spodní stavbu dále tvořil a vpravo od trati dvojice masivních šikmých křidel z prostého betonu, která byla na konci obsypána zemním kuželem.

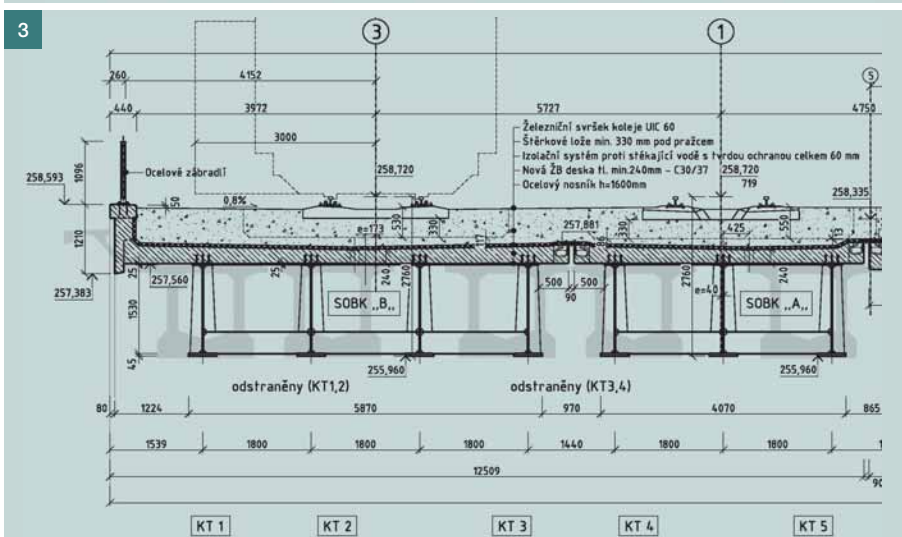
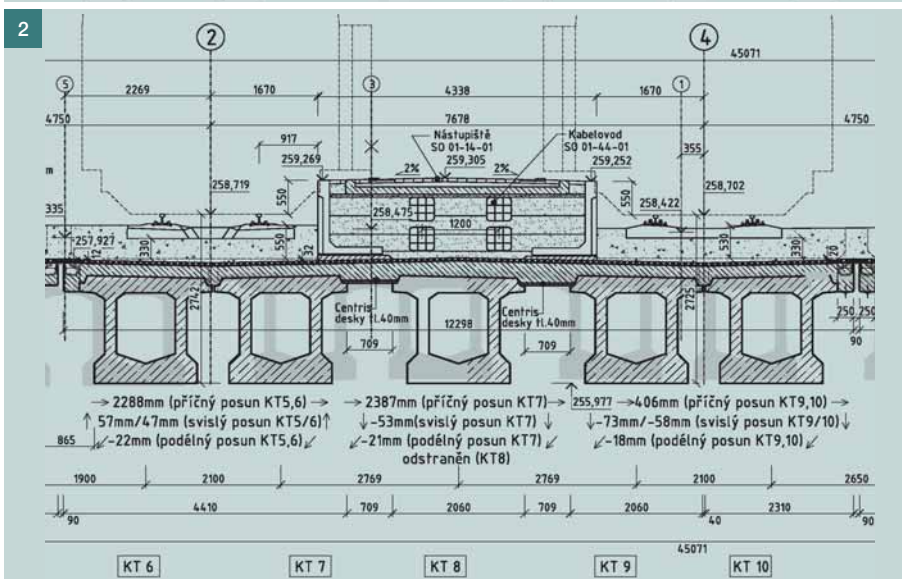
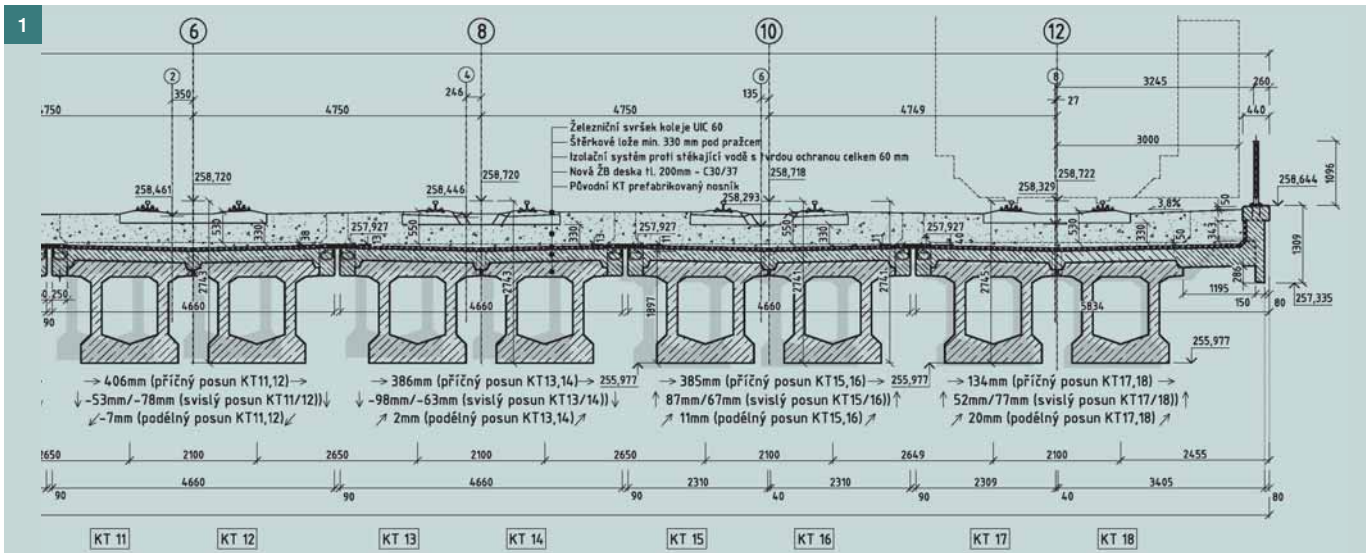
## KONCEPCE REKONSTRUKCE

Nové řešení mostního objektu je podřízeno nové konfiguraci kolejiště a nástupišť v železniční stanici Praha–Hostivař. Změny v kolejišti se týkají jednak směrového posunu přímých kolejí a jednak vložení směrových oblouků a osazení standardního nástupiště s nástupištní hranou 550 mm nad temenem kolejnic.

Původní KT nosníky jsou posunuty do nové polohy tak, aby osa každé dvojice nosníků korespondovala s novou osou koleje (obr. 1). Pro odstranění podélné otevřené spáry pod kolejí a současně pro odstranění dělené konstrukce pod jednou kolejí jsou dvojice nosníků spojeny spřahující železobetonovou deskou, která také přispívá ke zvýšení zatížitelnosti KT nosníků. V oblasti nástupiště a s ním sousedících kolejí je takto propojeno celkem pět nosníků (obr. 2).

Konstrukce nástupiště je v oblasti závěrných zdí dilatovaná od konstrukcí za opěrami a stejně tak i kabelovod umístěný v nástupišti. Čtyři původní prefabrikované nosníky nejbliže k výpravní budově, které nevyhovovaly novému směrovému vedení koleje (překročení povolené excentricity a značná šikmost koleje směrem k nástupišti – kolej o poloměru 760 m), byly nahrazeny novými spřaženými ocelobetonovými konstrukcemi (SOBK) – nové koleje č. 1 a 3.

Nové mostní konstrukce byly navrženy na účinky zatěžovacích schémat LM-71 (vlak UIC) s klasifikačním součinitelem  $\alpha = 1,21$  dle ČSN EN 1991-2.



Výsledná zatížitelnost byla stanovena podle drážních předpisů na základě statického výpočtu a pro KT nosníky činí 1,22 vlaku UIC a pro SOBK činí 1,21 vlaku UIC.

Důsledkem prostorových možností, limitovaného omezení provozu na ulici Průmyslové a dané doby výstavby

(která byla od doby zpracování projektu ještě zkrácena o dalších 20 %) bylo řešení s „vícepodlažní“ metodou realizace. Nosníky byly vyzvednuty o cca 2 m nad definitivní polohu a osazeny půdorysně do nové polohy. Poté probíhaly práce na spráhujících deskách, na sanaci nosníků, rekonstrukci úložných

prahů částečně i v souběhu se sanací líce opěr. Rekonstrukce byla rozdělena do dvou časových etap při zajištěném železničním provozu.

Stávající nosná konstrukce z dodatečně předpjatých nosníků KT byla využita a zesílena spráhující deskou z betonu C30/37 – XC4, XF2, XD1 tloušťky 200 až 240 mm. Deska je spojena s konstrukcí KT nosníků spráhujícími trny z betonářské výztuže vlepenými do vyvrtaných otvorů mimo trasy kabelových kanálků. Dodatečná spráhující deska v tomto případě nepřítížila předpínací lana a navíc přispěla k mírnému zvýšení zatížitelnosti nosníku. V desce je po obvodu osazen dilatační závěr (kolmo i podél koleje). Čela nosníků zůstávají volná a je umožněn vstup do nosníků.

Pro SOBK v koleji č. 1 byla navržena ocelová konstrukce se třemi nosníky, v koleji č. 3 (poloměr 760 m) se čtyřmi nosníky (obr. 3). Ocelové konstrukce mostů jsou celosvařované, jakost oceli S355 J2+N, resp. S355K2+N dle ČSN EN 10025-2, výrobní skupina EXC3 dle ČSN EN 1090-2. Rozpětí hlavních nosníků je 25,95 m, výška nosníků 1,6 m. Obě konstrukce jsou navrženy s roztečí hlavních nosníků 1,8 m. Prostorová tuhost samotné ocelové konstrukce je zajištěna rámovým příčným ztužením a masivními koncovými příčnicemi, celková tuhost nosné konstrukce je zvýrazněna sprážením se železobetonovou deskou. Spráhující deska ze železobetonu C30/37 – XC4, XF2, XD1 minimální tloušťky 240 mm je v případě SOBK uložena do ztraceného bednění EMJ ze sklolaminátu s výztužnými žebry s ocelovou pásovinou. Protikorozní ochrana ocelových konstrukcí je kombinovaná.



Obr. 4 Práce na úložném prahu pod zvednutými nosníky – I. etapa  
 Fig. 4 Works on the footing sill under the lifted girders – phase I

Obr. 5 Příprava betonáže spřahující desky – I. etapa  
 Fig. 5 Preparation of the connecting slab – phase I

Obr. 6 Práce na úložném prahu pod zvednutými nosníky – II. etapa  
 Fig. 6 Works on the footing sill under the lifted girders – phase II

Obr. 7a,b Manipulace a překládání KT nosníků – I. etapa  
 Fig. 7a,b Moving and fitting the KT girders – phase I

Obr. 8 Manipulace s KT nosníky – II. etapa  
 Fig. 8 Moving and fitting the KT girders – phase II



Obr. 9 Podepření zdvižených KT nosníků

■ Fig. 9 Supports of the lifted KT girders

Obr. 10 Manipulace s KT nosníky – II. etapa

■ Fig. 10 Moving the KT girders – phase II

Obr. 11 Osazené ocelové konstrukce mostů se ztraceným bedněním ■ Fig. 11 Fitted steel bridge structures with lost formwork

Obr. 12 Zatěžovací zkouška ztraceného bednění: a) průběh zkoušky, b) schéma ■ Fig. 12 Loading test of the lost formwork: a) course of the test, b) scheme

a) průběh zkoušky, b) schéma

## ÚPRAVA STÁVAJÍCÍCH NOSNÝCH KONSTRUKCÍ S VYUŽITÍM ČÁSTI PŮVODNÍCH KT NOSNÍKŮ

Vzhledem k poměrně dobrému stavu původních KT nosníků bylo v realizační dokumentaci navrženo využití třinácti původních nosníků i v novém stavu konstrukce. Úprava kolejí si nicméně vyžádala zásadní změny v jejich uspořádání a návrh dvou nových spřažených ocelobetonových konstrukcí.

Původní betonové nosníky bylo potřeba uložit do nových poloh a pět nevyhovujících přemístit z mostu na plochu určenou k jejich demolici. Po změně uspořádání KT nosníků bylo potřeba vybetonovat na nosnicích spřahující železobetonovou desku. Vzhledem k velmi omezenému času pro realizaci prací a současnému požadavku na vybudování nových částí úložných prahů a provedení rozsáhlé repase původních ložisek bylo nutné práce na nosné konstrukci provádět ve zvednuté pozici cca 2 m nad úložnými prahy, tak aby současně mohly probíhat i práce na spodní stavbě. Všechny práce byly navíc prováděny za plného provozu v ulici Průmyslová, která prochází pod rekonstruovaným mostem a patří mezi nejvytíženější komunikace v Praze. Pouze výji-



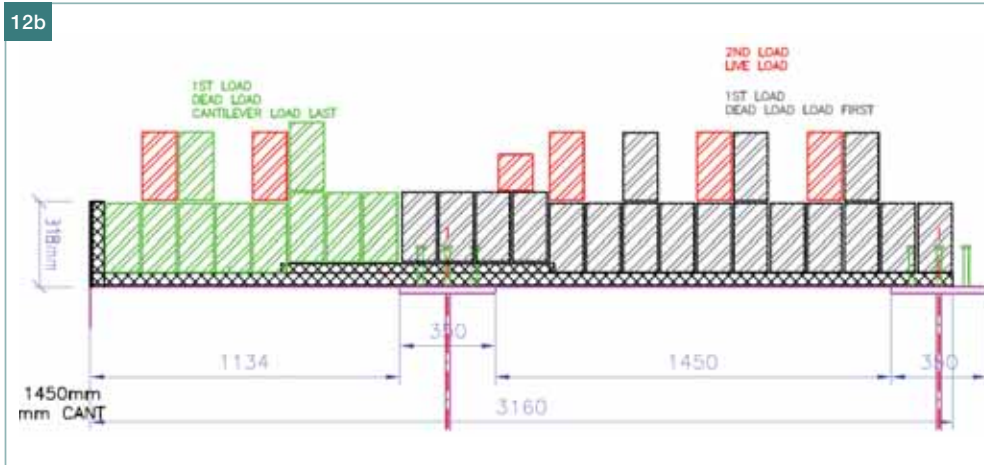
mečně došlo ke krátkodobým úplným uzavírkám komunikace.

### MANIPULACE S KT NOSNÍKY

Betonové KT nosníky o hmotnosti cca 120 t byly zvedány a přemísťovány do nových poloh pomocí dvojice autojeřábů 350 t (první etapa výstavby) a pásového jeřábu 800 t (druhá etapa výstavby) (obr. 7a,b a 8).

Uložení ve zvednuté pozici bylo provedeno pomocí soustavy PIŽMO, kterou zhotovitel musel navrhnout v zúženém

rastru sloupů 1 m z důvodu minimalizace zásahu do přilehlé komunikace (obr. 9). Po dokončení realizace nových úložných prahů a provedení spřahujících železobetonových desek byly konstrukce spuštěny do projektovaných výšek o cca 2 m níže pomocí soustavy hydraulických lisů a nízkých podpor z PIŽMO sloupků umístěných přímo na nové úložné prahy. Veškeré manipulace musely být prováděny v krátkých úplných uzavírkách ulice Průmyslová včetně nepřetržitě práce v noci.



## POUŽITÍ ZTRACENÉHO BEDNĚNÍ PRO BETONÁŽ DESKY SPŘAŽENÉ OCELOBETONOVÉ KONSTRUKCE

V projektu byly navrženy dvě nové ocelobetonové spřažené konstrukce nahrazující část původních KT nosníků zejména z důvodu jiného uspořádání kolejí na mostě (obr. 11). Tyto konstrukce bylo nutné realizovat za neomezeného provozu v ulici Průmyslová pod mostem. Současně byl výrazně zkrácen čas vyhrazený pro samotnou konstrukci mostu z důvodu prodloužení časů navazujících prací v okolí mostu nutných pro zdárné ukončení výluky. Z tohoto důvodu navrhl zhotovitel upravit technologii realizace spřažujících železobetonových konstrukcí s použitím sklolaminátových panelů ztraceného bednění.

Vzhledem k nutnosti provedení ztraceného bednění i v konzolové části desky nesoucí nové prefabrikované římsy bylo potřeba vyrobít zcela atypické sklolaminátové panely. Toto řešení si rovněž vyžádalo provedení zatěžovací zkoušky atypického panelu pro ověření statické funkčnosti ve stavu betonáže desky i pro definitivní stav především konzoly desky u krajního nosníku. Tato zkouška byla provedena ve výrobně dodavatele sklolaminátových panelů a potvrdila vý-

počtové parametry panelů i jejich vhodnost pro tuto aplikaci (obr. 12a,b).

Panely ztraceného bednění byly osazovány na ocelové konstrukce ještě před jejich uložením do definitivní pozice (obr. 13a,b a 14). Tato operace zabrala pouze jeden den prací na stavbě. Mostní konstrukce byly následně mobilním jeřábem usazeny do projektované polohy. Po usazení konstrukcí bylo možné ihned zahájit armovací práce a přípravu na betonáž spřahujících desek bez jakéhokoliv omezení provozu pod mostem. Zvolené řešení, které bylo nad rámec předpokladů projektu, umožnilo dodržení napjatého harmonogramu prací a zajistilo bezpečnost provozu pod mostem. Návrh ztraceného bednění si vyžádal pečlivou přípravu včetně provedení zkoušky průhybu panelů, zejména z důvodu požadavku na provedení panelů i v konzolové části železobetonové desky. Při návrhu této technologie byla rovněž nutná součinnost s projektantem mostu, který dle zadání zhotovitele ve velmi krátkém čase upravil kompletně výztuž spřahujících desek vyhovující pro daný účel. Použití panelů ztraceného bednění se ukázalo jako velmi efektivní náhrada klasického bednění zejména kvůli omezenému přístupu pod most a nut-

Obr. 13a,b Ocelová konstrukce mostu se ztraceným bedněním ■ Fig. 13a,b Steel structure of the bridge with the lost formwork

Obr. 14 Osazování ocelové konstrukce mostu ■ Fig. 14 Fitting the steel structure of the bridge

Obr. 15 Pohled na opěru před zahájením sanace ■ Fig. 15 View to the support before start of the repair process

Obr. 16 Poškození původního prefa ztraceného bednění opěry ■ Fig. 16 Original damaged precast lost formwork of the support

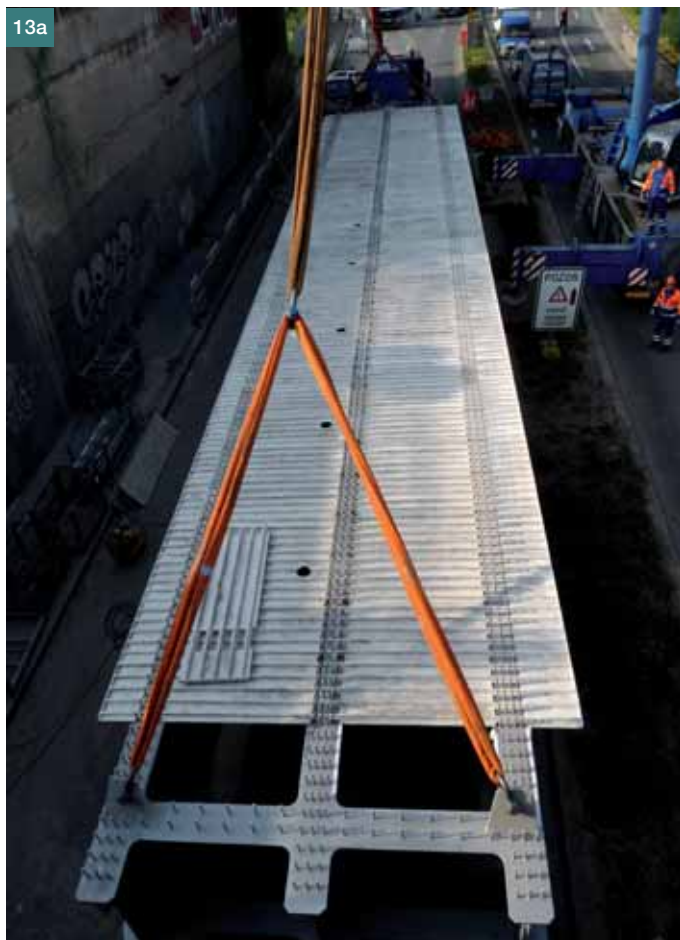
Obr. 17 Pohled na dokončenou sanaci opěry a nosníků ■ Fig. 17 Completed repair of the support and load bearing girders

Obr. 18a,b,c Prefabrikovaná římsa ■ Fig. 18a,b,c Precast cornice

nosti minimalizace času potřebného pro bednění.

## SANACE BETONOVÝCH POVRCHŮ

Veškeré stávající betonové konstrukce mostu prošly rozsáhlou sanací povrchů včetně injektáží trhlin. Jako nejvíce problematická se ukázala sanace povrchů opěr. Opěry byly provedeny s obložením železobetonovými obkladovými panely jako ztraceným bedněním. Projekt mostu předpokládal dle provedených průzkumů povrchovou sanaci těchto panelů standartními sanačními postupy.





15



16



17

rušnou Průmyslovou ulicí navrhl zhotovitel s projektantem změnu konstrukce římsy z monolitické na prefabrikovanou. Každá římsa byla rozdělena na devět dílců o hmotnosti každého cca 2,5 t. Římsy byly vyrobeny s vloženou vylamovací výztuží, která následně po osazení umožnila spřažení římsy s nosnou konstrukcí. Montáž římsy byla provedena při částečných omezeních jízdních pruhů pod mostem (obr. 18 a až c).

Návrh prefabrikovaných říms výrazně přispěl k dodržení časů výluky na mostě a zajištění bezpečného provozu pod mostem.

Po zahájení tryskání povrchů a odstraňování degradovaného betonu bylo zjištěno, že výztuž panelů je silně zasažena korozí a degradovaný beton zasahuje téměř na celou tloušťku obkladových panelů (obr. 15 a 16). Na základě zjištěného stavu bylo operativně rozhodnuto o odstranění obkladových panelů a jejich náhradě betonovým povrchem ve stejné tloušťce jako původní panely. Zhotovitel pro tento účel navrhl technologii, která kombinovala použití stříkaného betonu vyztuženého karisítěmi kotvenými do podkladu a zahla-

zení povrchu s finální tenkovrstvou stěrkou. Ve finálním povrchu byly vytvořeny svislé drážky, díky kterým byl zachován původní vzhled konstrukce, a jejich umístění bylo navíc upraveno tak, aby vyznačovaly polohu zabudovaných svislých svodů, což může v budoucnu pomoci v případě nutnosti zásahu do systému odvodnění (obr. 17).

#### NÁVRH PREFABRIKOVANÉ ŘÍMSY

Vzhledem k nutnosti maximálního zkrácení časů pro realizaci a minimalizaci rizik plynoucích z provádění prací nad

#### ZATĚŽOVACÍ ZKOUŠKY

Před uvedením mostu do provozu byla provedena technicko-bezpečnostní zkouška ve formě statické zatěžovací zkoušky podle ČSN 73 6209 metodou měření průhybu ve dvou měřicích bodech a měření zatlačení ložisek. Zatížení bylo vyvoláno dvojicí kolejových jeřábů EDK750 (obr. 19).

V druhé etapě výstavby bylo dle původního zadání projektu součástí zatěžovacích stavů i měření dynamické odezvy konstrukce vyvolané dieselvou lokomotivou v režimech rozjezdu,



18a



18b



18c

19



Obr. 19 Zatěžovací zkouška kolejovými jeřáby – I. etapa ■ Fig. 19 Loading test by track construction cranes – phase I

Obr. 20 a) Lokomotiva ř. 749 při dynamické zkoušce, b) měřicí zařízení posunu koleje ■ Fig. 20 a) Engine of the 749 series during the dynamic test, b) equipment measuring the shift of the rails

brzdění a průjezdu. Měřena byla napětí v kolejnici, posuny závěrů a ložisek a relativní pohyb kolejnice vůči mostovce (obr. 20a,b).

Zatěžovací zkouška prokázala zvýšení únosnosti rekonstruovaných konstrukcí a potvrdila předpokládané chování nově zesílené konstrukce při železničním provozu na mostě.

Z časového průběhu dráhy bylo možné zjistit okamžité hodnoty rychlosti a zrychlení a následně tak stanovit dynamické účinky zatížení přenášené do konstrukce v režimech rozjezd, brzda, průjezd lokomotivou řady 749 (Bardot-

ka). Naměřené hodnoty napětí v kolejnicích korespondují s teoretickými hodnotami získanými metodou MKP.

Největší hodnoty napětí  $-9,6$  MPa byly zaznamenány při průjezdu maximální rychlostí  $54,4$  km/h. Největší dynamická síla  $245,4$  kN byla zaznamenána při brzdění z rychlosti  $36,3$  km/h, kdy se lokomotiva zastavila přední nápravou cca  $2,6$  m za mostním závěrem.

Výsledky dynamické odezvy podrobně zdokumentovaly chování mostní konstrukce, která reaguje na vnesené zatížení adekvátním způsobem, a zároveň je lze případně využít jak ve fázi navrhování nových, tak i ověřování stávajících objektů podobného typu.

### ZÁVĚR

Železniční most nad Průmyslovou ulicí prošel rozsáhlou rekonstrukcí v komplikovaném prostoru nad nejužší pražskou komunikací a ve velmi krátkém časovém období cca deseti měsíců prací. V průběhu výstavby muselo být provedeno mnoho úprav původní zadávací

dokumentace vyplývající ze skutečných zjištěných stavů konstrukcí. Vhodnou úpravou technologií realizace a operativními změnami projektu byl dodržen krátký čas realizace a vysoké požadavky na kvalitu prováděných prací.

Projektová dokumentace a autorský dozor	SUDOP Praha, a. s., IKP CE, spol. s r. o., Pragoprojekt, a. s.
Generální dodavatel	Sdružení Viamont DSP, a. s., Eurovia CS, a. s., a GJW Praha, spol. s r. o.
Realizace mostního objektu	Metrostav, a. s., Divize 5
Dodavatel panelů ztraceného bednění	ABM Mosty, s. r. o.

Ing. Jan Sýkora  
Pragoprojekt, a. s.  
e-mail: sykora@pragoprojekt.cz



Ing. Jiří Lukeš  
Metrostav, a. s.  
e-mail: jiri.lukes@metrostav.cz



20a



20b

