22. ročník konference

ŽELEZNIČNÍ MOSTY A TUNELY 2017

SBORNÍK PŘÍSPĚVKŮ

18. ledna 2017

Pořadatelé	Mediální partneři

SUDOP PRAHA

SŽDC Správa železniční dopravní cesty

SILNICE ŽELEZNICE

mosty.cz

ŽELEZNIČNÍ MOSTY A TUNELY 2017

setkání správců, investorů, projektantů a stavitelů

SBORNÍK PŘÍSPĚVKŮ

22. ročník konference

1. vydání, 2017
ISBN 978-80-906789-0-3

Vydavatel: SUDOP PRAHA a. s.
Praha 3, Olšanská 1a, 130 80 Praha 3

ŽELEZNIČNÍ MOSTY A TUNELY 2017
setkání správců, investorů, projektantů a stavitelů

Revitalizace trati
České Budějovice - Volary

Modernizace trati
Tábor - Sudoměřice u Tábora

Modernizace trati
Praha-Běchovice - Úvaly

SUDOP PRAHA ®

projekty - inženýring - konzultace

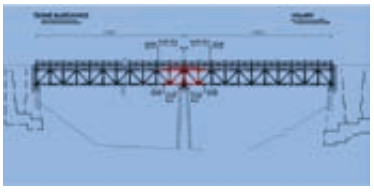
Mostní díla roku:

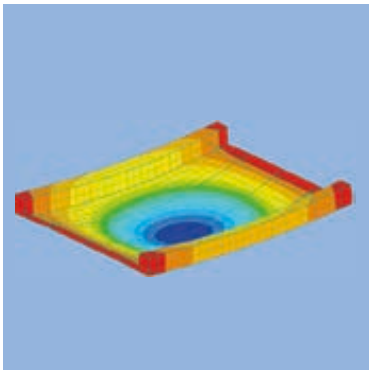
2014 - Rekonstrukce železničního mostu Děčín - Jedlová a Česká dopravní stavba a technologie 2013
2005 - Železniční most v km 145,463 trati Kadaň - Karlovy Vary
2004 - Železniční mosty v km 24,539 a 25,885 trati Krasíkov - Česká Třebová
2001 - Silniční estakáda Řepy - Ruzyně
2001 - Železniční jezernický viadukt Cihelný
1998 - Železniční most na trati Plesná - Cheb

Olšanská 1a, 130 80 Praha 3 * tel.: 267 094 304 * e-mail: praha@sudop.cz * www.sudop.cz

Správa železniční dopravní cesty

MOSTY A TUNELY





HLAVNÍ ČINNOSTI

Vedení dokumentace a evidence (MES, EST)
Běžné prohlídky mostů, propustků a tunelů
Podrobné prohlídky mostů a tunelů
Mimořádné prohlídky mostů a tunelů
Hlavní prohlídky mostů, propustků a tunelů
Stanovování přechodnostních parametrů
Povolování mimořádných zásilek
Zadávání projekčních a stavebních prací
Připomínkování projektové a výrobní dokumentace
Technický dozor stavebníka
Dílenské a montážní přejímky konstrukcí
Udržování mostů, propustků a tunelů
Schvalování stanovených výrobků a činností
Tvorba a gestorství dokumentů a předpisů

Správa železniční dopravní cesty, státní organizace

www.szdc.cz

OBSAH

1| **Rekonstrukce mostu v km 80,930 trati Hohenau (ÖBB) – Přerov** 1
Ing. Antonín Směták, Ing. Petr Šťasta,
FIRESTA - Fišer, rekonstrukce, stavby a. s.

2| **Experimentální činnosti při a po výstavbě mostu Oskar** 9
doc. Ing. Pavel Ryjáček, Ph.D., Ing. Vojtěch Stančík,doc. Ing. Jiří Litoš,
Ph.D., prof. Ing. Michal Polák, CSc., Ing. David Rose a kol.,
Fakulta stavební ČVUT v Praze, EXprojekt s. r. o.

3| **Připravované investice mostních a tunelových staveb** 17
Ing. Petr Hofhanzl, SŽDC, s. o.

4| **Příprava rekonstrukce Negrelliho viaduktu** 25
Ing. Bohuslav Stečínský, MSc., SŽDC, s. o.

5| **Tunel Ejpovice – příprava a realizace,**
stavba „Modernizace trati Rokycany – Plzeň“ 33
Ing. Milan Majer, SŽDC, s.o.

6| **Zkušenosti z ražeb jižního jednokolejného tunelu Ejpovice** 39
Ing. Štefan Ivor, Ing. Petr Hybský, Václav Anděl, Metrostav a. s.

7| **Rekonstrukce teplického tunelu a mostu v Petříkovicích**
v rámci akce Revitalizace trati Trutnov – Teplice nad Metují 47
Ing. Jan Panuška, Ing. Václav Dohnálek, Subterra a. s.

8| **Měření mechanického napětí v konstrukcích železničních mostů a tunelů** 55
RNDr. Pavel Obluk, INSET s. r. o.

9| **Technické požadavky na výrobky** 61
Ing. David Zeman, SŽDC, s.o.

10| **Prostorové prvky pro inženýrské stavby**
Nové prefabrikované rámové propustky ŽPSV a. s. pro drážní stavby 67
Ing. Jiří Horehleď, ŽPSV a. s.

11| **Most v km 232,992 trati Chomutov – Cheb** 73
Ing. Libor Marek, Ing. Ondřej Lojík Ph.D., TOP CON SERVIS s. r. o.

12| **Rekonstrukce mostů Uzel Plzeň, Mikulášská ul. pohledem investora** 83
Ing. Stanislav Kejval, Ing. Pavel Paidar, SŽDC, s. o.

13| **Železniční estakáda Výmola** 93
Ing. Jiří Elbel, Ing. Jiří Prášilík, SUDOP PRAHA a. s.

14| **Problematika stanovení zatížitelnosti klenbových mostních objektů** 101
Ing. Michal Drahorád, Ph.D., ČVUT v Praze, Fakulta stavební
Ing. Tomáš Čermák, SŽDC, s. o.

15| **Nový železniční most přes Váh v Trenčíně** 111
Ing. Pavel Mařík, Bögl a Krýsl, k. s.

16| **Optimalizace trati Český Těšín – Dětmarovice SO 33–19–01.02 Louky nad Olší – Karviná, most v km 332,420** 119
Ing. Dalibor Václavík, Ing. Petr Šťasta, Ing. Martin Bortlík,
FIRESTA – Fišer, rekonstrukce, stavby a. s.

17| **Ocelový most v Mirošově s extrémně stlačenou stavební výškou – projekt, realizace a experiment** 125
doc. Ing. Pavel Ryjáček, Ph.D., Ing. Vojtěch Stančík, prof. Ing. Michal Polák, CSc., Ing. Tomáš Plachý, Ph.D., Martin Pokorný, VPÚ DECO PRAHA a. s., Fakulta stavební ČVUT v Praze, EDIKT, a. s.

18| **Ocelové mosty s průběžným kolejovým ložem ve stísněných prostorových poměrech** 133
Ing. Ivan Šír, Ing. Jan Fiala, Ing. Zdeněk Lakmayer,
Ing. Ivan Šír, projektování dopravních staveb a. s.

19| **Modernizace žst. Česká Lípa, mosty SO 14-20-02 a 14-20-03** 139
Ing. Jan Komanec, Pontex spol. s r. o

SUDOP PRAHA

středisko inženýringu a geodézie nabízí

GRP System FX na železnici

GRP 3000 – univerzální měřící systém v oblasti železnice pro:

- vysoce přesné geodetické měření polohy a geometrických parametrů koleje
- zaměření průjezdného profilu ve 2D i 3D a to automaticky s definovanou hustotou bodů nebo manuální cílení
- zaměření trolejového vedení
- zaměření podkladů (stávajícího stavu) pro projektové práce
- kontrolu projektovaných hodnot oproti skutečným (poskytnutí dat pro korekci, okamžitá identifikace kritických míst) v reálném čase
- spolehlivý sběr informací o překážkách, jejich dokumentace a kontrola (centrální databanka pro zobrazení a správu všech definovaných a zaměřených průjezdných profilů, naměřených a projektových dat, včetně chronologie měření)

GRP System FX se skládá z:

- precizního, robustního hardware – vozíku GRP 3000
- software Amberg Rail 2.0 a Amberg Clearance Basic

Hlavní přednosti GRP 3000

- jedinečná kombinace měřického vozíku a profilometru Amberg 110 FX
- možnost použití ve spojení s motorizovanou totální stanicí (TPS) nebo s aparaturou GPS
- vysoce přesné 3D měření osy koleje v kombinaci s přesnou totální stanicí
- integrovaný napájecí zdroj
- bezpečné použití na železničních tratích (elektricky izolovaný systém)
- software, který umožňuje efektivní vyhodnocení naměřených dat
  - plně automatické vyhodnocení
  - možnost převodu dat do formátů DXF a ASCII
  - možnost tvorby protokolů z naměřených dat (graficky, v klasickém zobrazení příčného profilu s uvedením odchylek od definovaného profilu nebo ve formě seznamu souřadnic s popisem)

Systémová přesnost	
Polohová a výšková přesnost	
GRP + TPS	+/- 1 mm
GRP + GPS	poloha: +/- 20 mm výška: +/- 40 mm
Rozchod	+/- 0,3 mm

Výkonnost systému	
Doba měření jednotlivého objektu relativně k ose koleje (např. návěstidlo, most, nástupiště) – 10 měřených bodů – manuelní cílení	60 s
Doba měření profilu relativně k ose koleje (tunel) – 50 měřených bodů – automatické měření	60 s
Doba měření příčného profilu ve 3D	
Interval měření profilů	10 m
Počet bodů v profilu	30
Výsledný měřický výkon	350 m/hod.

Doby měření	
Měření profilu	
Zaměření jednoho bodu profilu	1 s
Automatické zaměření profilu	60 bodů/1 min
Měření parametrů koleje (osa, rozchod, převýšení)	
GRP + TPS GRP + GPS	5 s 1 s

SUDOP PRAHA a.s.
Olšanská 1a, 130 80 Praha 3

Středisko 204 – inženýringu a geodézie

vedoucí Ing. Roman Čítek
telefon: 267 094 100, e-mail: roman.citek@sudop.cz

Rekonstrukce mostu v km 80,930 trati Hohenau (ÖBB) – Přerov

Ing. Antonín Směták, Ing. Petr Šťasta
FIRESTA-Fišer, rekonstrukce, stavby a. s.

1. Důvod rekonstrukce

Předmětem rekonstrukce mostu bylo odstranění technického stavu mostu a zajištění požadované traťové rychlosti 160 km/h. Nosná konstrukce nebyla v technicky dobrém stavu – již návrh nosné konstrukce byl nevhodný (ve své době byla konstrukce prototyp). V uložení nosné konstrukce mostu byly zjištěny závažné poruchy – naklonění ložisek. V roce 2011 byla provedena rozsáhlá diagnostika, z níž vyplynulo, že spodní stavba nebyla dobře provedena – nutnost demolice mostních pilířů. V roce 2013 bylo zjištěno, že je vyčerpána únavová kapacita mostovky a byla již vyčerpána možnost rektifikace kolejových dilatačních zařízení na mostě. Z těchto důvodů byla již dříve snížena traťová rychlost na mostě na 100 km/h.

2. Původní stav mostního objektu

V původním stavu byla každá z kolejí převedena přes odlehčovací rameno řeky Dyje mostem tvořeným třemi po sobě jdoucími prostými poli o rozpětích 24,0 + 63,0 + 24,0 m. Krajní pole byla tvořena trámovou konstrukcí s plnostěnnými hlavními nosníky a spodní ortotropní mostovkou. Střední pole bylo tvořeno Langerovým trámem. Spodní stavba byla tvořena opěrami a dvěma pilíři. Opěry a pilíře byly ze železobetonu a byly založeny hlubinně. Na mostě se nacházel svršek tv. R65 s přímým upevněním k mostovkovému plechu.

3. Nový stav mostního objektu

Při rekonstrukci byla provedena nová nosná konstrukce mostu. Byla provedena ocelová konstrukce s plnostěnnými spodními trámy uzavřeného průřezu vyztuženými netuhým obloukem se síťovanými táhly. Jedná se o prosté pole, o tzv. „síťovaný oblouk“. Ve střední části trámů hlavních nosníků je proveden balast z vysušeného křemičitého písku pro rektifikaci napětí v táhlech. Nosná konstrukce je uložena na všesměrně pohyblivých ocelových

Obr. 1 – Původní mostní konstrukce

Obr. 2 – Pohled na nový most

kalotových ložiscích s vodicími ložisky uprostřed na obou opěrách. Podélné účinky jsou zachyceny v systému řízení dilatace mostu. Jedinečnost nosné konstrukce spočívá v šikmosti mostu (41o), svařovaných táhlech oblouku a v použití pákového systému řízené dilatace mostu použitého pro šikmé uložení – použito v ČR poprvé. Izolace nosné konstrukce byla provedena stříkanou izolací.

Opěry spodní stavby byly provedeny před stávajícími opěrami. Založení nových mostních opěr bylo provedeno hlubinně na železobetonových vrtaných pilotách průměru 1200 mm délek 15,0 až 18,8 m. Pro zajištění vodorovné stability mostních opěr je proveden systém šestipramencových trvalých kotev. Na každou opěru je provedeno 8 ks kotev délky 27,0 m ve dvou úrovních. Spodní stavba byla betonována postupně po pracovních celcích od středu směrem ke krajům. Postup byl předepsán projektovou dokumentací. Rub opěr byl zaizolován pásovou izolací. Původní pilíře byly odbourány.

Pro most bylo použito následné barevné řešení:

- Táhla, ztužení oblouků (mezi oblouky), zábradlí a ložiska OK mostu = žlutá
- Část vnějšího spodního trámu HN pod rozšířením + dolní líc, příruby všech pásnic trámů hlavních nosníků + dolní líc a příruby všech dolních pásnic příčných výztuh včetně koncové příčné výztuhy = antracitová
- Chodníky na koncích ocelové konstrukce v místě dilatačního závěru = šedá
- Ostatní ocelové povrchy = bílá
- Římsy spodní stavby = „syrový“ beton
- Opěry, dříky křídel, chodníky, závěrné zídky, hrobečky = antracitově probarvený beton

Barevné řešení bylo určeno architektem mostu Ing. arch. Václavem Kociánem takto:
„Hlavní barvou mostu je neutrální bílá, barva čistoty a elegance. V kontrastu s bílou jsou spodní části mostu opatřeny antracitovou černou, v pohledu nevýraznou barvou pro

vylehčení konstrukce. Barva použitá na nosných táhlech, příčném ztužení a zábradlí je žlutá, jakožto barva slunce, barva zaujetí a barva detailu, jež přiláká pozornost, ale nenaruší klidné přírodní prostředí.“

4. Účastníci celé stavby

Stavba se skládá z 21 provozních souborů a stavebních objektů, kde hlavním objektem byl objekt mostu. Součástí stavby byly objekty zabezpečovací zařízení, zajištění výhybny, železničního svršku a spodku, kabelového a trakčního vedení.

- Stavebníkem stavby byla: Správa železniční dopravní cesty, státní organizace
- Zpracovatelem dokumentace byl: EXprojekt s. r. o., Ing. David Rose
- Zhotovitel stavby: společnost „Břeclav most – Firesta + AŽD“ Stavba byla realizována zhotovitelským sdružením „Břeclav most – Firesta +AŽD“. Objem prací hlavních dodavatelů: Firesta 83 %, AŽD 11 %, EŽ 6 %.
- Zhotovitelem mostního objektu byl vedoucí společník společnosti firma FIRESTA – Fišer, rekonstrukce, stavby a. s. Firma FIRESTA provedla stavbu objektu vlastními kapacitami s dvěma výjimkami – velkoprůměrové piloty provedla firma GKR a oblouk první ocelové konstrukce provedla firma DT Prostějov (z důvodu urychlení výstavby).

Hlavní parametry mostu:

– Rozpětí nosné konstrukce:	97,500 m
– Délka mostu:	129,90 m
– Šikmost mostu:	41°
– Konstrukční výška NK mostu:	15,64 m v polovině rozpětí
– Šířka mostu:	16,90 m (1 NOK 8,15 m)

5. Časový postup prací

– 11–12/2014	Montáž výhybny – nutnost dvoukolejného provozu na rakouské straně
– 11/2014–1/2015	Zřízení velkoprůměrových pilot v koleji č. 2 po demon táži a zpětné montáži krajních polí původního mostu
– 1–12/2015	Rekonstrukce mostu v koleji č. 1 – nová ocelová konstrukce Montována v ose koleje, prováděn jen podélný výsun
– 8/2015–7/2016	Rekonstrukce mostu v koleji č. 2 – nová ocelová konstrukce Montována vedle koleje č. 2, prováděn podélný a příčný zásun
– 7–8/2016	Demontáž výhybny
– 8/2016	Dynamické zatěžovací zkoušky

6. Postup výstavby

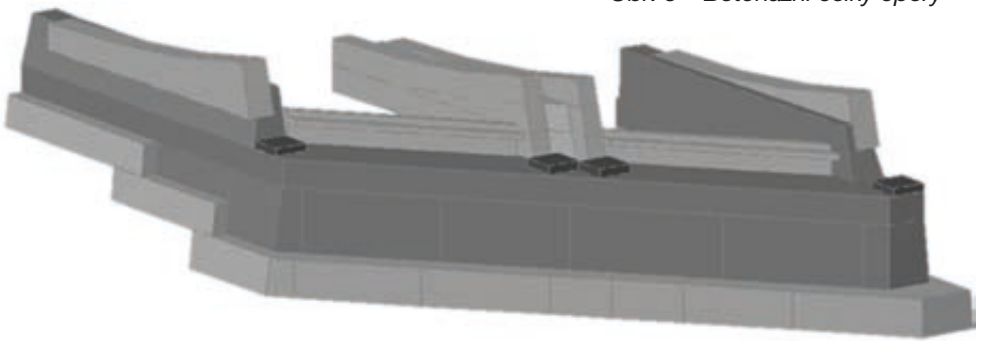
Pro umožnění výstavby v jedné vyloučené a jedné provozované koleji a současně dvoukolejného provozu z rakouské strany byla před stavbou provedena výstavba výhybny. Výhybna byla situována cca 500 m od mostu ve směru na Rakousko. Tím bylo umožněn provoz z rakouské strany dvoukolejně a na mostě po jedné koleji.

V krátkodobých výlukách v 2. koleji při vyjmutých krajních polích původního mostu byly provedeny velkoprůměrové piloty části opěry v 2. koleji. Po zřízení pilot byla krajní pole vrácena a opět zprovozněna 2. kolej. Nutnost provedení založení v 2. koleji byla dána požadavkem projektové dokumentace na společnou opěru pro 2. kolej.

Rekonstrukce mostu započala vyloučením 1. koleje a provedením demontáže stávající nosné konstrukce pomocí kolejového jeřábu GEK 80. Poté byly zahájeny práce na velkoprůměrových pilotách v 1. koleji a byly odbourány původní pilíře.

Po provedení pilot byly zahájeny práce na opěrách. Byly provedeny výkopy stavebních jam, podkladní betony, odbourány hlavy pilot. Stavební jámy byly provedeny pažené, k pažení byly provedeny zápory z I nosníku a vyplněny fošnami. Následovaly zemní kotvy a betonáže 48 celků na každou opěru podle požadavků projektové dokumentace – obr. 3.

Obr. 3 – Betonážní celky opěry

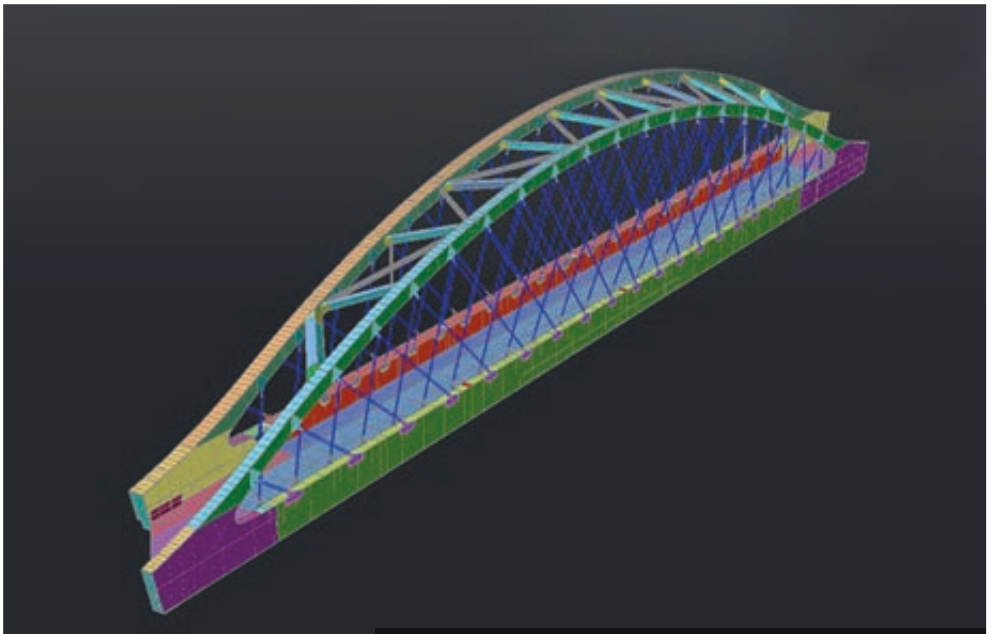


Současně s pracemi na spodní stavbě započala výroba nové ocelové konstrukce v mostárně firmy FIRESTA.

Dále probíhaly práce na založení vysouvací dráhy a montážní plošiny v ose koleje č. 1. Montážní plošina byla založena na náspu za rakouskou opěrou, výsun mostu probíhal ze strany od Vídně. Vysouvací dráha byla založena na mikropilotách. Použití mikropilot bylo dáno požadavkem předepsaných poklesů při výsunu a velkým množstvím různých zbytků původních konstrukcí pod mostem. Na skupinách mikropilot byly provedeny železobetonové desky (i z důvodu příčného zaztužení) a na nich byly postaveny pilíře z materiálu PIŽMO.

Montáž nové konstrukce probíhala na montážní plošině za rakouskou opěrou. Byl proveden návoz jednotlivých dílů hlavních nosníků a mostovky. Poté byl proveden podélný výsun do otvoru a poté následovala montáž oblouku a ztužení oblouku.

Samostatnou kapitolu při montáži ocelové konstrukce tvořila montáž a napínání táhel. Každé táhlo bylo ještě před zavěšením na oblouk osazeno dvěma tenzometry, tenzometry byly taktéž osazeny i oblouky a trámy. Tenzometrie byla sledována po celou dobu osazování táhel. Postup osazování táhel tvořil samostatný dlouhý elaborát. Projektant si vytvořil za tímto účelem vlastní výpočtový model a hodnoty napínání jednotlivých táhel byly po jednotlivých etapách upravovány.



Obr. 4 – 3D model při tvorbě výrobní dokumentace

Zjednodušeně by se dalo popsat osazování táhel následovně:

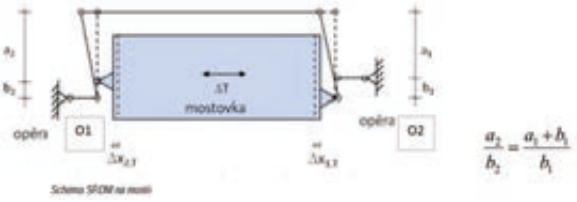
- První cyklus měření M1: tenzometrie oblouků bez zavěšených táhel, po uvolnění bárek, po zavěšení táhel na oblouk
- Kalibrace měření teploty: měřeno v 4:00, 8:00, 12:00, 16:00, 20:00, 0:00 na 20 místech současně na osluněné a neosluněné straně – stanovení závislosti mezi délkou NK a naměřenými hodnotami napětí
- Hluché napnutí táhel (skupiny táhel) – druhý cyklus měření M2: měření tenzometrie oblouku, trámů, na táhlech, teplota táhel, teplota oblouku – napínání 16 táhel,
- Měření posunů volných konců táhel s přesností 0,1 mm
- Průběžná geodetická kontrola podpůrných konstrukcí,
- Nastavení délky táhel (zkrácení)
- Teplotní rozdíl mezi fázemi napínání,
- Napínání táhel (8 fází u NOK1, resp. 7 fází u NOK2), fáze včetně vnášení předpětí i bez (max. síla 600 kN)
- Aplikace balastu do trámů u obou NOK, u NOK2 aplikace dodatečného balastu cca 250 tun
- Demontáž podpůrných bárek trámů
- Monitoring

V průběhu montáže táhel byly hlavní nosníky vyplněny trvalým balastem z vysušeného křemičitého písku – v jedné konstrukci je cca 150 t.

V této době již probíhala příprava montážní plošiny a vysouvací dráhy pro novou ocelovou konstrukci pro 2. kolej. Pro urychlení prací byl použit jiný způsob. Nová konstrukce byla smontována vedle koleje č. 2 za břeclavskou opěrou. Založení montážní plošiny bylo provedeno na štěrkových pilotách. Založení vysouvací dráhy bylo opět na mikropilotách.

Obr. 5 – Montáž táhel v nočních hodinách

Po osazení NOK1 na ložiska a provedení izolací byly vykonány práce na přípravě prvků systému řízené dilatace mostu (SŘDM). Po osazení dilatací a zatížení mostu stálým zatížením (železniční svršek) byl systém SŘDM aktivován.



Poté proběhly v 1. koleji statické zatěžovací zkoušky a na mostě byl v první koleji zaveden provoz rychlostí 50 km/h.

Po osazení NOK1 na ložiska byly zahájeny práce na montáži NOK2 a vysouvací dráhy pro NOK2. Výroba konstrukce NOK2 započala ihned po dokončení výroby NOK1, montáž probíhala obdobně jako u NOK1. Vysouvací dráha pro podélný výsun byla provedena z materiálu PIŽMO a pro příčný výsun ze železobetonových prvků.

Po provedeném podélném výsunu byla provedena montáž oblouku a ztužení oblouku. Na požadavek projektanta (aplikace využití zkušeností z NOK1) byla konstrukce před montáží táhel osazena dočasným balastem (železobetonovými panely) o hmotnosti cca 250 t. Počet fází byl snížen sloučením 1. a 2. fáze, jinak byl postup obdobný.

Po provedení táhel byl proveden příčný zásun i s dočasným balastem, který byl využit i pro přednastavení SŘDM. Další práce proběhly obdobně jako u NOK1.

Po demontáži výhybny byly provedeny dynamické zatěžovací zkoušky a zkoušky brzděním pojezdy dvojicí lokomotiv Taurus a požadovaným množstvím plně naložených vozů. Pro dynamické zatěžovací zkoušky to bylo 9 vozů, pro zkoušky brzdění 1.

7. Závěr

Díky úsilí všech zúčastněných stran se podařilo dokončit dílo, které je na české železnici v několika bodech unikátní. Výroba a montáž ocelové konstrukce patřila k těm nejnáročnějším, které společnost Firesta realizovala.

Ing. Antonín Směták
FIRESTA-Fišer, rekonstrukce, stavby a. s.
Tel.: +420 724 217 200
E-mail: smetak@firesta.cz

Ing. Petr Šťasta
FIRESTA-Fišer, rekonstrukce, stavby a. s.
Tel.: +420 721 365 896
E-mail: stasta@firesta.cz

Experimentální činnosti při a po výstavbě mostu Oskar

doc. Ing. Pavel Ryjáček, Ph.D., Ing. Vojtěch Stančík, doc. Ing. Jiří Litoš, Ph.D., prof. Ing. Michal Polák, CSc., Ing. David Rose a kol.
Fakulta stavební ČVUT v Praze, EXprojekt s. r. o.

1. Úvod

Příspěvek popisuje rozsáhlá měření, která byla prováděna v průběhu výstavby unikátního železničního mostu Oskar. Jedná se jednak o měření sil v táhlech v průběhu předpínání, které bylo zásadní pro správné zajištění chování konstrukce, jednak o provedení statických, dynamických a brzdných zkoušek mostu. Současně byl zahájen rozsáhlý program monitoringu na 4 roky, kde se sleduje chování mostu a jeho interakce s bezstykovou kolejí.

2. Přehled provedených měření

S ohledem na výjimečný rozsah konstrukce mostu Oskar, řadu netypických detailů, výraznou šikmost mostu a další aspekty byla na mostě navržena série rozsáhlých experimentálních činností, které měly za cíl zajistit výsledný stav mostu dle očekávání investora (SŽDC) i projektanta (Exprojekt) a současně pomoci zhotoviteli (FIRESTA) v průběhu výstavby zejména v procesu předpínání táhel. Na měření se podílela Fakulta stavební ČVUT, v oblasti měření pro aktivaci táhel ve spolupráci s firmou Vladimír Fišer. Jednalo se o tyto činnosti:

- Měření pro předpínání a aktivaci táhel
- Statická zatěžovací zkouška pro obě NK
- Dynamická a brzdná zatěžovací zkouška
- Systém pro dlouhodobý monitoring
- Správa a vyhodnocování monitoringu po dobu 4 let

3. Měření při předpínání táhel

Základním cílem celého měření bylo ověření teoretického výpočtového modelu mostu, stanovení vlivu teploty na mnohonásobně staticky neurčitou konstrukci a zajištění správné

míry předpětí tyčových táhel dle požadavků projektanta, a tedy i správné naladění tuhostních parametrů mostu.

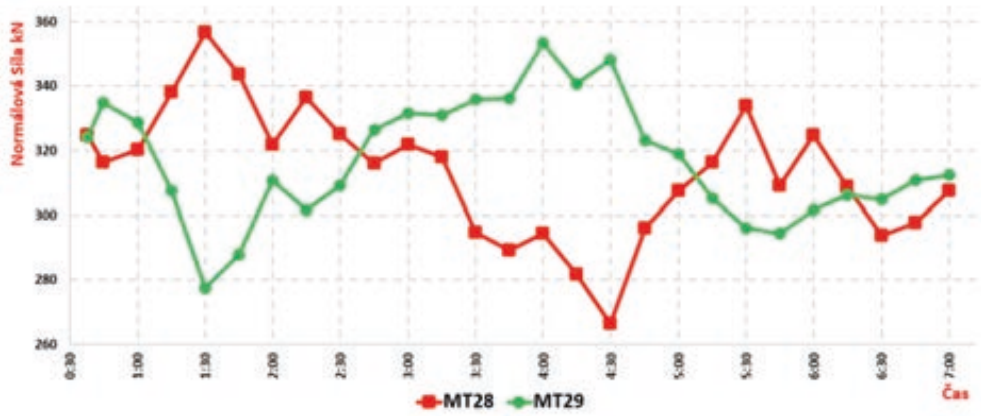
V první fázi byl proveden 1. cyklus měření, ve kterém bylo nejprve stanoveno nulté čtení a vliv odskružení oblouku na napjatost. Následně proběhla měření pro kalibraci vlivu teploty a stanovení závislosti mezi změnou teploty mostu a odpovídající dilatací.

Obr. 1 – Pohled na přípravu táhel, lepení tenzometrů na montážní ploše

V návaznosti na kalibraci teploty byl proveden 2. cyklus měření, cílený na ověření vůlí ve svarech na napětí táhel, správného chování numerického modelu a funkčnosti měřicí techniky. Poté již byla zahájena samotná aktivace táhel, která byla rozdělena celkem do 8 fází. V rámci měření byly sledovány následující veličiny:

- Poměrné deformace v obloucích a trámech NK (tenzometrické polomosty)
- Poměrné deformace v táhlech (tenzometrické polomosty, na krátkých táhlech celomosty)
- Teplota trámů a oblouků (osluněná a neosluněná strana)
- Teplota mostovky (neosluněná strana)
- Teplota ovzduší (ve stínu)
- Posuny v ložiskách (LVDT snímače)

Poté již započala aktivace táhel, rozdělená celkem do osmi fází. Nultý stav pro všechny měřené veličiny i prvky byl odečten v noci před aktivací skupiny táhel první fáze. V prvních dvou fázích byla táhla zavařena bez jakéhokoli předpětí. Ve zbylých fázích poté bylo do táhel pomocí předpínacích přípravků se závitovými tyčemi nejprve vneseno předepsané předpětí a až poté byla táhla svařena. Vyhodnocené protokoly v prvních dvou fázích tedy zahrnovaly velikosti napětí a vnitřních sil na konstrukci v okamžicích před svařením, po svaření a po vychladnutí svaru, jejich průběh je patrný na obr. 2. Závěrem celého procesu montáže táhel bylo nadzdvižení konstrukce z podpor (aktivace mostu). Při tomto procesu byly vyhodnoceny vnitřní síly a napětí v okamžiku před nadzvednutím a po nadzvednutí a porovnány s teoretickými hodnotami, přičemž se nacházely v tolerančním rozmezí.



Obr. 2 – Průběh síly v táhlech v průběhu svařování a chladnutí svaru

4. Statické zatěžovací zkoušky

Statická zatěžovací zkouška proběhla na NK1 dne 3. 12. 2016, na NK2 pak 4. 7. 2016. Při zkoušce byly sledovány svislé průhyby nosné konstrukce ve středu rozpětí, pod středním příčníkem, dále pak stlačení ložisek. Geodeticky bylo sledováno zatlačení opěr. U NK1 se sledovaly i osové síly v táhlech celkem v 7 místech. Dále byla sledována všechna místa v rámci dlouhodobého monitoringu i teplota na NK. Pro zkoušku byl použit dvoukonzolový železniční jeřáb GEK 80 o nápravových silách 6 × 35 t ve střední části břemene (viz obr. 3).

Obr. 3 – Pohled na SZZ na NK1

Jak ukazuje tabulka 1, tak hodnoty průhybů i síly v táhlech velmi dobře korespondovaly s numerickým modelem projektu. Obdobné výsledky byly dosaženy i na NK2. Celkově byly tedy výsledky SZZ pozitivní pro obě NK.

Tabulka 1 Výsledky statické zatěžovací zkoušky NK1

Síla v táhle	Zatěž. stav číslo	Teor. hodnota změny síly Scal [kN]	Celk. změna síly S_{tot} [kN]	Trvalá změna síly S_r [kN]	Elast. složka síly S_e [kN]	Poměr S_e/S_{cal}	Poměr S_r/S_{tot}
T12	ZS1	109,9	101	0	101	0,92	0,00
T26	ZS2	–70,7	–61	–1	–60	0,85	0,02
T27		–79,7	–76	–2	–74	0,93	0,03
T28		–77,0	–76	–1	–75	0,97	0,01
T47	ZS3	–48,3	–40	3	–43	0,89	–0,08
T50		–82,7	–74	–1	–73	0,88	0,01
T53		–38,5	–36	–2	–34	0,88	0,06

5. Brzdné a dynamické zatěžovací zkoušky

5.1 Přehled provedených měření

Základním cílem dynamické a brzdné zatěžovací zkoušky bylo ověření skutečného dynamického chování a spolehlivosti nosné konstrukce mostu, ověření reálného kmitání táhel, dále pak ověření funkce systému řídicí tyče před jejím uvedením do provozu. Zkouška proběhla dne 24. srpna na NK1 a ve čtvrtek 25. srpna 2016 na NK2.

1. část zkoušky byla zaměřena na zkoumání vynuceného kmitání NK1 vyvolaného přejezdy zkušební železniční soupravy přes most různými rychlostmi a na orientační stanovení frekvencí a tvarů vlastního kmitání, při 2. části zkoušky byl zkoumán vliv potenciální poruchy propojek závěsů na jejich dynamické chování. Při 3. části zkoušky byly zkoumány účinky intenzivního brzdění a zastavení železniční soupravy na mostě ve zvolené pozici a jejího následného rozjezdu.

Svislé průhyby nosné konstrukce byly sledovány ve středu rozpětí trámu, dále pak bylo měřeno stlačení ložisek. Zrychlení kmitání nosné konstrukce mostu bylo sledováno ve čtvrtině, polovině a třech čtvrtinách rozpětí trámu, na obloucích v místě portálu a ve vrcholu a na vybraných závěsech. Zrychlení bylo sledováno jak svislé, tak vodorovné kolmo na osu mostu. Na trámu, vybraných závěsech i na kolejnicích se sledovaly i poměrné deformace pomocí tenzometrických snímačů, současně byl sledován most soustavou pro dlouhodobý monitoring. Na NK2 pak byly sledovány uvedené hodnoty v redukovaném rozsahu.

Pro dynamickou zatěžovací zkoušku na NK1 byla použita železniční souprava složená ze dvou tažných lokomotiv Siemens Taurus ES64U2 (87 t) a deseti nákladních vagonů Falls (80 t). Pro brzdnou zkoušku byl pak mezi lokomotivy vložen pouze jeden vagon Falls. Na NK2 byl sledován přejezd reálných vlaků.

Přejezdy byly provedeny přes zkoumaný objekt různými rychlostmi (5, 15, 30, 45, 60, 70, 80, 90 a 100 km/h) v obou směrech jízdy. Brzdné zkoušky byly prováděny pomocí rozjeté železniční soupravy na rychlost 70 až 100 km/h, která začala s maximální účinností brzdit tak, aby zastavila v definované poloze a vyvodila tak maximální vodorovnou brzdnou dynamickou sílu.

5.2 Výsledky dynamických zkoušek

Analýza naměřených zrychlení byla provedena ve frekvenčním intervalu od cca 0,5 Hz do cca 100 Hz. Na trámech byla největší hodnota výkmitu svislého zrychlení zjištěna:

- 0,87 $m \cdot s^{-2}$ při dynamické zatěžovací zkoušce na NK1
- 0,63 $m \cdot s^{-2}$ při brzdných zkouškách na NK1
- 1,00 $m \cdot s^{-2}$ při dynamické zatěžovací zkoušce na NK2 při přejezdu nákladního vlaku

Všechny tyto hodnoty jsou menší než mezní hodnota 3,5 $m \cdot s^{-2}$ předepsaná v ČSN EN 1991–2 v čl. A2.4.4.2.1. Co se týče vodorovného zrychlení, tak je zajímavé, že tyto hodnoty byly větší než zrychlení svislé, a to až 1,38 $m \cdot s^{-2}$ při dynamické zatěžovací zkoušce na NK1.

Pro velikost vodorovného zrychlení není mezní hodnota stanovena. Lze pouze konstatovat, že hodnota svislého a vodorovného zrychlení je srovnatelná, což odpovídá výrazné šikmosti konstrukce a charakteru vlastních tvarů.

Zjištěný dynamicky součinitel byl maximálně 1,035, což je mírně nad hodnotu 1,0, která odpovídá ČSN EN 1991–2.

Frekvence a tvary vlastního kmitání vyhodnocené při dynamické zatěžovací zkoušce byly porovnány s vypočtenými frekvencemi a tvary vlastního kmitání určenými v dynamickém výpočtu mostu. Pro porovnání byly použity výsledky zohledňující skutečné hodnoty tíhy balastu a kolejového lože, současně s uvážením neposuvných ložisek. I přes značné buzení od přejezdu vlaku byl posun ložisek dosažen pouze v okamžiku přejezdu, následně ale došlo k zastavení posunu ložisek vlivem tření prakticky okamžitě poté, co vlak opustil mostní konstrukci. Proto modální charakteristiky, zjišťované z dokmitu konstrukce, odpovídají spíše konstrukci s neposuvnými ložisky.

Tabulka 2 Srovnání vlastních frekvencí mostu NK1

Poř. č.	Vlastní frekvence vypočtené [Hz]	Vlastní frekvence naměřené [Hz]	Odchylka vlastních frekvencí [%]	Přípustná mezní odchylka [%]	Popis charakteru odpovídajícího vlastního tvaru
1	1,72	1,81	–5,6	+10; –15	1. tvar vodorov. příčného kmit. oblouku
2	2,22	2,47	–11,4	+10; –15	1. tvar vodorov. příčného kmit. mostu
3	2,79	2,78	0,4	+10; –15	1. tvar svislého ohybového kmitání
4	3,64	x		+/–15,3	2. tvar vodorov. příčného kmit. oblouku
5	3,92	4,06	–3,6	+/–15,4	1. tvar kroutivého kmitání mostu
6	5,00	4,56	8,7	+/–15,8	2. tvar svislého ohybového kmitání
7	5,43	5,63	–3,7	+/–15,9	2. tvar vodorov. příčného kmit. mostu

Z volného tlumeného dokmitání konstrukce byly určeny charakteristiky útlumu konstrukce, pro f(2) = 2,47 Hz byl poměrný utlum z = 1 %, pro frekvenci fm = 8,5 Hz pak poměrný útlum z = 0,8 %. Zjištěný logaritmický dekrement útlumu zkoušeného mostního objektu odpovídá použitému typu nosné konstrukce mostu a je vyšší než hodnota použitá v dynamickém výpočtu i než doporučená hodnota uvedená v ČSN EN 1991–2.

Zjištěné vodorovné výchylky táhel jsou srovnatelné s vypočtenými hodnotami, maximální výkmit výchylky byl ±4,76 mm, přičemž se jedná o relativní výchylku táhla.

Z výsledku brzdných zkoušek lze zhodnotit tyto závěry:
- Z hlediska systému SŘDM se konstrukce při brzdných zkouškách chovala v zásadě podle očekávání a nebyly zjištěny žádné anomálie vyplývající z případné nefunkčnosti systému SŘDM
- Posuny v ložiskách od účinku brzdných sil jsou rozdílné, což odpovídá účinku brzdných sil a celkovému posunu konstrukce (viz obr. 5)
- Napětí v řídicí tyči se liší na obou koncích, což ukazuje na významný vliv tření v jednotlivých sedlech
- Na snímačích PSD1–4 je patrné, že po odjezdu vlaku došlo k posunu celé mostní konstrukce, a to cca v desetinách mm. Obdobně zůstala trvalá deformace v SRDM, což může být dáno i drobnými vůlemi v systému (viz obr. 4)
- Hodnoty přírůstku napětí v kolejnicích a vodorovné ose nosné konstrukce v podélném směru nepřekročily mezní hodnoty dané v ČSN EN 1991–2

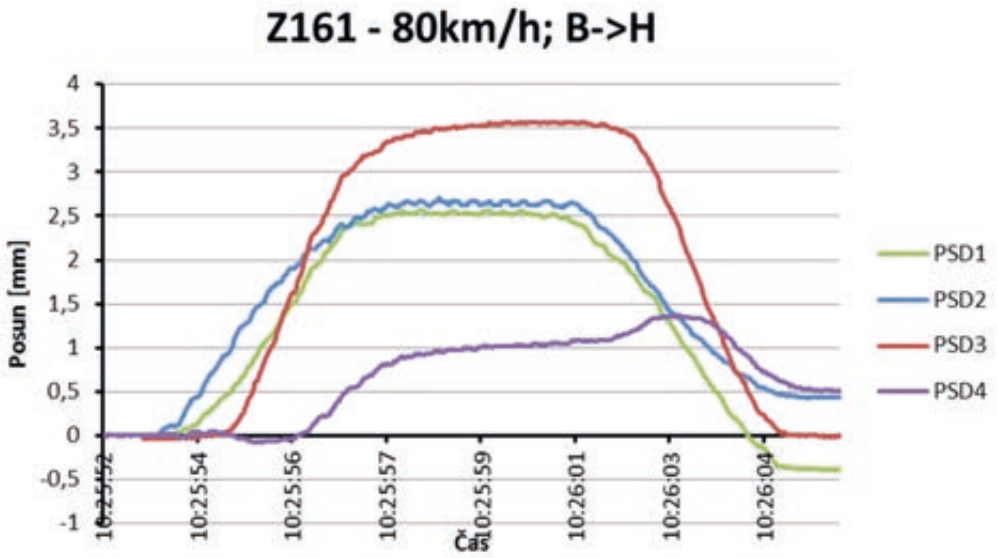
6. Dlouhodobý monitoring mostu

Pro dlouhodobé sledování mostu byl v průběhu stavby zřízen systém pro dlouhodobý monitoring. Tento systém zahrnuje mimořádně rozsáhlé sledování mostní konstrukce, a to za účelem sledování:
- Dynamických charakteristik konstrukce
- Interakce most–kolej a funkce SŘDM
- Teploty konstrukce, zatížení kolejovou dopravou monitoringem namáhaní koncového příčníku

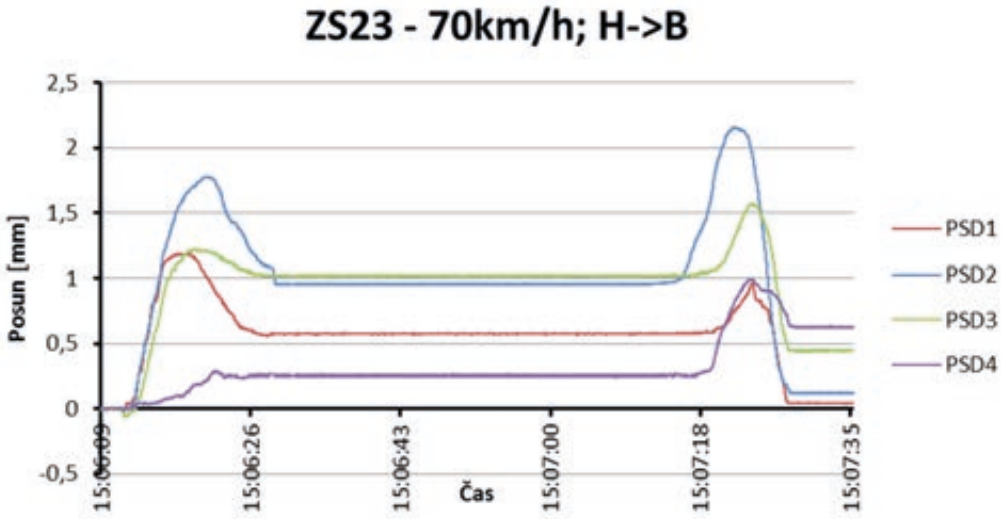
Použity jsou dvě měřicí ústředny EMS DV 803 pro dynamická i statická měření, s kapacitou 64 kanálů.

Celkem je sledováno:
- Poměrné přetvoření na kolejnicích a v SŘDM – 33 míst, na kolejnicích a na koncovém příčníku NK1
- Teplota – 10 míst na NK1 a NK2,
- Snímače zrychlení – 6 míst na NK1,
- Posun koleje vůči opěře – 2 místa na NK1,
- Posuny v ložiskách a na SŘDM na NK1 a NK2–8 míst.

Monitoring je průběžně zpracováván, a to po dobu celkem 4 let. Výsledky budou využity pro analýzu a chování mostu v interakci s bezstykovou kolejí. Výsledky jsou značně rozsáhlé a budou publikovány v samostatném příspěvku.



Obr. 4 – Posuny v SŘDM při přejezdu soupravy, PSD1 a 2 - ložiska, PSD2-3 - SŘDM.



Obr. 5 – Posuny v SŘDM při brzděni za 70 km/h, PSD1 a 2 - ložiska, PSD2-3 - SŘDM.

7. Závěr

Na závěr lze konstatovat, že jedinečnost mostu se projevila i v rozsahu experimentálních měření, která se stala nedílnou součástí realizace mostu. Je třeba upozornit, že například naladění táhel na správné hodnoty by bez odpovídajících měření nebylo vůbec možné a že tyto metody mají svoje nezastupitelné místo v mostním stavitelství, zejména pro významné mostní konstrukce.

Poděkování
Příspěvek byl zpracován za podpory programu Centra kompetence Technologické agentury České republiky (TAČR) v rámci projektu Centrum pro efektivní a udržitelnou dopravní infrastrukturu (CESTI), číslo projektu TE01020168.

doc. Ing. Pavel Ryjáček, Ph.D.
ČVUT v Praze, Fakulta stavební
Tel.: +420 602 250 860
E-mail: pavel.ryjacek@fsv.cvut.cz

Připravované investice mostních a tunelových staveb

Ing. Petr Hofhanzl
SŽDC, s.o.

1. Aktuální stav projektové přípravy

Koncem roku 2015 SŽDC velmi úspěšně dočerpala všechny finanční prostředky přidělené z evropských prostředků na rekonstrukci železniční dopravní cesty. Vzhledem k tomu, že projektová příprava zvláště v závěrečných letech mohutně finišovala, podařilo se na železnici převést i významnou část finančních prostředků, které byly původně určeny jiným resortním investorům. Díky tomuto úsilí bylo možno v rámci programu OPD 1 připravit mnoho kvalitních projektů, které se pozitivně promítly i do staveb mostů a tunelů.

Jelikož příprava staveb je velmi dlouhý a složitý proces, považovali jsme za logické již v polovině prvého programového období zahájit rozsáhlou přípravu projektů, které předpokládáme realizovat v druhém programovém období. SŽDC nechala zpracovat řadu studií proveditelnosti, které byly v souladu s pravidly pro financování v druhém programovém období zadány především pro stavby ležící na síti TEN. Následně byly studie proveditelnosti v období let 2014–2015 úspěšně schvalovány na Centrální komisi. Právě tyto projekty jsou aktuálně klíčové pro přípravu staveb směřující k plnému vyčerpání evropských prostředků v druhém programovém období. V rámci jednotlivých staveb nalezneme velké portfolio rekonstruovaných nebo nově navržených mostních a tunelových objektů.

Nad rámec staveb vyplývajících ze studií proveditelnosti jsme zahájili projektovou přípravu takzvaných malých projektů s celkovými náklady stavby do 1,8 mld. Kč bez nutnosti zpracovávat studie proveditelnosti. Právě tyto tzv. malé projekty se nám v minulém programovém období osvědčily jako vhodný nástroj k čerpání evropských prostředků. Jednotlivé stavby zahrnují opět velké množství rekonstruovaných mostních objektů.

Poslední skupinou rekonstrukce mostních objektů jsou samostatné investiční akce mostů, které jsou na základě požadavků jednotlivých oblastních ředitelství průběžně zařazovány do plánu investiční přípravy.

2. Možnosti financování

Veškeré připravované jmenovité stavby, tedy stavby nad 30 mil. Kč, předpokládáme financovat z evropských prostředků. V druhém programovém období se jedná především o operační program Doprava 2 (OPD 2) a nově vzniklý program CEF (Connecting Europe Facility), který je určen pro financování staveb zajišťujících propojení Evropy. Z fondu CEF je možno financovat pouze stavby ležící na hlavní páteřní evropské síti TEN-T Core Network. Oba fondy je nutno vyčerpat v rozmezí let 2016–2023.

Ve fondu OPD 2 je na železniční stavby vyhrazena částka cca 40 mld. Kč, ve fondu CEF je vyhrazena částka ve výši cca 27 mld. Kč. S ohledem na národní podíl financování a s přihlédnutím k uznatelným nákladům vychází celková částka pro bezpečné vyčerpání všech přidělených evropských prostředků na cca 100 mld. Kč.

Jelikož jsme z minulosti poučeni, že projektová příprava kterékoliv stavby se může vnějšími vlivy zbrzdit, a rovněž i v druhém programovém období bychom rádi vyčerpali z evropských prostředků částku vyšší než alokovanou, připravujeme projekty v celkové částce přibližně 150 mld. Kč.

3. Ekonomické hodnocení

Kladné ekonomické hodnocení je základním předpokladem pro financování železničních staveb z evropských nebo národních prostředků. Tato pravidla stanovuje poskytovatel finančních prostředků, tedy Evropa, případně ministerstvo dopravy. Ekonomické hodnocení staveb se stanovuje metodou nákladů a přínosů Cost-Benefit Analysis (CBA). U staveb do 30 mil. Kč s charakterem rekonstrukce je možno v souladu s Prováděcími pokyny, článkem E, písmenem „f“ obhájit stavbu slovně, tzv. alternativním přístupem.

4. Vybrané mostní a tunelové stavby

4.1 Uzel Plzeň, 2. stavba – přestavba osobního nádraží, včetně mostů Mikulášská
Předmětem stavby je mimo jiné komplexní přestavba dvou mostů přes Mikulášskou ulici v prostoru železniční stanice Plzeň hl. nádraží. První most v km 103,252 leží na trati Plzeň – Domažlice, stávající nosnou konstrukci tvoří plnostěnné ocelové nýtované nosníky o rozpětí 2×15,5 m s průběžným kolejovým ložem, uložené na opěrách z kamenného zdiva. Nový mostní objekt bude navržen deskový z předpjatého betonu jako spojitý nosník o dvou polích rozpětí 18,05 + 20,25 m.

Druhý most v km 349,256 leží na trati Plzeň – Cheb. Stávající mostní konstrukce je tvořena trámovou ocelovou nosnou konstrukcí s prvkovou mostovkou, která se skládá z plnostěnných nýtovaných hlavních nosníků o rozpětí 16,60 m. Opěry jsou masivní z kamenného zdiva. Nový most je navržen jako desková, rámová konstrukce o jednom mostním otvoru s komorovými opěrami. Nosná konstrukce je ocelobetonová se zabetonovanými ocelovými svařovanými nosníky o rozpětí 3,95 + 27,2 + 3,95 m. Komorové opěry jsou železobetonové plošně založené na skalním podloží.

– Stavba bude realizačně zahájena v roce 2017

4.2 Most v km 1,429 trati Pňovany – Bezdružice (most přes Hracholuskou přehradu)
Železniční most o pěti polích s délkou přemostění 6,25 + 57,15 + 57,15 + 57,15 + 17,22 m, jehož dvě krajní pole jsou tvořena kamennými klenbami a střední tři pole nýtovanou ocelovou konstrukcí s příhradovými hlavními nosníky s mezilehlou prvkovou mostovkou. Pilíře a opěry jsou kamenné, založení spodní stavby je plošné.

V novém stavu je navržena nová nosná konstrukce na sanované spodní stavbě. Nosná konstrukce je ocelová příhradová bezsvislicová se zapuštěnou prvkovou mostovkou. K dolnímu pasu hlavního nosníku jsou připojeny chodníkové konzoly veřejné lávky.

– V současné době je dokončen projekt s předpokládaným zahájením realizace stavby v letošním roce

4.3 Optimalizace trati odbočka Beroun – Karlštejn

Železniční most v km 16,700 (Mokropsy)
Stávající ocelová nosná konstrukce dvoukolejného železničního mostu přes řeku Berounku je příhradová, nýtovaná s dvěma hlavními nosníky s prvkovou mostovkou. Rozpětí hlavních nosníků je 52,20 m + 62,79 m + 52,20 m, spodní stavba je masivní z kamenného zdiva a betonu. Pilíře jsou založeny na kesonech ve skalním podloží. Stávající most byl postaven roku 1911 na místě předchozího jednokolejného mostu.

Stávající mostní konstrukce bude nahrazena novou ocelovou příhradovou konstrukcí s dolní ortotropní mostovkou s průběžným kolejovým ložem. Nová ocelová příhradová konstrukce bude spojitá kosoúhlé uzavřené soustavy s přímopásovým hlavním nosníkem. Rozpětí jednotlivých polí bude 53,34 m + 64,01 m + 53,34 m. Na levé straně konstrukce bude umístěna lávka pro chodce.

– V letošním roce se předpokládá zpracování aktualizace dokumentace pro územní řízení

4.4 Rekonstrukce mostu v km 41,791 trati Tábor – Písek (most „Červená“)
Ve stávajícím stavu se jedná o most přes Vltavu s ocelovou nýtovanou nosnou konstrukcí na kamenné spodní stavbě. Rozpětí jednotlivých polí 8,70 + 3 × 84,40 + 8,70 m, výška mostu 65,45 m. V současné době se plánuje zpracování záměru projektu a dokumentace pro územní rozhodnutí. V rámci zpracování dokumentace bude na základě průzkumů rozhodnuto o koncepci rekonstrukce mostu. S ohledem na stávající stav nosné konstrukce lze předpokládat výměnu nosné konstrukce.

4.5 Optimalizace traťového úseku Děčín východ – Děčín-Prostřední Žleb

Rekonstrukce mostu přes Labe v Prostředním Žlebu
Jedná se o stávající jednokolejný ocelový most z roku 1889 o čtyřech prostých polích rozpětí 25,0 + 2 × 101,111 + 25,0 m na kamenné dvoukolejné spodní stavbě založený na kesonech. V rámci rekonstrukce je navržena nová ocelová nosná konstrukce centricky uložená na sanované spodní stavbě. V krajních polích jsou navrženy spřažené ocelobetonové trámové konstrukce. V hlavních polích je navržena spojitá mostní příhradová konstrukce s dolní ortotropní mostovkou.

– V současné době byly zahájeny práce na záměru projektu a dokumentaci pro územní rozhodnutí

4.6 Optimalizace trať. úseku Praha-Hostivař – Praha hl. n., II. část – Praha-Hostivař – Praha hl. n.

Stavba navazuje na předchozí I. část realizovanou z fondu OPD 1 a OPD 2. Financování II. části se předpokládá s programu CEF. Zahájení realizace očekáváme v letošním roce.

Železniční most v km 178,798 (most přes Průběžnou ulici)

Železniční most se nachází v intravilánu města Prahy. Most překonává veřejný chodník a městskou komunikaci „Průběžná“ s tramvají. Nosnou konstrukci mostu tvoří plnostěnné ocelové nýtované nosníky o rozpětí 10,9 m se žlabinami a průběžným štěrkovým ložem.

V novém stavu je navržena přestavba objektu na prostý nosník ze zabetonovaných nosníků o rozpětí 22,8 m s rámovými členěnými opěrami umožňujícími průchod pěších pod mostem a přístup na nástupiště.

Železniční most v km 182,741 (ulice Bartoškova)

Stávající železniční most se nachází v intravilánu Prahy. Ocelová konstrukce o pěti polích překonává komunikaci Nad Vinným potokem, komunikaci Bartoškova, potok Botič a veřejné chodníky. Spodní stavba (opěry, pilíře a křídla) je masivní kamenná, pilíře u chodníků jsou ocelové.

Stávající objekt bude nahrazen novým objektem včetně spodní stavby. Nová nosná konstrukce objektu je navržena jako spojitý trojpolový deskový železniční most s nosnou konstrukcí tvořenou zabetonovanými nosníky. Rozpětí jednotlivých polí je 10,910 + 15,9 + 17,8 m. Nová spodní stavba je železobetonová, opěry jsou založeny na pilotách, pilíře na mikropilotách.

4.7 Rekonstrukce Nelahozeveských tunelů

Jedná se o tři navazující dvoukolejné tunely z roku 1848 ležící na trati Praha-Bubeneč – Děčín hl. n. Důvodem přestavby stávajících tunelů je nevyhovující prostorová průchodnost z hlediska potřeb nákladní dopravy. Předmětem stavby je rekonstrukce stávajícího dvoukolejného tunelu, kterým bude po rekonstrukci vedena jedna kolej, a výstavba nového paralelního jednokolejného tunelu, kterým povede druhá kolej. Jeho ražba bude probíhat přístupem ze svážné štoly, která bude následně zlikvidována.

– V současné době je zpracován záměr projektu, rozbíhají se práce na dokumentaci pro územní řízení

4.8 Modernizace trati Sudoměřice – Votice

Jedná se o stavbu na čtvrtém koridoru s ukončenou projektovou přípravou. Předpokládaný termín zahájení realizace je v letošním roce. Předmětem stavby je mimo jiné výstavba nových tunelů a mostních estakád.

Tunel Mezno

Nový tunel je navržen jako dvoukolejný, ražený s hloubenými portálovými úseky. Celková délka tunelu je 840 m. Délka ražené části je 562 m, hloubené jámy mají délku 48 m a 24 m.

Tunel Deboreč
Nový tunel je situován u obce Ješetice. Je navržen jako dvoukolejný, ražený s hloubenými portálovými úseky. Celková délka tunelu je 660 m. Délka ražené části je 562 m, hloubené jámy mají na vjezdu i výjezdu délku 49 m.

Železniční most v km 106,108
Předmětem stavby je novostavba mostu na přeložce trati překonávající údolí u obce Radíč. Most o čtyřech polích rozpětí 42,5 + 50,0 + 42,5 + 38,0 m je tvořen spřaženou ocelobetonovou konstrukcí s horní železobetonovou deskou mostovky. Založení mostu je na opřených pilotách.

Železniční most v km 107,790
Nový železniční dvoukolejný most o třech polích. Most je navržen jako spojitý nosník o třech polích rozpětí 25,0 + 31,0 + 25,0 m, je tvořen spřaženou ocelobetonovou konstrukcí s horní železobetonovou deskou mostovky. Spodní stavba je založena na plovoucích pilotách.

Železniční most v km 108,558
Nový železniční dvoukolejný most. Nosná konstrukce je tvořena spřaženou ocelobetonovou konstrukcí s horní železobetonovou deskou mostovky. Nosná konstrukce má pět polí o rozpětí 33,0 + 3 × 38,0 + 33,0 = 180 m. Založení mostu je hlubinné na plovoucích pilotách.

Železniční most v km 108,939
Most překonává údolí u obce Heřmaničky a potok. Nosná konstrukce je tvořena spřaženou ocelobetonovou konstrukcí s horní železobetonovou deskou mostovky, která je společná pro obě převáděné koleje. Nosná konstrukce je rozdělena do třech dilatačních celků s počtem mostních otvorů 1 + 5 + 1 o délkách 29,4 + 185,4 + 29,4 = 244,2 m. Založení mostu je hlubinné na pilotách.

4.9 Modernizace trati Veselí n. L. – Tábor – II. část, úsek Veselí n. L. – Doubí u Tábora, 2. etapa Soběslav – Doubí u Tábora
Jedná o stavbu na čtvrtém koridoru, s ukončenou projektovou přípravou. Z důvodu nutnosti opakování procesu EIA je předpoklad zahájení realizace stavby v roce 2018. Předmětem stavby je mimo jiné výstavba nového tunelu a mostní estakády.

Zvěrotický tunel
Nově navržený Zvěrotický tunel, včetně přilehlého zářezu, slouží jako součást opatření pro zmírnění negativních vlivů z provozu dráhy. Nová trasa kolejí vede podél blízké zástavby rodinných domů v minimální vzdálenosti cca 74 m. Tunel je situován na severním okraji města Soběslav a je navržen jako dvoukolejný hloubený s celkovou délkou 370 m.

Železniční most v km 65,422
Předmětem projektu je stavba železničního mostu v rámci výstavby tělesa dráhy v nové stopě. Most překonává přeložku komunikace III/13527 a Černovický potok. Nosná konstrukce je navržena spřažená ocelobetonová trámová délky 832,1 m s horní železobetonovou deskou mostovky. Jedná se o konstrukci o 27 mostních otvorech s rozpětím polí 26,35 + 38,00 + 26,35 + 33,70 + 41,00 + 41,00 + 33,70 + 6 x (27,25 + 34,00 + 27,25) + 23,85 + 23,85 m. Spodní stavba je navržena železobetonová s hlubinným založením na pilotách vetknutých do skalných hornin.

4.10 Optimalizace traťového úseku Lysá nad Labem (mimo) – Čelákovice (mimo)

Železniční most přes Labe v Čelákovicích

Stávající dvoukolejný ocelový most o čtyřech polích na kamenné spodní stavbě. Nosná konstrukce mostu bude vyměněna z důvodu nevyhovujícího šířkového uspořádání, které nelze řešit jinak než výměnou nosné konstrukce. Dispozice mostních otvorů zůstane zachována.

Most je navržen v prostorovém uspořádání VMP 2,5 pro rychlost do 120 km/h. Nová dvoukolejná nosná konstrukce je členěna na spojitý nosník 2 × 28,05 m (přes inundaci) a na spojitý nosník 2 × 51,00 m (přes Labe). Nosná konstrukce je navržena jako ocelová svařovaná s plnostěnnými hlavními nosníky a ortotropní mostovkou, v delších polích jako ocelová svařovaná s příhradovými hlavními nosníky. V rámci přestavby mostu je nutno zdvihnout niveletu kolejí v místě mostu o cca 1,5 m.

– Aktuálně je ukončena dokumentace k územnímu řízení a připravuje se zahájení projektových prací

4.11 Železniční most v km 80,083 trati Lovosice – Česká Lípa (most Zahrádky II)

Most o třech polích, z nich krajní dvě pole jsou kamenné klenbové konstrukce, střední pole je trámová příhradová nýtovaná konstrukce se zapuštěnou mostovkou s rozpětím 41,40 m. Na mostě je prvková mostovka, volná výška nad terénem je 20 m.

V novém stavu se předpokládá nová nosná konstrukce na sanované spodní stavbě. Nosná konstrukce bude ocelová příhradová trámová s průběžným kolejovým ložem.

V letošním roce se předpokládá zpracovat záměr projektu a dokumentaci pro stavební povolení. Realizaci stavby lze očekávat nejdříve v roce 2018.

4.12 Modernizace trati Hradec Králové – Pardubice – Chrudim, 2. stavba, zdvoukolejnění Opatovice nad Labem – Hradec Králové

Železniční most přes Gočárovu ulici v km 27,533

Jedná se o komplexní přestavbu stávajícího městského mostu, který je s ohledem na stavebnětechnický stav a nevyhovující prostorové uspořádání překonávané komunikace navržen ke komplexní přestavbě.

Nově se navrhuje polorámová železobetonová konstrukce o jednom poli kolmé světlosti 20,15 m s příčlí tvořenou železobetonovou deskou s tuhou výztuží ze zabetonovaných nosníků a opěrami ve tvaru masivních stěn vetknutých do jedné řady vrtaných pilot. Prostor pod mostem je tvořen komunikací šíře 11,50 m a vyvýšenými chodníky s cyklostezkami šíře 3,5 m na každé straně. Podjezdná výška na komunikaci je 4,8 m, na chodnících pak 2,5 m. Zahloubená komunikace je z důvodu podzemní vody navržena ve vodotěsné železobetonové vaně.

– Aktuálně se dokončuje dokumentace pro územní rozhodnutí a zpracovává se EIA

4.13 Modernizace trati Hradec Králové – Pardubice – Chrudim, 3. stavba, zdvoukolejnění Pardubice – Rosice n. L. – Stéblová

Železniční most v km 2,184 přes řeku Labe
Ve stávajícím stavu přemosťuje řeku Labe jednokolejný most s ocelovou nosnou konstrukcí s dvěma spojitými hlavními nosníky s dolní prvkovou mostovkou o rozpětí polí 30,0 + 40,0 + 40,0 + 30,0 m. Stávající nosná konstrukce je uložená na kamenné spodní stavbě. Stávající most nevyhovuje požadavkům pro provoz na dvoukolejné trati.

Aktuálně je navržena komplexní přestavba mostu zahrnující vybudování nové železobetonové spodní stavby a osazení nové dvoukolejné nosné konstrukce. Nová spodní stavba je masivní železobetonová se dvěma opěrami a dvěma pilíři. Nosná konstrukce mostu je dvoukolejná s ocelovou nosnou konstrukcí s dolní mostovkou, rozpětí polí jsou navržena 30,0 + 80,0 + 30,0 m.

– Aktuálně se dokončuje dokumentace pro územní rozhodnutí a zpracovává se EIA

4.14 Rekonstrukce mostů v km 142,550 a 142,552 v žst. Brno hl. n. (Křídlovická)
Jedná se o dvě samostatné nýtované konstrukce se stejným konstrukčním uspořádáním. Nosný systém tvoří plnostěnné nýtované nosníky. Mostovka je z prohnutých plechů, tzv. puklovek. Spodní stavba se skládá z masivních betonových opěr s kamenným obkladem a dvou linií litinových ozdobných sloupů podpírajících každý hlavní nosník.

S ohledem na památkovou ochranu je navržena celková sanace mostu. U nosných konstrukcí bude provedeno tryskání celého povrchu a náhrada jednotlivých dílců. Na konstrukci se provede nový nátěr a izolace.

– V současné době probíhá zpracování dokumentace pro stavební povolení

4.15 Rekonstrukce mostu v km 143,143 v žst. Brno hl. n. (Hybešova)
Stávající most je tvořen ocelovou příhradovou konstrukcí s dolní pásnicí ve tvaru oblouku s kolejemi uloženými v kolejovém loži. Ocelová vana kolejového lože je tvořena tzv. puklovkami.

Vzhledem k nevyhovujícímu technickému stavu mostu a s ohledem na památkovou ochranu je navržena celková sanace mostu. Na nosné konstrukci budou vyměněny mostovkové plechy (puklovky), horní pásnice příčníků, podélníků a hlavních nosníků a bude provedena rekonstrukce PKO. Na mostovce bude realizována nová izolace a rekonstrukce odvodnění. Spodní stavba bude rovněž sanována.

– V současné době probíhá zpracování dokumentace pro stavební povolení

4.16 Rekonstrukce žst. Přerov, 2. a 3. stavba

Železniční most v km 4,863
Stávající nosná konstrukce mostu je ocelový příhradový nosník o rozpětí 55,95 m s dolní mostovkou se ztužením v místě horního pasu. Na mostě je velké množství únavových trhlin ve svarech přímého upevnění koleje a ve výztuhách podélníků. Spodní stavba je betonová s železobetonovými základy a prahy, založená plošně.

V novém stavu je s ohledem na stávající stav nosné konstrukce navržena její výměna na sanované spodní stavbě. Nová nosná konstrukce je navržena příhradová bez horního ztužení.

Železniční most v km 1,329
Jedná se o zcela nový objekt ležící na mimoúrovňovém přesmyku. Nový most je navržen jako ocelová příhradová konstrukce s dolní mostovkou s průběžným kolejovým ložem. Soustava bude bezsvislicová bez horního ztužení, rozpětí nosné konstrukce je 54,0 m, výška příhrady 6,0 m. Opěry budou železobetonové založené na pilotách.

Jsou dokončovány práce na dokumentaci pro územní řízení. V letošním roce budou zahájeny práce na dokumentaci pro stavební povolení. Financování staveb se předpokládá s programu CEF.

4.17 Optimalizace trati Český Těšín – Dětmarovice

Železniční most v km 338,337
Jedná se o dva stávající jednokolejné ocelové mosty o čtyřech polích, které převádí dvoukolejnou trať přes koryto a bermy řeky Olše. V každé koleji jsou čtyři prosté nosníky o rozpětí 28,5 m, celková délka přemostění je 115,5 m. Spodní stavba opěr a tří pilířů je betonová, založená plošně.

V novém stavu je vzhledem k navýšení traťové rychlosti na 160 km/h navržena výměna nosné konstrukce za konstrukci s kolejovým ložem. Stávající pilíře nevyhovují šířkovým uspořádáním ani zatížitelností novým konstrukcím a budou odstraněny. Nově bude přemostění řešeno jako dva jednokolejné mosty o třech polích s rozpětím 30 + 60 + 30 m. Železobetonová spodní stavba bude založena na pilotách.
– Zahájení realizace stavby předpokládáme v letošním roce

4.18 Modernizace a elektrizace trati Otrokovice – Vizovice

Tunel – mimoúrovňové křížení železniční trati v Otrokovicích
Železniční trať je z důvodu zajištění mimoúrovňového křížení se silniční komunikací vedena pod terénem. V lokalitě je projektován nový železniční tunel délky cca 350 m, na který budou navazovat zárubní zdi v celkové délce 600 m. Tunelová konstrukce se navrhuje hloubená.
– V současné době se dokončuje dokumentace pro územní rozhodnutí

Ing. Petr Hofhanzl
SŽDC, s.o., GŘ, ředitel Odboru přípravy staveb
E-mail: Hofhanzl@szdc.cz

Příprava rekonstrukce Negrelliho viaduktu

Ing. Bohuslav Stečínský, MSc.
SŽDC, s.o.

1. Historie Negrelliho viaduktu

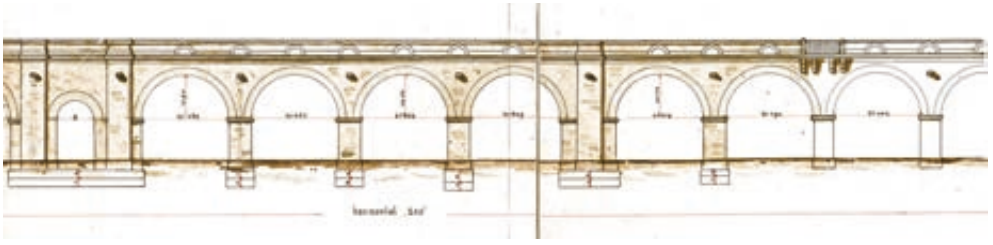
V polovině roku 1842 odevzdal inženýr Jan Perner studii tří variant tras vedení železnice z Prahy na německou hranici. O vítězné variantě bylo rozhodnuto teprve v září 1844. V té době se také diskutovalo o tom, zda zaústění drážďanské tratě má být vedeno po náspu nebo viaduktem. Není úplně zřejmé, kdy byla dána na karlínské straně přednost viaduktu. Zdá se však, že při rozhodování byly zváženy jak aspekty technické (základové poměry), tak požadavky na to, aby rozvíjející se oblast Karlína nebyla oddělena novou uzavřenou hradbou.

Vyměřovací, v podstatě projekční, práce začaly na jaře roku 1845 a již v prosinci tohoto roku započaly i práce stavební. Naplno se práce rozběhly v dalším roce, kdy na celé stavbě pracovalo až 20 000 dělníků. Na samotném viaduktu se mělo podílet cca 3000 z nich. Vedle Čechů a Němců především Italové. Těchto prací se již nemohl účastnit Jan Perner, který tragicky zahynul v září 1845 při své inspekční cestě. Jeho nástupcem se stal inženýr Kazda, Pernerův spolupracovník, který však zhruba po roce stavbu opustil, aby přijal zaměstnání při budování železnice v Uhrách. Vystřídal ho Kajetán Kop (uváděný též jako Köb), který zřejmě působil na stavbě mostu až do jeho dokončení. Stavbu provádělo sdružení společnosti Bratři Kleinové a firmy Vojtěcha Lanny. Zkušení podnikatelé měli již za sebou celou řadu realizovaných úseků železničních drah na Severní státní dráze i na Severní dráze císaře Ferdinanda.

Stavba začala budováním základů a pilířů v řece a na ostrovech za použití beranidel pro pilotové základy budované mimo jiné v řečišti Vltavy, v jímkách, které se zaplavovaly a z nichž bylo vodu třeba čerpat. Šlo pravděpodobně o první případ, kdy pro čerpání vody z jímek při budování základů mostu byla u nás použita dvě parní čerpadla, která se jinak v dolech používala jako v podstatě první funkční aplikace parního stroje. Na výstavbě se podílelo velké množství zedníků, kameníků a tesařů, ale i dalších řemeslných profesí. Krejčiřík (1990) hovoří o manipulaci s až 1,5tunovými kvádry dováženými z lomu v oblasti Kamýku (lom je

dnes zatopený). Dobová reportáž ve sborníku Poutník (1846) popisuje použití jeřábů s kladkostroji a plošin k manipulaci s nimi.

V roce 1846 probíhala stavba zatím především na ostrovech a v korytě řeky. V průběhu roku bylo možno vidět na staveništi rozestavěné jímky (hráze pro stavbu pilířů), parní stroje čerpající vodu z jímek a vyrůstající pilíře. Teprve v dalších letech se stavba přenesla i na stranu Karlína. Ten již tvořil v podstatě předměstí Prahy. Spojovaly se v něm příchozí cesty jak ze severu (brod), tak z východu a tvořil vstupní bránu do Prahy.



Obr. 1 – Ukázka části původní dokumentace Negrelliho viaduktu

Rutinní provoz na viaduktu byl zahájen 1. 6. 1850 jízdou vlaku do Lovosic. Časopis Včela při této příležitosti informoval krátkou zprávičkou o první jízdě vlaku a o pravidelném provozu do Lovosic, který se bude uskutečňovat třikrát denně v šest hodin ráno, ve tři čtvrtě na jednu odpoledne a v šest večer. Doba jízdy trvala tři hodiny.

2. Druhá větev viaduktu a jeho pozdější úpravy

Požadavky dopravy si v sedmdesátých letech 19. století vyžádaly přístavbu druhé větve viaduktu, která umožňuje přímé propojení Libně a Bubnů. Ačkoliv základní koncepce z hlediska tvarového zůstala shodná s původním viaduktem, celkové řešení již nebylo důsledné. Co se týká materiálu, sestává především z cihelného zdiva, na dvou místech byly navrženy příhradové železné konstrukce. Tyto konstrukce byly později vyměněny a současný návrh rekonstrukce počítá s repasí konstrukcí jednoho z těchto objektu a s výměnou konstrukcí druhého. Celkový charakter viaduktu byl později dále narušen v první polovině 20. století v důsledku potřeby rozšíření průjezdného průřezu na mostě. Původní kamenné zábradlí bylo nahrazeno zábradlím kovovým. Zábradlí navrhla a provedla firma Bratři Prášilové a spol. Pravděpodobně v roce 1932 došlo k náhradě části kamenného viaduktu objektem (SO 14–05) zajišťujícím průchod bývalé uhelné koleje. V letech 1954–1956 byla část viaduktu nad Křižíkovou ulicí nahrazena mostním objektem tvořeným nosnou konstrukcí z prefabrikovaných nosníků z předpjatého betonu. Jednalo se o první realizaci na železnici u nás. K obdobnému řešení přistoupili projektanti i v případě rekonstrukce viaduktu nad Bubenským nábřežím v roce 1981 (SO 14–15). Objekt je tvořen nosnou konstrukcí z dodatečně předpjatých nosníků KT. Na začátku osmdesátých let 20. století byla trať elektrifikována, což znamenalo další úpravy a změnu vizuálního dojmu viaduktu.

Karlínský, Negrelliho viadukt má za sebou více než sto padesát let existence. Byl prohlášen kulturní památkou. V době, kdy byly položeny základy této stavby, byly Bubny

malou osadou a Karlín zaznamenával dynamický rozvoj ještě jako samostatná obec. Viadukt vyběhl z pražských hradeb, aby se přes karlínské zahrady, mlýnské náhony, ramena Vltavy a vltavské ostrovy překlenul svými 87 klenbami na druhý břeh Vltavy k Malým Bubnům. Velmi brzy začal „překážet“ propojování hlavního města s Karlínem, ale stal se dominantou, kterou nebylo možno pominout. Odolal mnoha povodním. Na několika místech musel ustoupit potřebám pražské dopravy. Tak jak stárl, musel být „omlazován“, pro potřeby železničního provozu doplněn prvky modernějších technologií. Záhy začaly být oblouky viaduktu používány pro potřeby, pro něž nebyly nikdy navrženy. Na fotografiích z přelomu 19. a 20. století vidíme zazděné oblouky viaduktu využívané jako sklady, dílny, drobné provozovny. Záznamy z období první republiky dokladují nájemní vztahy pro účely zřízení autolakovny, autodílny, klempířské či zámečnické dílny, skladu, kolářské a bednářské dílny, ale také kavárny. Viadukt začal žít s městem a město s viaduktem.

3. Rekonstrukce

V současné době je navržena celková rekonstrukce viaduktu. V době zpracování tohoto příspěvku probíhala veřejná soutěž na realizaci rekonstrukce. Projekt vypracovala společnost SUDOP PRAHA. Hlavní inženýr projektu Marek Foglar získal za vedení zpracování projekční dokumentace rekonstrukce Negrelliho viaduktu třetí místo v mezinárodní soutěži pro projektanty do 35 let, kterou pořádá Evropská federace inženýrských konzultačních asociací (EFCA). Projekt respektuje požadavky orgánů památkové péče.

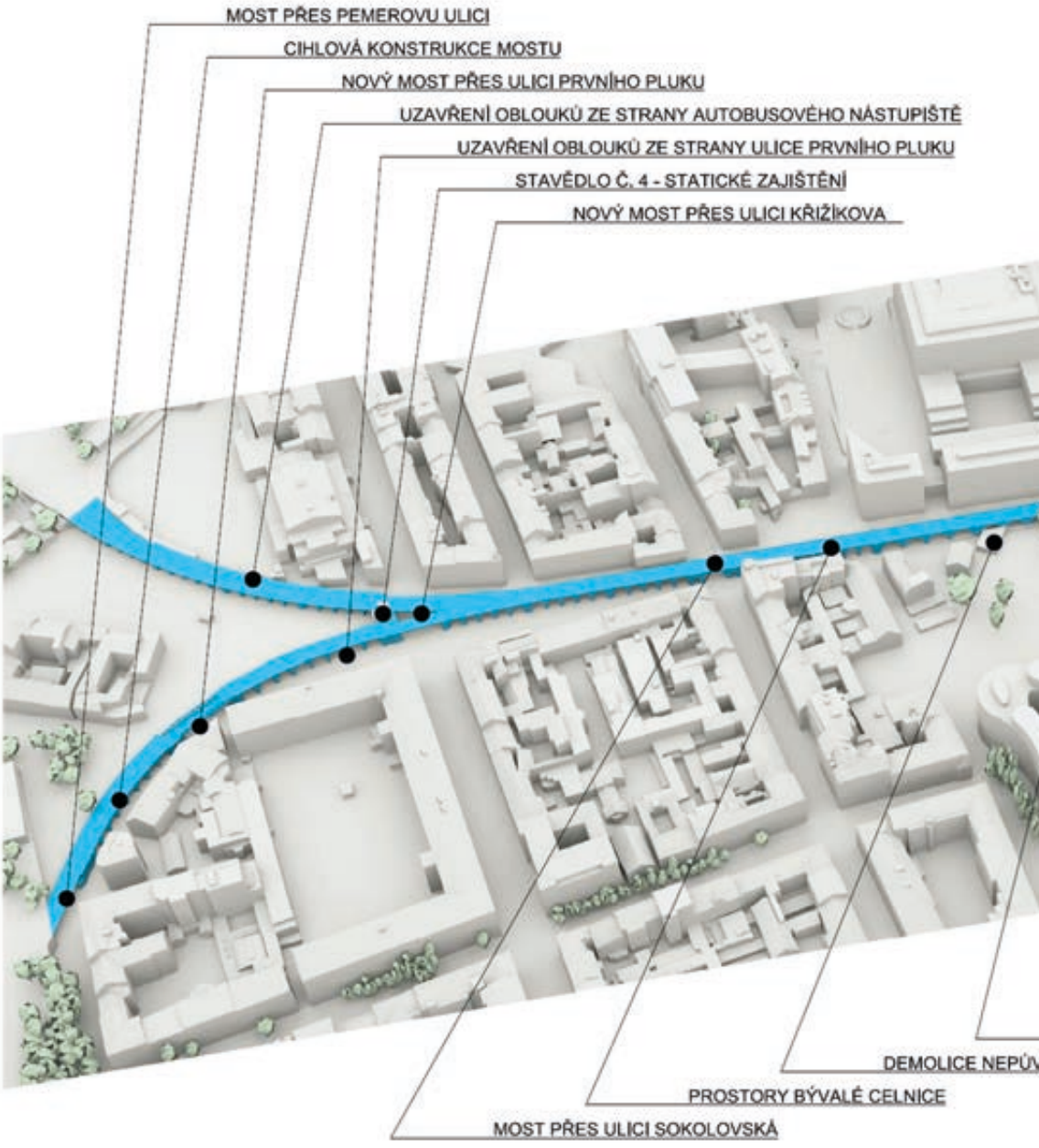
Předmětem rekonstrukce jsou jak samotné mostní konstrukce viaduktu, tak další části železničního spodku, železniční svršek, zabezpečovací a sdělovací zařízení, trakční vedení a související sítě cizích subjektů dotčených rekonstrukcí.

Viadukt je v podstatě tvořen několika mostními objekty různých nosných konstrukcí. Schéma viaduktu dle projektu je uvedeno na obr. 1.

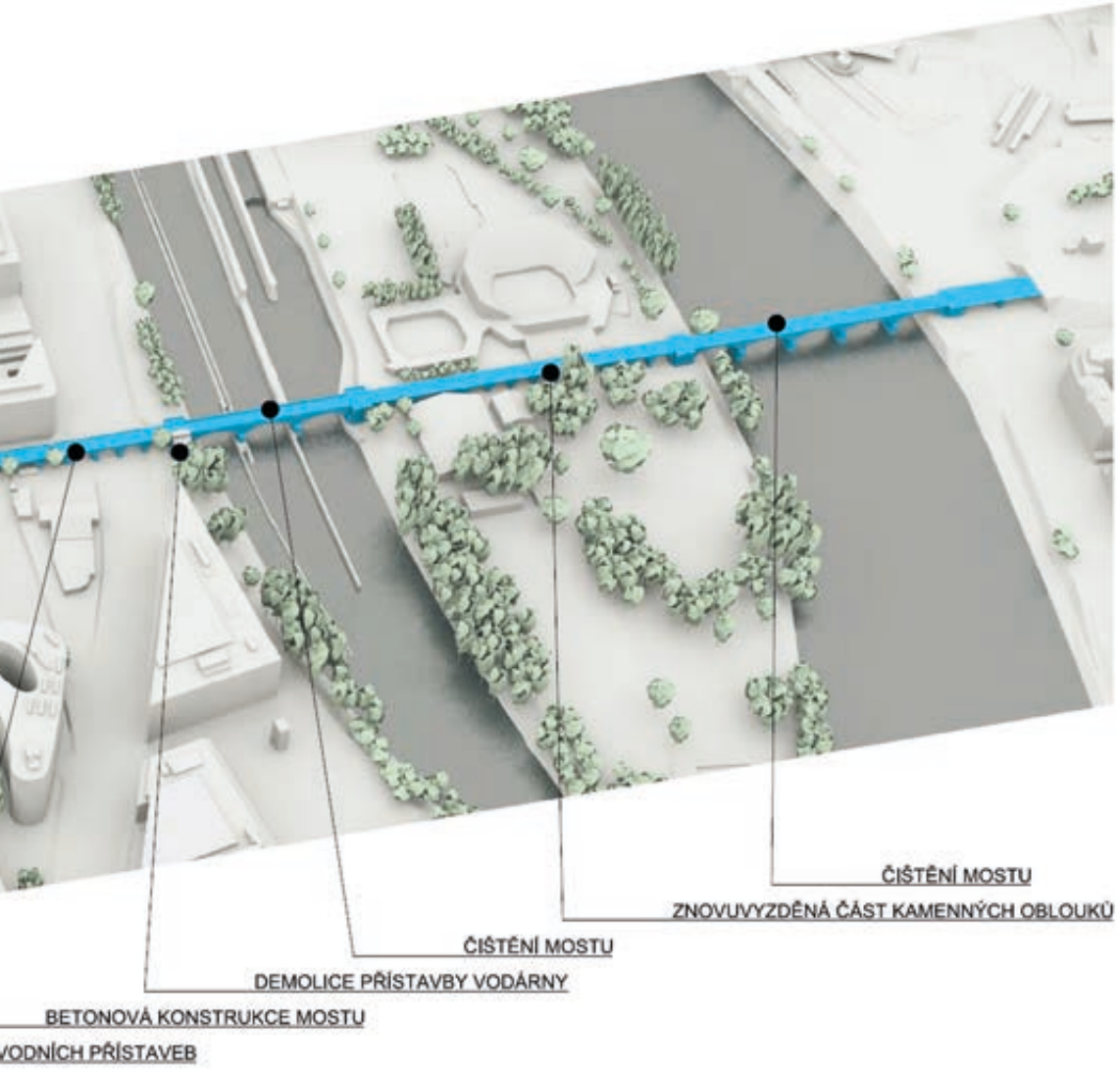
Ocelová konstrukce SO 14–01 nad Pernerovou ulicí projde rozsáhlou repasí. Ocelové konstrukce budou očištěny, dojde k provedení nové antikorozní ochrany, doplnění výztuh stěn, repasi ložisek, odstranění stávajících říms, odstranění stávajícího kolejového lože, sanaci povrchu betonové desky, zřízení nové spádové vrstvy desky, izolačního souvrství s tvrdou ochranou izolace. Bude provedena obnova odvodnění, úprava opěr a úložných prahů, osazení nového zábradlí.

Nosná konstrukce SO 14–03 přes ulici Prvního pluku bude zcela nahrazena ocelovou, svařovanou, trámovou konstrukcí vyztuženou příhradovou konstrukcí s horním zakřiveným pásem, s dolní ortotropní mostovkou o rozpětí 34 m (viz obr. 2). Součástí přestavby bude injektáž podzákladí a zesílení opěr včetně sanace jejich cihelného zdiva, zřízení nových úložných prahů, závěrných zídek, roznášecích desek a říms.

V případě SO 14–07 přes Křižíkovu ulici předpokládá projekt odstranění stávající nosné konstrukce i spodní stavby, výstavbu nového založení přes původní základové prvky, nové rámové, železobetonové konstrukce s příčlí vylehčenou spřaženými, ocelovými nosníky.



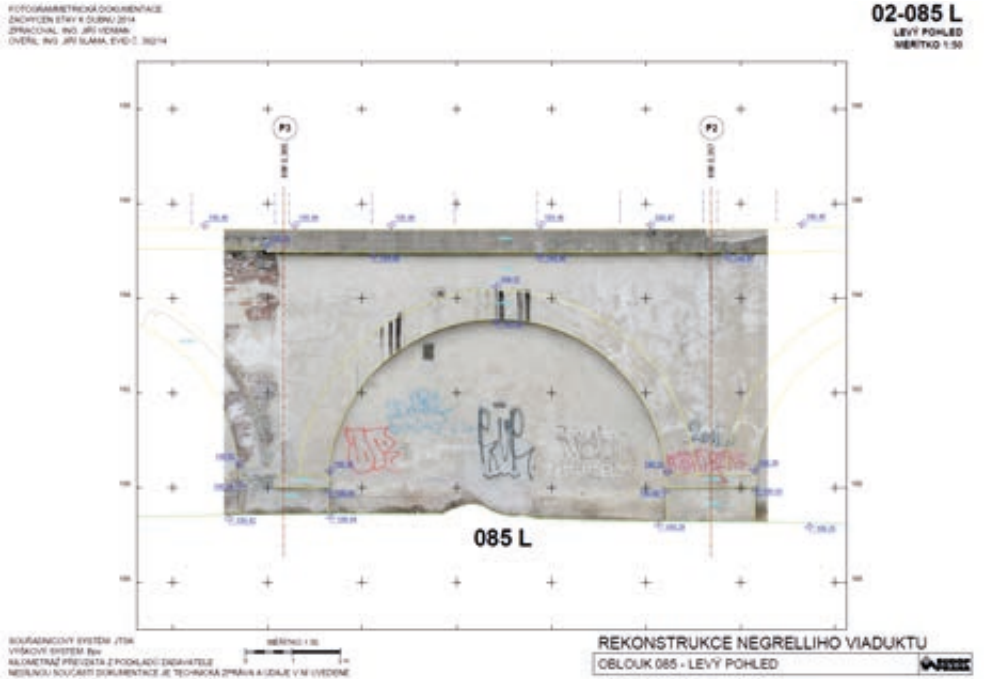
Obr. 2 – Schéma Negrelliho viaduktu



REKONSTRUKCE NEGRELLIHO VIADUKTU - PROJEKT C.3 Architektonické řešení stavby - 06/2014
SUDOP PRAHA NEGRELLIHO VIADUKT - 1. A 2. STAVBA

Obr. 3 – SO 14-03 Architektonické ztvárnění návrhu mostního objektu (SUDOP PRAHA)

U SO 14–15 z KT nosníků dojde k sanaci (reprofilaci) betonových ploch, obnovení izolace, kontrole a sanaci kotveních prefabrikovaných konzol KO–1 a čel nosníků, opravě PKO zábradlí a ložisek a obnově odvodnění mostu.



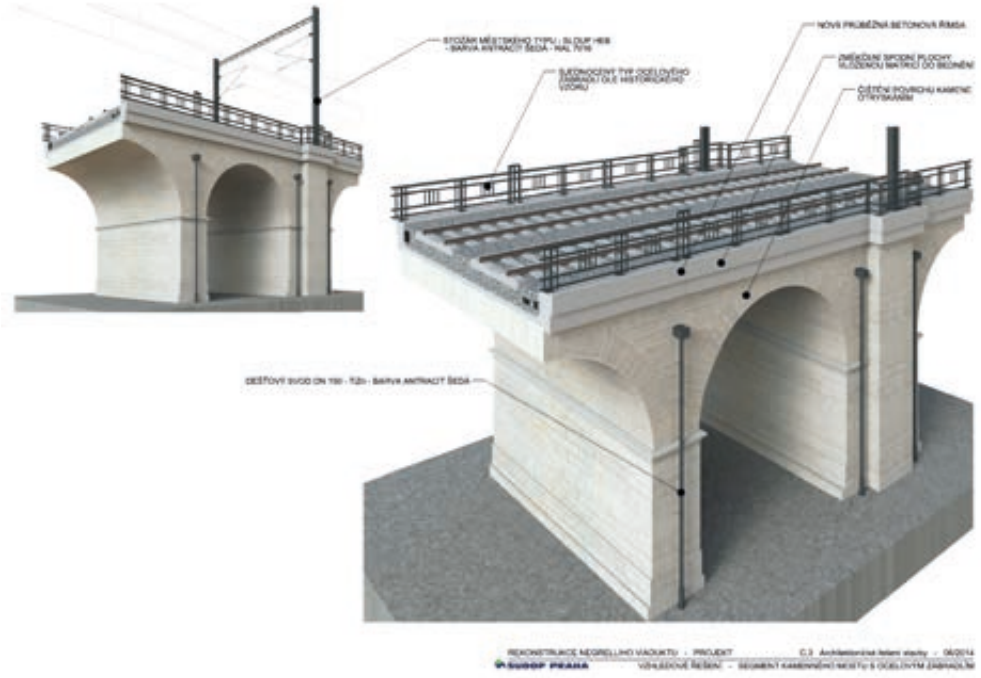
Obr. 4 – Příklad fotogrammetrického zaměření části mostu

Ostatní stavební objekty mostů jsou tvořeny kamennými, respektive cihelnými klenbami. Na všech objektech byl proveden rozsáhlý stavebnětechnický průzkum. Součástí bylo také detailní fotogrammetrické zaměření a petrografický rozbor užitých typů pískovcového kamene (viz obr. 4). Na základě těchto průzkumů byla provedena identifikace alternativních horninových typů pro opravu zdiva viaduktu. Následně byly navrženy typy sanačních zásahů, které budou aplikovány v závislosti na typu porušení nosné konstrukce klenby. V několika případech se počítá i s celkovou přestavbou kleneb.

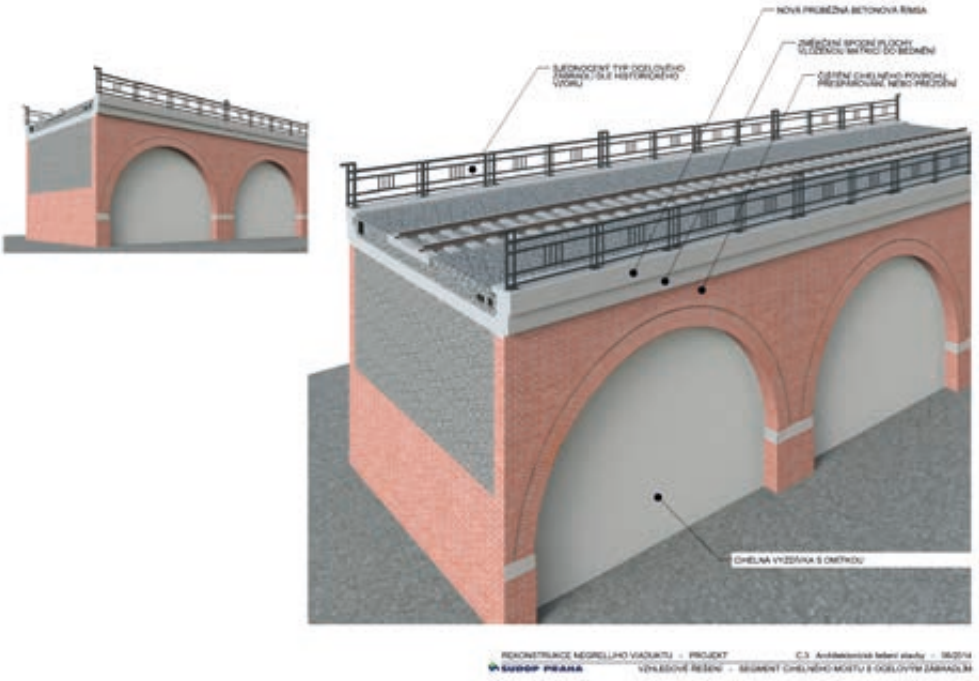
Příklady architektonického vyznění viaduktu po sanaci jsou uvedeny na obrázcích 5 a 6.

Práce na projektu byly náročné a byly provedeny v poměrně krátkém čase. Neméně náročná bude realizace, která bude probíhat za dlouhodobě vyloučeného provozu. Předpokládá se výluka železničního provozu v délce 24 měsíců. Celá stavba bude probíhat v exponovaném městském území se složitým přístupem k jednotlivým dílčím objektům viaduktu. Tato složitá situace se projevila také na délce jednání, která byla vedena s jednotlivými účastníky stavebního řízení, vlastníky pozemků a nemovitostí dotčených stavbou. Velmi složitá jednání byla vedena v oblasti autobusového nádraží Florenc. Je to pochopitelné, za současného provozu zde bude probíhat náročná stavba, která bude omezovat a komplikovat provoz autobusového nádraží a sama bude tímto provozem výrazně ovlivňována.

Veškeré práce budou mimo jiné podléhat dohledu státní památkové péče. Součástí prací bude také restaurátorský dohled.



Obr. 5 – Architektonické ztvárnění kamenných, klenbových částí Negrelliho viaduktu



Obr. 6 – Architektonické ztvárnění cihelných, klenbových částí Negrelliho viaduktu

Projekt je navržen tak, aby v budoucnu neznemožňoval rozvoj prostoru v okolí a pod viaduktem. Zatímco samotnou rekonstrukci Negrelliho viaduktu bude zajišťovat Správa železniční dopravní cesty, další využití okolí viaduktu a prostoru pod klenbami jako součásti veřejného prostoru je již výzva pro město, městské části a další zainteresované subjekty.

Seznam citované literatury a pramenů

[01] Krejčiřík, Mojmír. Po stopách našich železnic. Vyd. 1. Praha: Nadas, 1991. 279 s. ISBN 80–7030–061–2.
[02] Česká wčela. Praha: Nowinárna synů Bohumila Háze, 1834–1847.
[03] Pautník: časopis obrázkowý pro každého. W Praze: Synowé Bohumila Haase.
[04] SOUKUP, Jiří. Obrazy z pražských břehů a vod. Díl I., Pražské mosty: studie se zřetelem na současné podniky.
[05] Projekt Rekonstrukce Negrelliho viaduktu, SUDOP PRAHA, a. s.
[06] Provozní dokumentace Správy železniční dopravní cesty, Oblastní ředitelství Praha

Ing. Bohuslav Stečínský, MSc.
SŽDC, s.o.
Stavební správa západ
Tel.: +420 972 244 702
E-mail: stecinsky@szdc.cz

Tunel Ejpovice – příprava a realizace, stavba „Modernizace trati Rokycany – Plzeň“

Ing. Milan Majer
SŽDC, s.o.

1. O projektu

Rekonstrukce železniční trati mezi městy Rokycany a Plzní, součást III. tranzitního železničního koridoru a páteřní transevropské dopravní sítě, je jedním z nejvýznamnějších současných projektů nejen západočeského regionu, ale prakticky celé naší železniční sítě.

Trať Praha – Plzeň je rovněž jednou z klíčových součástí transevropské sítě multimodálních koridorů TEN-T. Jedná se o železniční spojení Praha – Norimberk uvedené v příloze III. směrnice TEN (Rozhodnutí č. 884/2004/EC) v rámci železniční osy č. 22 Atény – Sofie – Budapešť – Vídeň – Praha – Norimberk/Drážďany.

Přitom železniční síť v západočeském kraji je v současnosti napojena na síť evropských železnic naprosto neadekvátním způsobem. Trasa, která plní funkci důležité spojnice s Bavorskem, dnes z hlediska technického stavu nevyhovuje aktuálním požadavkům. Přímým důsledkem je snížení komfortu cestování a bezpečnosti provozu. Uvedený projekt tak tvoří jeden z mezičlánků odstranění tohoto společensky a hospodářsky nežádoucího stavu (viz obr. 1).

Obr. 1 – Modernizace trati Rokycany – Plzeň jako součást 3. tranzitního železničního koridoru

Prioritním cílem koridorových staveb na rameni z Prahy do Plzně je dosáhnout jízdní doby pod jednu hodinu z hlavního nádraží v Praze na hlavní nádraží v Plzni a též v opačném směru. V samotném úseku Rokycany – Plzeň se předpokládá oproti současnému stavu časová úspora přibližně 9 minut. Účelem stavby je tedy především dosažení vyšších technických parametrů koridorové trati, včetně zkrácení jízdní doby vlaků, a zvýšení bezpečnosti železničního provozu. Současně dojde ke zvýšení komfortu pro cestující.

Stavba řeší modernizaci tratě vedené z žst. Rokycany až k nově vzniklé žst. Ejpovice převážně po stávajícím drážním tělese. Mezi Ejpovicemi a zastávkou Plzeň-Doubravka je trať vedena přeložkou mimo stávající trať, čímž se zkrátí z původní délky 20,2 km o více než šest kilometrů. Jízdní doba pro vlaky s naklápěcí skříní se díky vyšším rychlostem až 160 km/h a zkrácením trasy sníží z dnešních 20 minut na polovinu. Přeložka je navíc vedená ve shodě s výhledovou polohou vysokorychlostní tratě.

Součástí přeložky je tunel Ejpovice vedený pod terénními útvary Homolka a Chlum. Tunel je tvořen dvěma jednokolejnými tunelovými troubami (severní a jižní) délky cca 4150 m. Výškové vedení trasy je charakterizované jednotným sklonem 8 ‰ v celé délce tunelu a železniční trať tak klesá od Rokycan do Plzně. Směrově je osa tunelu vedená přímo v masivu Homolka a v oblouku s poloměrem 1.785 m v masivu Chlum. Vzhledem k tomu, že tunel je součástí výhledové vysokorychlostní tratě, je konstrukčně navržen na rychlost 200 km/h.

Obě tunelové trouby budou vzájemně propojené soustavou spojovacích chodeb (propojek), které budou sloužit k úniku cestujících z požárem zasaženého tunelu do bezpečné zóny druhého tunelu a pro přístup jednotek HZS PK v době zásahu.

2. Příprava projektu a zahájení realizace

Přípravy na projektu byly zahájeny v roce 2002, kdy byly vypracovány první studie. V následujících letech docházelo k rozdělování projektu na několik částí a jejich zpětnému slučování v jediný projekt. V roce 2003 byla vypracována přípravná dokumentace stavby (DUR), v roce 2005 dokumentace EIA a v témže roce MŽP vydalo stanoviska k posouzení vlivu provedení záměru na životní prostředí. Projekt stavby měl být dle DUR původně dokončen v 10/2005 (viz tabulka), ale ve skutečnosti byl projekt odevzdán o dva roky později (10/2007) a vzhledem ke změně územního rozhodnutí, problémům kolem výkupu pozemků, hledání úsporných opatření v roce 2010 a následné změně PBŘ pokračovaly projekční práce až do roku 2011.

Práce na zadávací dokumentaci (ZD), zahájené v 03/2010, byly zkomplikovány hledáním úsporných opatření v 08/2010. Výsledkem byla změna PBŘ tunelu z 03/2011. Práce na ZD prakticky pokračovaly až do vypsání výběrového řízení na zhotovitele stavby v 02/2012.

Vzhledem k tomu, že proti výsledku výběrového řízení z 09/2012 byly podány námitky, které se dostaly až na ÚHOS, k podpisu smlouvy s vítězným sdružením Metrostav a. s. – Subterra a. s. došlo až v 07/2013.

Předpokládané termíny dle DUR a skutečnost			
	DUR		skutečnost
	Modernizace trati Rokycany – Plzeň	Tunel Ejpovice	Modernizace trati Rokycany – Plzeň
vydání územního rozhodnutí	04/2004	04/2004	05/2006 + 08/2008
zpracování projektu stavby	10/2006	10/2005	10/2007
zahájení realizace stavby	03/2007	03/2006	08/2013
ukončení stavby	04/2009	11/2009	12/2018 (předpoklad)
délka realizace	25 měsíců	43 měsíců	64 měsíců

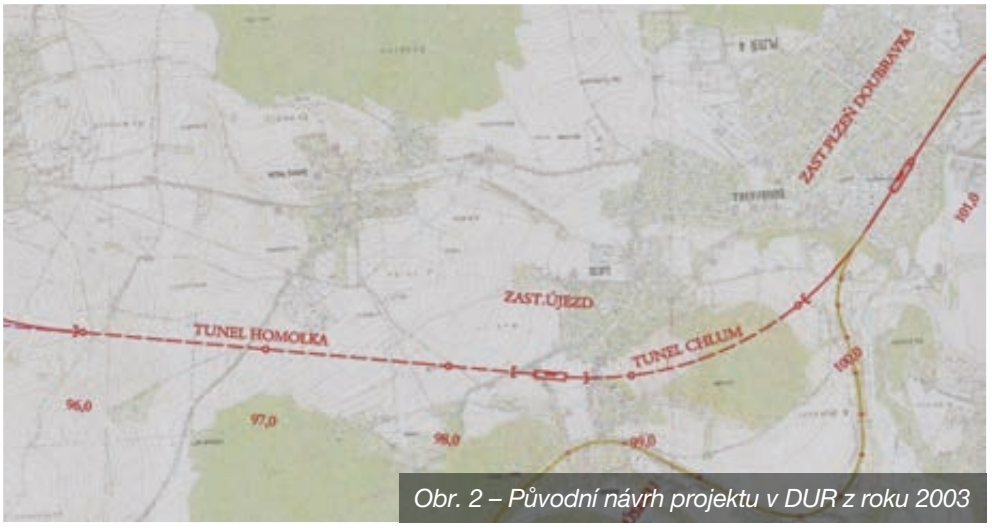
Fáze přípravy však pokračovala ještě souběžně s realizací stavby, protože bylo nutno postupně ještě připravit ZD a vysoutěžit zhotovitele na inženýrskou činnost a technický dozor investora (TDI) na tunel a zhotovitele na geotechnický monitoring tunelu a geotechnického konzultanta (GTMK). Zejména v prvním případě bylo nutno přesvědčit řadu lidí o nutnosti řešit TDI na tunel pomocí outsourcingu, neboť se jedná o velmi náročný projekt a SŽDC nedisponuje tolika tunelovými odborníky, aby byla schopna zajistit nepřetržitý technický dozor tunelu.

Příprava ZD na TDI probíhala od 06/2012 do 01/2014, samotné výběrové řízení od 01/2014 do 09/2014 a vítězem se stalo sdružení firem Inženýring dopravních staveb a. s. a SATRA, spol. s r. o. Příprava ZD na GTMK probíhala od 07/2013 do 05/2014. Výběrové řízení probíhalo od 05/2014 do 03/2015, když první výběrové řízení v 08/2014 bylo zrušeno pro nezájem uchazečů a vítězem druhého výběrového řízení se stalo sdružení firem GEOtest, a. s., a Angermeier Engineers, s. r. o. Neocenitelnou pomocí při přípravě všech ZD byla spolupráce s odborným konzultantem v rámci technické pomoci, kterým byli pracovníci nejprve D2 Consult Prague s. r. o. a posléze 3G Consulting Engineers s. r. o.

Realizace stavby byla zahájena v 08/2013. Velice záhy průběh realizace zkomplikoval rozsáhlý záchranný archeologický výzkum, zejména na přístupech k tunelu, který práce v této části stavby na dlouhou dobu přerušil nebo zcela zastavil a způsobil tak zpoždění zahájení ražby tunelu o cca 11 měsíců.

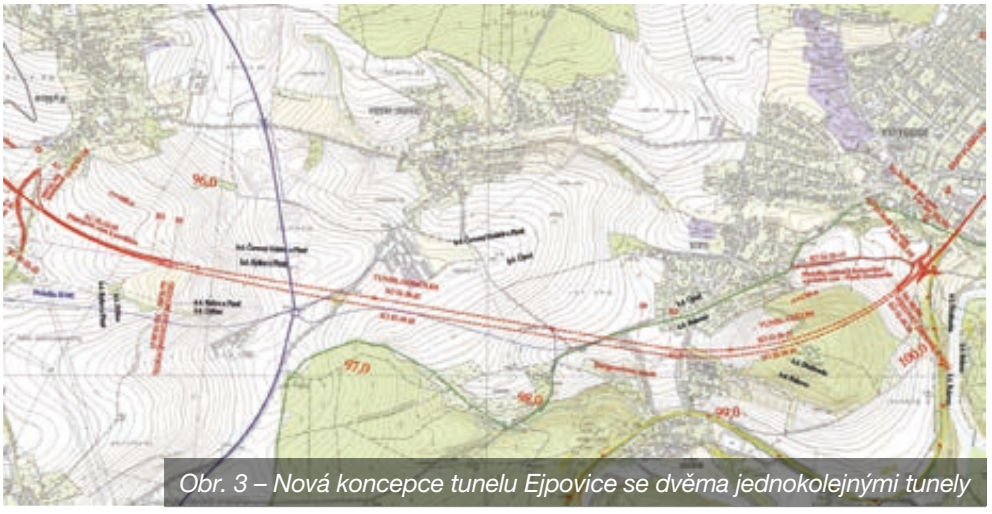
3. Vývoj projektu tunelu Ejpovice

Přípravnou dokumentaci, stejně jako projekt stavby, vypracovala společnost SUDOP PRAHA a. s. Původní návrh projektu v DUR z roku 2003 obsahoval dva dvoukolejné tunely situované za sebou: tunel Homolka 2300 m a tunel Chlum 1300 m, ražené technologii NRTM. Únik cestujících v případě nehody vlaku v tunelu měla zajistit úniková štola vedená paralelně podél tunelu. Mezi tunely byla navržena zastávka Újezd délky 400 m (viz obr. 2). V tunelech se počítalo s klasickým štěrkovým ložem.



Obr. 2 – Původní návrh projektu v DUR z roku 2003

Na základě územního řízení v roce 2006 byla vypuštěna středová zastávka Újezd a následně byla v projektu změněna koncepce tunelu, kdy dva dvojkolejné tunely byly nahrazeny jedním dvoutubusovým, resp. dvěma jednokolejnými tunely délky cca 4150 m (viz obr. 3). Navržená technologie ražby zůstává NRTM. V rámci změny územního řízení se nejtěžším úkolem ukázalo projednání požárněbezpečnostního řešení (PBŘ) s Hasičským záchranným sborem Plzeňského kraje (HZS PK). Výsledkem takřka rok trvajících jednání se součástí PBŘ stalo 14 propojek mezi tunely sloužících pro únik cestujících, dvě požární nádrže (150 m^3 u technologického centra a 50 m^3 u vjezdového portálu), trvale zavodněné požární potrubí, technologická (úniková šachta) se dvěma (vřetenovými) schodišti a evakuačním výtahem, bezpečnostní tunelové výklenky, nadzemní hydranty požárního vodovodu, heliport u technologického centra, velmi rozsáhlý kamerový systém a jeho propojení na HZS PK. Z pohledu platných norem a předpisů našich i EU se jednalo o zbytečný a drahý nadstandard.



Obr. 3 – Nová koncepce tunelu Ejpovice se dvěma jednokolejnými tunely

V roce 2009 se podařilo v rámci projektu tunelu prosadit změnu štěrkového lože za pevnou jízdní dráhu (PJD).

V roce 2010 došlo v rámci hledání již zmíněných úsporných opatření k výrazné změně PBŘ.

Výsledkem byla redukce tunelových propojek ze 14 na 8, zrušení obou požárních nádrží, šachta zůstala pouze pro technologické účely, zároveň došlo v šachtě ke zrušení evakuačního výtahu a druhého schodiště, došlo ke zrušení heliportu, k zapuštění požárních hydrantů do chodníků, k výrazné redukci kamerového systému a změně jeho propojení na HZS SŽDC. I přes tuto změnu zůstává PBŘ tunelu Ejpovice v souladu s platnými normami, předpisy a směrnicemi ČR a EU a z hlediska bezpečnosti bude tunel Ejpovice patřit k nejbezpečnějším železničním tunelům. I po redukci PBŘ v tunelu zůstává pevná jízdní dráha a bezpečnostní tunelové výklenky.

V rámci přípravy ZD na výběr zhotovitele bylo jedním z nejtěžších úkolů prosadit a následně obhájit připuštění variantní nabídky, konkrétně variantního řešení na technologii ražby a výstavby definitivního ostění oproti řešení navrženému v projektu stavby. Tato skutečnost však nakonec umožnila, aby přijatá vítězná nabídka byla na ražbu tunelu technologií TBM. Současně s přijetím ražby technologií TBM dochází ke zrušení bezpečnostních a trakčních výklenků a ke zrušení hloubené středové jámy a jejímu nahrazení kruhovou pilotovou šachtou.

Realizace tunelu Ejpovice přináší několik nej. Především se jedná o nejdelší železniční tunel a zároveň o nejdelší kontinuálně ražený dopravní tunel u nás. Přijetím nabídky na ražbu tunelu technologií TBM se jedná nejen o první železniční tunel ražený touto technologií, ale zároveň o nejdelší tunel ražený touto technologií v ČR. Jednoplášťové ostění je složené z betonových segmentů, které jsou, vyjma připortálových úseků a míst kolem propojek, vyrobené z drátkobetonu. Jedná se tak o nejdelší tunel v Evropě, jehož ostění je pouze z drátkobetonu.

Zhotovitelem tunelu je firma Metrostav a.s., která si pro ražbu technologií TBM nechala u německé firmy Herrenknecht AG vyrobit razicí stroj. S ohledem na očekávanou složitou geologii raženého masivu byl vyroben kombinovaný razicí stroj EPB/hardrock, který může razit jak v zeminovém, tak po úpravě i ve skalním prostředí. Stroj dostal výrobní označení S–799.

V lednu 2015 byl stroj slavnostně pokřtěn na Viktorii (viz obr. 4) a dne 31. 1. 2015 byla zahájena ražba jižní tunelové trouby.

Od samého začátku se ražba potýkala se zhoršenými skutečně zastiženými geologickými, geotechnickými a hydrogeologickými poměry, ke kterým se ještě v oblasti masivu Chlum přidala zvýšená abrazivnost horninového prostředí. Tyto skutečnosti měly výrazný vliv na průměrné denní výkony, které byly mnohem menší, než se původně očekávalo.

Stavba na tuto skutečnost reagovala přijetím řady opatření. Byl proveden rozsáhlý doplňující geotechnický průzkum za účelem upřesnění geotechnických podmínek v úseku s nejnižším nadložím, kde se očekávaly nejhorší geologické a geotechnické podmínky. Následně byla realizována opatření pro kontrolu razicího štítu, tzv. garáže, což jsou v podstatě betonové podzemní stěny, ve kterých může stroj bezpečně zastavit.

Obr. 4 – Razicí stroj Viktorie

Průběh ražby technologií TBM prokázal, že technologie TBM je mnohem šetrnější ke svému okolí, a to jak z hlediska deformačního ovlivnění okolního horninového prostředí a v oblasti deformací povrchu terénu nad tunelem, tak i vůči vodnímu režimu v okolí tunelu.

Přesto jsou v rámci geotechnického monitoringu (GTM) měřena místa křížení tunelu s komunikacemi, inženýrskými sítěmi a budovami. Zároveň se ve vybraných profilech sleduje vývoj svislých deformací v horninovém prostředí pod povrchem. Dále se v rámci geotechnického monitoringu sleduje vliv ražby na cca 150 vodních zdrojů v okolí a kvalita vypouštěné vody ze stavby. Hlavním úkolem GTM však i u této technologie ražby zůstává podrobné sledování zastižených geotechnických podmínek, jejich vyhodnocování a stanovení prognózy.

Nedílnou součástí výstavby tunelu se rovněž stala Rada monitoringu tunelu (RAMO), která byla zřízena jako poradní a kontrolní orgán investora. RAMO je dnes součástí řízení stavby, projednává výsledky monitoringu a přijímá doporučení pro řízení stavby a úpravy monitoringu. Ustanovení RAMO však nebylo jednoduché a o její potřebnosti a důležitosti bylo potřeba po dlouhou dobu přesvědčovat řadu lidí.

K prorážce jižní tunelové trouby došlo dne 7. 6. 2016 cca po 500 dnech od zahájení ražby. Proti původnímu harmonogramu se jedná zhruba o 6měsíční skluz.

Přes uvedené zpoždění lze však ražbu jižní tunelové trouby vyhodnotit jako úspěšnou. Ukázalo se, že volba technologie ražby TBM u tunelu Ejpovice byla správná. Razicí stroj byl schopný si poradit i se složitým a velice náročným horninovým prostředím, byť za cenu nižších výkonů, které jsou přesto mnohem vyšší, než by byly výkony, pokud by se ražba realizovala technologií NRTM dle původního projektu.

Dne 23. 9. 2016 byla zahájena ražba severní tunelové trouby.

Ing. Milan Majer
SŽDC, s.o.
Tel.: + 420 602 178 386
E-mail: majerm@szdc.cz

Zkušenosti z ražeb jižního jednokolejného tunelu Ejpovice

Ing. Štefan Ivor, Ing. Petr Hybský, Václav Anděl
Metrostav a. s.

1. Úvod

Počátky výstavby železničních tunelů v zemích českých jsou pevně svázány se zřizováním železniční sítě jako takové. První parostrojní provoz mezi Vídní a Brnem byl zahájen 7. července 1839. Již o tři roky později byla zahájena ražba Třebovického tunelu, nestaršího díla svého druhu u nás. V období od druhé poloviny devatenáctého do první poloviny dvacátého století byla zrealizována většina dnes provozovaných tunelů. Toto období je charakterizováno použitím klasických metod ražby.

V osmdesátých letech minulého století bylo vyraženo prodloužení jednoho z Vinohradských tunelů, k čemuž bylo použito prstencové metody. S příchodem nového tisíciletí se převládajícím způsobem výstavby železničních tunelů stala metoda nová rakouská. Jedinou výjimkou z tohoto trendu se stal Březenský tunel ražený metodou obvodového vrubu.

Tunely Ejpovice reprezentují nástup zcela nové technologie výstavby tunelu na dráhách Správy železniční dopravní cesty – technologie mechanizovaného tunelování.

2. Vedení trasy tunelu

Stávající trať v úseku mezi Rokycany a Plzní je vedena přes obec Chrást. Současné vedení trasy nesplňuje požadavky trasování vysokorychlostních železnic. Nově navržené vedení trasy si díky morfologii zdejšího terénu vyžádalo podchod dvou terénních útvarů – vrcholů Homolky a Chlumu. Ten má být v tomto úseku realizován dvojící jednokolejných tunelů.

Každá tunelová trouba má délku 4150 m, což z Ejpovických tunelů činí nejdelší v České republice. Příčný řez je kruhový, světlého průměru 8,7 m. Ostění tunelů je dílcové,

Obr. 1 – Tunelovací stroj Herrenknecht S–799 po doražení jižní tunelové trouby

složené z prefabrikovaných betonových segmentů, jež jsou v hornině stabilizovány pomocí dvoukomponentní výplňové injektáže.

Geologie v trase raženého díla je poměrně různorodá. Liší se jak jednotlivé horninové celky, tak i jejich vlastnosti. Dominujícím geotypem vrcholu Homolka jsou břidlice (prachovité, grafit-jílovité). Vyznačují se různým stupněm zvětrání, prokřemenění, ale i uložení vrstev. Naopak vrch Chlum je tvořen spility. Středová část mezi oběma vrchy se vyznačuje kombinací břidlic a spilitů spolu s horninami sedimentárními.

Obr. 2 – Trasové vedení stávající a nové železniční trati v úseku Plzeň – Rokycany

3. Použitý tunelovací stroj

Tunelovací stroj, zásadní součást technologie mechanizovaného tunelování, byl vyroben německou společností Herrenknecht AG pod sériovým číslem S–799. Aby byl schopen efektivně se vyrovnat s proměnlivými a extrémně různorodými geologickými podmínkami, byl zkonstruován jako zeminový štít s možností přestavby na razicí stroj do pevných skalních hornin.

Základní parametry stroje jsou patrné z následující tabulky.

typ stroje	**přestavitelný – EPBM/hardrock**
Průměr řezné hlavy	9840 mm
Délka včetně závěsu	115 m
Hmotnost včetně závěsu	1800 t
Instalovaný výkon	6200 kW
Provozní tlak	4,5 bar

3.1 Princip ražby, obsluha stroje

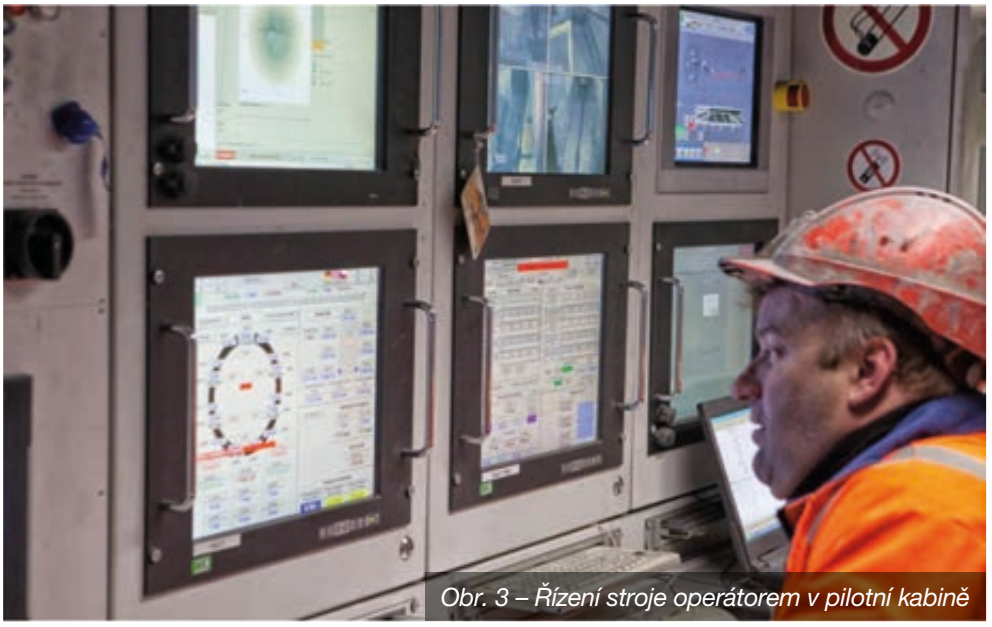
Ražba je v případě metody mechanizovaného tunelování výhradně strojní. Hornina je rozpojována vyvinutím potřebného přítlaku na rotační řeznou hlavu stroje osazenou valivými dláty a grippery. Současně s procesem rozpojování probíhá úprava konzistence rubaniny pomocí vody, pěn a polymerů, resp. jejich kombinací. Upravená hornina skrze otvory v řezné hlavě prochází do prostoru odtěžovací komory. Zde vytváří tlak na řeznou hlavu, a tím působí zároveň jako pažení čelby. Z odtěžovací komory je rubanina průběžně odebírána šnekovým dopravníkem a dále poté transportována dopravníkem pásovým. V souběhu s razicím cyklem probíhá injektování výplňové injektáže mezikruží mezi horninou a rubem instalovaných prstenců segmentového ostění. Po vyražení jednotlivých záběrů následuje montáž prstence prefabrikovaného ostění.

Během jedné dvanáctihodinové směny obsluhuje razicí stroj dvanáctičlenná osádka. Pilot stroje je zodpovědný za řízení stroje během ražby záběru. Operátor injektáže v průběhu postupu obsluhuje injektážní zařízení, stavbu prstenců provádí tříčlenná osádka pracovníků, zbytek osádky zodpovídá za prodlužování servisních médií, provádění průběžných údržeb stroje či skládání segmentů a logistiku ostatního materiálu pro ražbu.

V pravidelných intervalech je třeba provádět odstávky z důvodu prodlužování pásového dopravníku, vysokonapěťového kabelu, případně z důvodu kontroly a výměny řezných nástrojů.

4. Ražby v režimu zeminového štítu

V režimu zeminového štítu vyrazila Viktorie, jak byl tunelovací stroj Herrenknecht S–799 pokřtěn při slavnostním zahajovacím ceremoniálu ražby tunelu, celkem 3154 m. Pro zdolání



Obr. 3 – Řízení stroje operátorem v pilotní kabině

této vzdálenosti potřeboval 371 dní, čímž bylo dosaženo průměrného postupu 8,5 m. Nejvyšší měsíční výkon připadl na květen loňského roku – 528 m, nejvyšší denní výkon představoval 32 m. Rychlost ražby byla negativně ovlivněna několika faktory: nestabilní horninou, hydrostatickým tlakem a vysokými přítoky podzemní vody a zvýšenou abrazivností.

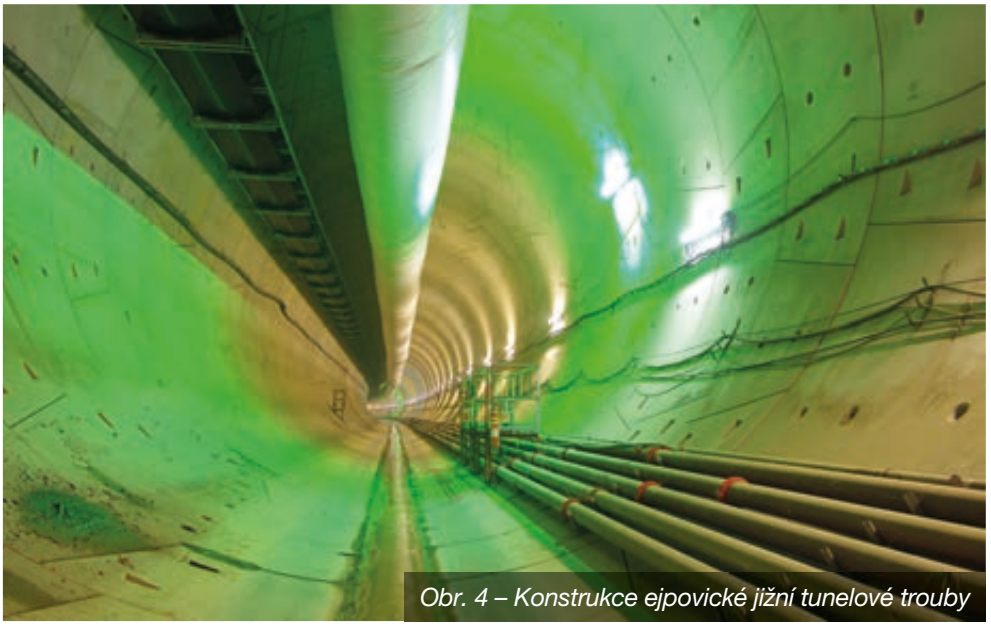
4.1 Ražby v režimu s úplnou podporou čelby

Ražba jižního tunelu se vyznačovala častou nestabilitou horninového prostředí (zejména v úvodním úseku prvních 250 m) a byla navíc umocněna zvýšenými přítoky podzemní vody se zvýšeným hydrostatickým tlakem, který v přístropí tunelu činil až 3 bary. Kombinace těchto faktorů si vyžádala provádění ražby v předmětném úseku v režimu s úplnou podporou čelby (closed mode). Nestabilita čelby se projevovala vznikem nadvýlomů a byla způsobena vysokým stupněm rozpukanosti a propustností horniny v poruchových zónách.

V poruchových zónách se zvýšenými přítoky podzemní vody (až 28 l/s) bylo nutné opěrný tlak zvýšit o hodnotu potřebnou k zajištění stability čela výrubu. Při takto vysokých hodnotách docházelo k vyvěrání pěn a výplňové injektáže na povrch terénu a opěrný tlak musel být snižován na hodnoty, při kterých nedocházelo k úniku médií. Pásový dopravník nepobral tekutou rubaninu, která přetékala z pásu a znečišťovala dno a segmenty ostění připravené na montáž. Čištění stroje a ostění trvalo mnohdy celou směnu a zdržovalo postup ražeb.

Poměrně dobré výsledky přineslo použití polymeru určeného k vázání vody, které eliminovalo účinky tekuté rubaniny. Na projektu tunelu Ejpovice byl použit Mapedrill M1 italské společnosti MAPEI.

Ražba v režimu s úplnou podporou čelby obecně vede ke zvýšenému opotřebení řezné hlavy a řezných nástrojů. K rychlému opotřebení řezných disků docházelo v případech, kdy



Obr. 4 – Konstrukce ejpovické jižní tunelové trouby

lepivá rubanina zcela vyplnila lůžka disků a znemožnila jejich otáčení, čímž došlo k okamžitému místnímu obrusu disků. K opotřebení přispívaly křemen a křemenné žíly, které se v břidlici hojně nacházely.

Práce spojené s výměnou řezných nástrojů, s opravami řezné hlavy nebo opravami v odtěžovací komoře bylo nutné provádět v pevné hornině, která zajistila stabilní čelbu. Pokud se přirozeně stabilní horninová klenba v daném úseku nevytvářela, bylo nutné čelbu stabilizovat chemickou injektáží prováděnou ze štítu.

V místech s nízkým nadložím byla navržena soustava monolitických podzemních stěn, které vytvořily kompaktní betonový blok, tzv. „garáž“, do něhož bylo možné řeznou hlavu tunelovacího stroje „zaparkovat“ a pod jeho ochranou provést údržbu řezné hlavy. Výhodou „garáží“ bylo to, že se jednalo o opatření provedené v předstihu ražeb z povrchu terénu a jejich vybudování nezdržovalo ražbu. Vybetonovaný prostor „garáže“ měl půdorysné rozměry 15 × 4 m, hloubka dosahovala od povrchu území až zhruba do poloviny raženého tunelu. Úspěšné použití čtyř „garáží“ na trase jižního tunelu ukázalo, že zabezpečení čelby podzemními stěnami je rychlé a bezpečné řešení. Údržby řezné hlavy tedy probíhaly ve vyprázdněné pracovní komoře štítu a za atmosférického tlaku.

Mnohem vyšší podíl křemenné složky, nežli bylo předpokládáno, způsobil vyšší abrazivní působení břidlic, a tím i vyšší frekvenci výměny řezných nástrojů. Abrazivní prostředí způsobilo i obrus ochranných tvrdokovových otěrových destiček, kterými byla řezná hlava osazena. Po kontrole, kterou provedl expert firmy Herrenknecht, bylo rozhodnuto většinu těchto destiček odbrousit a nahradit novými. Při odstávce stroje v první „garáži“ se provedly veškeré svářečské práce spojené s výměnou a instalováním nových otěruvzdorných destiček. Svářečské práce probíhaly po dobu více než jednoho týdne.

Při procházení kritickými úseky se provedla ochranná opatření na povrchu – nepřetržité sledování, částečné či úplné znepřístupnění vytipovaných oblastí na povrchu. Při podchodu frekventované silnice s nadložím pouhých 9,5 m (ulice Hlavní) byla tato překlenuta mostním provizoriem. Všechna opatření byla odvolána vždy teprve poté, co byl celý prostor podroben geofyzikálnímu průzkumu, který vyloučil existenci podpovrchových dutin. Omezení tvorby nadvýlomů bylo zajišťováno vážením rubaniny odcházející z pracovní komory během jednoho záběru. Přesné nastavení vah vyžadovalo sledování objemové hmotnosti geologickou službou, a to s četností minimálně 2x za den. Hmotnost vytěženého materiálu z daného záběru tak odpovídala hmotnosti rostlé horniny určené z plochy výrubu násobené délkou záběru. Větší těžené množství je indikací vzniku nadvýlomů a zároveň ukazovalo na skutečnost, že opěrné tlaky v odtěžovací komoře je třeba zvýšit. Objemová hmotnost hornin se pohybovala v široké škále mezi 2 t/m3 až 2,8 t/m3.

5. Ražby v tzv. „hard rock“ režimu razicího stroje

Po zastižení prostředí spilitů byl stroj přestavěn do režimu razicího stroje. V takovém režimu řezná hlava pracuje s jednostrannou rotací. Rozpojená hornina je z čelby odváděna pomocí dodatečně osazených skluzů přímo na pásový dopravník, který je vsunut do prostoru odtěžovací komory skrze tzv. násypku.

Od počátku ražeb v režimu razicího stroje se osádka musela potýkat se zcela novým geologickým prostředím a zároveň i s novým pracovním režimem. S jistou dávkou nadsázky je možné říci, že vše, co si pracovníci osvojili během dosavadních ražeb, mohou zapomenout a musí se nastavit na jiný systém práce.

Odlišný je již způsob rozpojování horniny. Zatímco v režimu zeminového štítu jsou do procesu rozpojování zapojeny jak řezné disky, tak i řezné nože, v režimu razicího stroje je rozpojování horniny prováděno výhradně řeznými disky. Využívá se zde principu anglicky popsaného jako rock chipping, tedy že každý disk na své nezávislé dráze vytvoří v čelbě rýhu. Hornina v blízkosti dráhy tohoto disku v důsledku jeho působení popraská. Sousední disk na své dráze pracuje totožným způsobem, v důsledku čehož se vylomí části horniny mezi dráhami jednotlivých disků.

Každý disk má svou maximální kapacitu zatížení. Počet disků na řezné hlavě proto rozhoduje o maximální velikosti tzv. kontaktní síly, kterou je možné na řezné hlavě vyvinout. Velikost kontaktní síly je tedy omezujícím parametrem, který v důsledku rozhoduje o rychlosti postupu v pevných skalních horninách.

Dalším omezujícím parametrem je charakteristická křivka maximálního dosažitelného krouticího momentu v závislosti na rychlosti rotace řezné hlavy. Oba parametry se během ražeb využívají do maximálních hodnot a následně již záleží na vlastnostech horninového masivu (pevnosti horniny v tlaku a v tahu, abrazivnosti, uložení a orientaci ploch nespojitosti apod.), jakou rychlostí „dovolí“ tunelovacímu stroji postupovat.

Velmi důležitou součástí pracovního cyklu ražeb v režimu razicího stroje je kontrola a údržba řezných nástrojů. Zatímco v režimu zeminového štítu se četnost vstupů do prostoru řezné

hlavy počítá na týdny, práce v řezné hlavě jsou ve skalních horninách dennodenní záležitostí. V pravidelných intervalech je třeba měřit a kontrolovat opotřebení řezných disků a stav řezné hlavy. Její konstrukce je vystavena vysokému zatížení v kombinaci s vibracemi. Nezřídka tudíž dochází nejen k běžnému opotřebení řezných disků, ale i k poškození jejich zajišťovacích prvků. Účinky ražeb mají negativní vliv i na zajišťovací šrouby a v neposlední řadě i na samotnou ocelovou konstrukci řezné hlavy.

5.1 Způsob výplňové injektáže v režimu razicího stroje

Nejen způsob ražení, ale i postup injektáže se liší při postupu s přetlakovanou odtěžovací komorou od toho, kdy komora přetlakována není. V prvním případě lze prostor vně prstenců segmentového ostění poměrně efektivně vyplnit primární injektáží skrz obálku štítu, a to i v horní polovině mezikruží. V případě, kdy komora přetlakována není, hrozí riziko úniku čerstvé injektážní směsi podél štítu do prostoru řezné hlavy. V důsledku toho může tento únik vést ke vzniku nevyplněných prostor vně ostění a tím pádem i k nedokonalému zafixování jednotlivých segmentů v horninovém prostředí.

Během ražeb v pevných skalních horninách proto zhotovitel přistoupil k provádění vícestupňového způsobu injektáže. Primární, skrz obálku štítu, měla za cíl vyplnit spodní polovinu tunelového mezikruží. Ve druhém stupni, cca 10 m za koncem štítu, byla prováděna injektáž sekundární skrz předem připravené otvory v segmentovém ostění. Třetí stupeň injektáže se realizoval v zadní části závěsu stroje a tato injektáž měla za úkol dotěsnění možných dutin vně ostění.

6. Prorážka jižního jednokolejného tunelu

Po necelých šestnácti měsících od zahájení ražeb dokončila Viktorie svůj postup na 4,1 km dlouhém jižním jednokolejném tunelu. Prostorové uspořádání portálové jámy na tzv. výjezdovém portálu si vyžádalo provedení dvou prorážek. Při té první spatřila pověstné světlo na konci tunelu vrchní třetina řezné hlavy. Poté stroj razil ještě dalších 50 m v otevřené jámě, aby posléze dospěl k tzv. velké prorážce.

První prorážka proběhla 7. 6. 2016 za účasti pozvaných zástupců zúčastněných firem. Následná ražba v otevřené jámě nabídla jedinečný pohled na pracující stroj zvenčí. Bylo možné pozorovat práci řezné hlavy i proces výplňové injektáže tunelového mezikruží, tedy procesy, které jsou za normálních okolností lidskému zraku skryté.

Práce Viktorie na prvním ze dvou ejpovických tunelů byla završena v sobotu 11. 6. 2016. Při této příležitosti uspořádala firma Metrostav den otevřených dveří pro návštěvníky z řad laické veřejnosti, kteří mohli na vlastní oči spatřit ražbu posledních záběrů včetně samotné prorážky. Ta nastala v 15:06. Poté následoval slavnostní akt, při kterém celá osádka projde skrz řeznou hlavu, aby tím symbolicky dokončila směnu na opačné straně již vyraženého tunelu.

TUNELY EJPOVICE

Prorážka
jižního
tunelu

Rekonstrukce teplického tunelu a mostu v Petříkovicích v rámci akce Revitalizace trati Trutnov – Teplice nad Metují

Ing. Jan Panuška, Ing. Václav Dohnálek
Subterra a. s., divize 1

1. Obecné údaje, celkový rozsah revitalizace trati

Železniční trať, která spojuje Trutnov a Teplice nad Metují, měří celkem 32 kilometrů. Její revitalizace proběhla na přelomu roků 2015 a 2016 a zaručila její rychlejší a bezpečnější provoz. Předmětem prací byla rekonstrukce výhybny Adršpach, úprava dvojice mezistaničních úseků trati a nová výstavba mostu v Petříkovicích (obr. č. 1). Jako nejvýznamnější část akce lze označit kompletní rekonstrukci původního Teplického tunelu z roku 1908 (obr. č. 2).

Obr. 1 – Most v Petříkovicích

Obr. 2 – Původní Teplický tunel

2. Most v Petříkovicích

Ve vesnici Petříkovice byl na 6. kilometru trati snesen zchátralý klenbový most z kamenných kvádrů. Nahradila jej klasická železobetonová rámová konstrukce se zavěšenými křídly (obr. č. 3). Nad stávajícím přístupovým mostkem přes potok bylo po dobu stavby, ve špatně přístupném terénu, zřízeno mostní provizorium. Kromě uvedených komplikací s přístupem na staveniště se jedná o běžnou konstrukci a tento příspěvek se její výstavbě z tohoto důvodu nevěnuje ve větším rozsahu.

3. Rekonstrukce Teplického tunelu

3.1 Původní stav a cíle rekonstrukce

230 m dlouhý tunel byl dokončen v Teplicích nad Metují v roce 1908, jeho současný stav již nevyhovoval požadavkům na bezpečný provoz. Ostění bylo tvořeno 20–70 cm tlustými pískovcovými kvádry s nespecifikovanou kamennou zakládkou. Tunel byl vystavěn s osmi bezpečnostními výklenky (po čtyřech na každé straně). V ose tunelu vedla odvodňovací stoka z pískovcových kvádrů překrytá pískovcovými deskami. Hlavním cílem rekonstrukce bylo eliminovat množství průsaků, a to zejména v zimních obdobích, kdy docházelo k zalednění koleje a tvorbě ledových rampouchů. Vlivem eroze povrchů pískovcových kvádrů docházelo k lokálním opadům pískovcového materiálu, a tím ke zhoršení bezpečnosti dopravy v tunelu. V neposlední řadě nevyhovoval počet a umístění bezpečnostních výklenků, stejně tak i absence služebních chodníků.

3.2 Realizované práce

Samotným razicím pracím předcházelo snesení kolejového svršku, odtěžení štěrkového lože tunelu a terénní úpravy zahrnující i vybudování provizorních přístupových komunikací k oběma běžně nepřístupným portálům. Rekonstrukce tunelu spočívala ve vybourání původního pískovcového ostění, rozšíření a nadvýšení příčného profilu, provedení bezpečnostních výklenků dle současných normových požadavků, realizaci deštníkové izolace a rubového odvodnění, provedení středového odvodnění, základových pasů, nového definitivního ostění tunelu a vybavení tunelu. Práce mimo vnitřní prostor tunelu zahrnovaly očištění svahů portálových zářezů, snesení portálových čel ze skládaného kamene, výstavbu portálových stěn z nově opracovaného kamene, vybavení tunelu a přípojku elektro z nedaleké dopravny.

3.3 Inženýrsko-geologické podmínky

Tunel je umístěn v prostředí slínovců a vápenců. V oblasti u portálů se slínovce a vápence cyklicky střídají, ve zbývající části tunelu převládají vápence. Zájmové území je výrazně postiženo tektonikou – v trase tunelu byla zjištěna významnější zóna lokálního tektonického porušení zhruba v polovině jeho délky. V návaznosti na průzkum území byly zeminy

Obr. 3 – Nový most v Petříkovicích

a horniny rozděleny do geotechnických tříd podle jejich mechanických vlastností a stavu (puklinatost, konzistence, ulehlost, prostá pevnost v jednoosém tlaku). Z kvartérních zemin převažují hlíny písčité až štěrkovité, tuhé až pevné konzistence. Horniny jsou postiženy různým stupněm zvětrání. V rámci celé délky tunelu lze vysledovat horniny třídy R2–R6, zdravé až zcela zvětralé. Zcela zvětralé horniny se vyskytují lokálně v nadloží portálů a v předportálových zářezech. Diskontinuity jsou všesměrné, sevřené, místy s výplní jílových minerálů a limonitu. Hustota puklin v blízkosti tunelové trouby je převážně 2–20 cm. Výška skalního nadloží nad raženým profilem je 8 až 20 m.

Podle očekávaných vlastností horninového masivu, které byly v podrobnějším geotechnickém průzkumu rozděleny do pěti kvazihomogenních celků, byly určeny tři technologické třídy pro přeražbu profilu tunelu. Procentuální rozdělení jednotlivých technologických tříd před počátkem prací v tunelu na základě IGP bylo následující:

- Třída TT5 6,1 % (14,1 m)
- Třída TT4 23,2 % (53,3 m)
- Třída TT3 70,7 % (162,6 m)

3.4 Konstrukční řešení nového tunelu

Ražená část tunelu je řešena jako konstrukce dočasného primárního ostění a ostění sekundárního s otevřenou mezilehlou izolací PVC fólií o tloušťce 2 mm. Primární ostění je tvořeno stříkaným betonem C20/25 v tloušťce 10–20 cm a je vyztuženo příhradovými rámy s jednou či dvěma vrstvami ocelové svařované sítě. Okolní horninový masiv je zajištěn systémem radiálních samozávrtných injektážních kotev typ IBO R32L či hydraulicky upínaných svorníků. Pro zajištění přístropí byly navrženy jehly IBO R32L v počtu a délkách dle zastižené geologie. Pro odvodnění prostoru mezi primárním a sekundárním ostěním jsou za rubem klenby navrženy patní drenáže DN 160, tyto jsou po každých 50 m zaústěny do revizních šachet. Boční drenáže jsou oboustranně vyvedeny na nižším portále do vnější revizní šachty a odtud propojeny do lapače splavenin. Dnem tunelu prochází centrální tunelová drenážní stoka DN 315. Sekundární ostění ražených částí je z vyztuženého monolitického betonu třídy C 25/30 minimální tloušťky 0,3 m ve vrcholu kaloty. Celkem je provedeno 18 tunelových bloků a dva bloky portálové. Délka betonážního kroku tunelových bloků je 11,9 m, portálových částí pak 5,9 a 9,9 m. Na základových pasech jsou oboustranně osazeny šestiotvorové kabelovody – multikanály, nad nimiž je z betonu C30/37 proveden služební chodník. Bezpečnostní výklenky jsou provedeny střídavě jako protilehlé a jednostranné. Jako součást rekonstrukce tunelu byla provedena celková obnova portálových zdí. Původní portály byly kompletně sneseny a následně nově zhotoveny z původních rustikovaných kvádrů, kamenicky opracovaných a přeskládaných do nového tvaru. Portálové zdi jsou zakončeny prefabrikovanými železobetonovými římsami, za nimi je proveden odvodňovací žlab.

3.5 Přeražba tunelového profilu

V rámci úvodních prací došlo ke snesení portálových zdí z pískovcových kvádrů a tyto byly odvezeny k opracování mimo stavbu k následnému využití při výstavbě nových portálových stěn. Zahájení ražby z portálů proběhlo pod ochrannými deštníky z 6,0m dlouhých profilů typu IBO R51. Přeražba profilu byla prováděna dle zásad NRTM. Plocha nové části výrubu, zahrnující kamennou obezdívku, zakládku a vlastní horninu, činila 16 až 21 m² dle užité technologické třídy. Veškeré razicí práce se prováděly pomocí tunelového pásového rypadla s impaktorem, test s použitím technologie Greenbrake (nevýbušné expanzní rozpojování) nebyl shledán jako efektivní. Pro dodržení krátké doby výluky trati (120 dní) probíhala ražba z obou portálů současně. Vzhledem ke krátkému času pro realizaci byly práce na sekundární obezdívce zahájeny z jednoho portálu ještě v době, kdy z opačného dobíhala ražba druhé z čeleb. V úvodních fázích ražby (z obou portálů) byla zjištěna výrazně odlišná geologická situace oproti předpokladu z inženýrsko-geologického průzkumu. Konkrétně se jednalo o velmi tvrdé vápence, slínovce a pískovce s výraznou blokovitou odlučností. Vzdálenost diskontinuit se pohybovala od cca 0,5 m do cca 2,0 m. Pevnost těchto hornin v prostém tlaku dosahovala, dle provedených zkoušek, až 102,3 MPa. Blokovitá odlučnost způsobovala časté vypadávání mohutných skalních bloků, a tedy tvorbu nezaviněných geologicky podmíněných nadvýlomů. Během postupující ražby bylo zjištěno, že objem kamenné obezdívky je výrazně menší, než bylo v zadání uvažováno. Obdobné snížení objemu platilo i pro kamennou zakládku. Ražba tedy probíhala v daleko větší míře v původní rostlé hornině

(obr. č. 4). Rozpojení rostlé horniny s výše uvedenou pevností je výrazně náročnější než rozpojení skládaného kamenného zdiva a kamenné zakládky. Objemy jednotlivých materiálů na čelbě (kamenné ostění, zakládka, rostlá hornina) byly následně na žádost objednatele prací průběžně geodeticky měřeny. Zastižená geologická situace neumožňovala využít pro zajištění výrubu technologických tříd s delším záběrem (až 2,3 m). Celý tunel se tedy razil pouze ve třídách TT4 a TT5a. Celkem bylo v jednotlivých technologických třídách vyraženo oproti předpokladu:

- Třída TT5 69,8 % (160,6 m)
- Třída TT4 30,2 % (69,4 m)
- Třída TT3 0 % (0 m)

Uvedené skutečnosti měly zásadní vliv na prodloužení doby realizace díla, která byla prodloužena cca o dva měsíce.

Obr. 4 – Přeražba tunelového profilu

3.6 Definitivní ostění

Po dokončení ražeb byly provedeny boční základové pasy a následně fóliová hydroizolace deštníkového typu s rubovým systémem odvodnění (obr. č. 5). Následovala betonáž definitivního železobetonového ostění tloušťky 300 milimetrů včetně bezpečnostních výklenků, chodníků a multikanálů. Betonáž byla prováděna do posuvného bednění délky 12 m s ocelovou bednicí plochou. V rámci definitivního ostění byly vloženy do jednotlivých částí konstrukce chráničky pro rozvody vybavení tunelu. Práce byly završeny provedením rovného tunelového dna. Z pohledu realizace se v případě definitivního ostění jednalo o běžné konstrukční řešení s obvyklými stavebními postupy.

Obr. 5 – Izolace tunelu

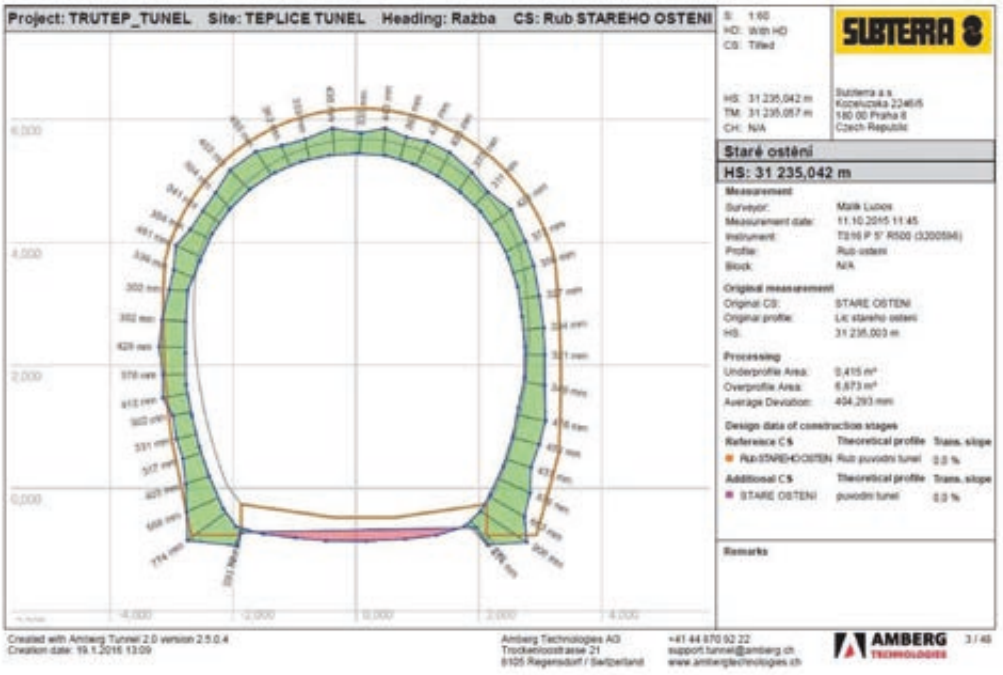
3.7 Vystrojení tunelu a dokončovací práce

Technologii rekonstruovaného Teplického tunelu napájí přípojka NN ze stanice Teplice nad Metují o délce cca 600 metrů, kterou doplňuje nový rozvaděč včetně záložního zdroje UPS, jenž zaručuje provozuschopnost osvětlení i v případě výpadku napájení. Požární odolnost veškeré kabeláže je 60 minut. Celková délka instalované kabeláže v tunelu činí 2760 metrů. Po realizaci nátěrů, bezpečnostního značení, bezpečnostních nerezových madel a veškerých instalací stavbu završil návoz štěrkového lože a pokládka kolejového svršku (obr. č. 6).

Obr. 6 – Nový kamenný portál a realizace kolejového svršku

4. Geodetický systém Navigator

Při realizaci prací byly použity geodetické prostředky od firmy AMBERG technologies nové generace. Základním softwarem pro přípravu, projektování a vyhodnocování byl program Amberg TunnelV, ve kterém specialista geodet definuje základní parametry projektu. Tyto parametry a úkoly exportuje do systému Amberg Navigator pro přímé použití v tunelu. Na pracovišti je použita totální stanice Leica TS16 a mobilní dotykový tablet se softwarem Amberg Navigator. Se systémem provádí měření v tunelu pracovníci zhotovitele – předák či mistr, a to jen s minimálními znalostmi geodezie. Pro tuto stavbu byly využity dvě základní úlohy: Single Point pro ruční měření výrubů, výztuží, usazení betonážní formy a Profile Free pro zaměřování ostění kamenného, primárního a sekundárního. Hlavní výhodou použití systému Amberg Navigator, při požadavku zaměřování každého výlomu v nepřetržitém provozu ražby, byla správa celého procesu pouze jedním specialistou geodetem. Vzhledem k požadavku objednatele byly průběžně měřeny v jednotlivých profilech objemy původního kamenného ostění (obr. č. 7), zakládky a rostlé horniny. Ze získaných dat byly stanoveny celkové objemy těchto hmot.



Obr. 7 – Zaměření původního kamenného ostění

5. Závěr

Rekonstrukce regionální trati Trutnov – Teplice nad Metují zahrnovala dílčí úpravy trasy, rekonstrukci dopravny i stavbu nového mostního objektu. Nejvýznamnějším počinem je ale bezesporu rekonstrukce Teplického tunelu po více než sto letech jeho provozu.

Provedené práce lze chápat jako výstavbu nového tunelu v trasování toho původního. V rámci ražeb byly zastiženy obtížné geotechnické podmínky, horniny o pevnosti až 102 MPa s výraznou blokovitou odlučností. Byly použity nové metody geodetických prací, a to jak pro stavební práce, tak pro stanovení provedeného objemu prací. I přes zastižené podmínky byla stavba realizována ve velmi krátkém čase – zahájení ražeb a průjezd prvního (pracovního) vlaku dělilo pouhých 158 dnů.

Použitá literatura:

[01] DULÁK M.; ŠENK P. Realizační dokumentace stavby Revitalizace trati Trutnov – Teplice nad Metují – SO 10–17–01 Teplický; Valbek spol. s r. o.: 2015.

[02] LASTOVECKÝ P.; CALTÍK M.; ČULEN V.; JACHAN J.; ŠENK P. Dokumentace pro výběr zhotovitele stavby Revitalizace trati Trutnov – Teplice nad Metují; Sdružení Prodex – Valbek: 2015.

[03] DOHNÁLEK V.; KAISR Z.; ŽÁČEK P.; ŠENK P.; Rekonstrukce Teplického tunelu – revitalizace trati Trutnov – Teplice nad Metují; sborník konference Podzemní stavby Praha 2016

Ing. Jan Panuška
Subterra a. s.
Tel.: +420 602 759 148
E-mail: jpanuska@subterra.cz

Ing. Václav Dohnálek
Subterra a. s.
Tel.: +420 724 991 893
E-mail: vdohnalek@subterra.cz

Měření mechanického napětí v konstrukcích železničních mostů a tunelů

RNDr. Pavel Obluk, Ing. Jiří Tkáč
INSET s. r. o.

Anotace:
Magnetoelastický dynamometr DYNAMAG® umožňuje bezkontaktní měření mechanického napětí feromagnetických materiálů. Může být s výhodou využíván pro monitoring a diagnostiku stavu předpjatých železobetonových konstrukcí, jako jsou zavěšené a předpjaté mosty, opěrné zdi, prefabrikované železobetonové nosníky a zemní kotvy.

Klíčová slova: magnetoelastický dynamometr, permeabilita, mechanické napětí, předpjaté konstrukce

1. Úvod

Magnetoelastický dynamometr DYNAMAG® je určen k měření mechanického napětí feromagnetických materiálů a může být s výhodou využíván pro monitoring a diagnostiku stavu předpjatých železobetonových konstrukcí, jako jsou např. zavěšené a předpjaté mosty, opěrné zdi, prefabrikované konstrukce a zemní kotvy.

2. Měřicí systém DYNAMAG®

2.1 Fyzikální princip měřicí metody

Fyzikální princip měřicí metody je založen na magnetoelastickém jevu, tedy na měření změn magnetických vlastností feromagnetických materiálů, které jsou způsobeny mechanickým namáháním. Při mechanickém namáhání – tlaku, tahu, torzi nebo ohybu – dochází ke změně tvaru hysterezní smyčky feromagnetického materiálu. Z toho je možno určit změnu permeability, která souvisí s působícím mechanickým napětím. Současným měřením v několika pracovních bodech s různým stupněm magnetického nasycení se získá síť kalibračních charakteristik – závislost relativní permeability μr na působící síle F. Inverzní charakteristiku lze již přímo využít pro stanovení síly na základě naměřené hodnoty μr.

Obr. 1 – Základní řada typizovaných snímačů

2.2 Prvky měřicího systému

Magnetoelastické snímače DSCS mají tvar dutého válce, který se nasune na měřený prvek (ocelová lana, tyče, kabely). Jsou vybaveny elektronickým identifikátorem a přesným teploměrem. Mohou být umístěny ve volných částech předpjatých prvků nebo být zality do betonu. Vyrábějí se standardně v typizovaných nejčastěji používaných rozměrech 20–102 mm, lze však vyrobit i jiný rozměr dle konkrétních požadavků.

Typ snímače	Vnitřní průměr	Délka snímače	Vnější průměr	Měřicí rozsah
DSCS20	20 mm	121 mm	35 mm	300 kN
DSCS28	28 mm	182 mm	44,5 mm	600 kN
DSCS33	33 mm	182 mm	54 mm	800 kN
DSCS40	40 mm	220 mm	63,5 mm	1200 kN
DSCS50	50 mm	220 mm	76,1 mm	1900 kN
DSCS65	65 mm	260 mm	88,9 mm	3300 kN
DSCS80	80 mm	260 mm	108 mm	5000 kN
DSCS102	102 mm	260 mm	129 mm	8000 kN

Obr. 2 – Přenosná měřicí jednotka

Přenosná měřicí jednotka NT904 je určena k jednorázovým měřením v terénu. Jednotka je vybavena wifi přístupem, který umožňuje řízení měření prostřednictvím webové aplikace spouštěné z notebooku, tabletu nebo smartphonu. Jednotka NT904 je vybavena čtyřkanálovým multiplexerem a umožňuje připojení 1–4 snímačů.

Modulární měřicí system zahrnuje měřicí jednotku NT900 a 1–16 multiplexerů MPX904R, z nichž každý umožňuje připojení 4 snímačů DSCS. Jednotlivé komponenty jsou připraveny k montáži na DIN lištu do rackových systémů. Měřicí system je určen pro dlouhodobý monitoring stavebních konstrukcí.

Měřicí jednotka je vybavena ethernet portem pro připojení systému do počítačové sítě. Řízení měření a přenos dat lze ovládat pomocí http dotazů nebo z externí aplikace. Lze nastavit parametry požadovaného měření a výstupů. Standardním výstupem je textový soubor obsahující datum a čas měření, číslo a označení snímače, hodnotu zjištěné teploty a síly. Výstupy mohou být prostřednictvím FTP protokolu přesměrovány přímo do firemního nebo zákaznického informačního systému.

2.3 Možnosti využití

Měřicí systém DYNAMAG® lze využít pro:

- Statická měření (sledování předpínacího procesu a dodržení předepsaného technologického postupu, provádění jednorázových či periodických kontrol stavu konstrukce nebo dlouhodobý kontinuální monitoring)
- Dynamická měření (měření vibrací a rázů způsobených vlastním provozem konstrukce nebo přírodními jevy)
- Komplexní diagnostiku konstrukce (měření korozních úbytků, únavy materiálu)

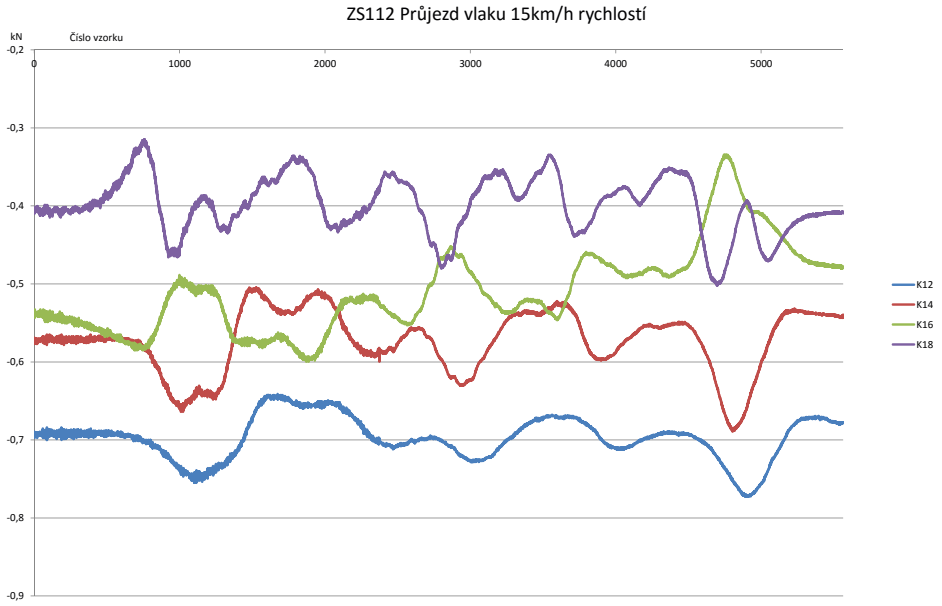
2.4 Aplikace

Měřicí systému DYNAMAG® byl aplikován na řadě staveb v ČR i zahraničí. K nejvýznamnějším aplikacím na železničních mostech a tunelech patří:

- Dlouhodobý monitoring napětí v zemních kotvách na železničním tunelu Turecký vrch v Novém Meste nad Váhom
- Monitoring napětí v zemních kotvách rekonstruovaného železničního mostu v Břeclavi, měření dynamických sil při dynamické zatěžovací zkoušce a brzdných zkouškách
- Měření napětí v předpínací výztuži prefabrikovaných železobetonových nosníků železničních mostů v Praze, Ostravě, Přerově a Moravském Berouně
- Monitoring napětí v zemních kotvách na tunelu Svrčinovec, Poľana
- Monitoring napětí v zemních kotvách rekonstruovaného podjezdu pod železniční tratí v České Třebové
- Monitoring napětí v zemních kotvách na stanici metra Vltavská v Praze

2.5 Výhody měřicího systému

Výhodou měřicího systému DYNAMAG® je především vysoká odolnost snímačů a dlouhodobá použitelnost v náročných terénních podmínkách. Odolávají působení tlakové vody, agresivnímu zemnímu prostředí, vlivům eroze a počasí. Vzhledem k tomu, že se jedná o bezkontaktní nedestruktivní metodu, není nutné zasahovat do měřené konstrukce a měření lze realizovat bez přímého fyzického kontaktu, např. přes antikorozní ochranu. Snímače mohou být zality v betonu a kompletně zakryty v rámci dalších technologických procesů výstavby. S využitím vestavěného integrátoru umožňují rovněž měření v dynamickém módu.



3. Závěr

Měřicí systém DYNAMAG® nalezne uplatnění zejména v oblasti diagnostiky a dlouhodobého monitoringu stavu sledovaných konstrukcí v náročných terénních podmínkách. Lze ho začlenit do komplexního monitorovacího systému (Bridge Monitoring System), eventuálně do systému mostních prohlídek (kontrola mechanického napětí ve vybraných konstrukčních prvcích).

Literatura

[01] Chandoga M., Jaroševič A.: Dlhodobá a prevádzková napätosť extradosed závesov Mestskej estakády v Považskej Bystrici. In: Inžinierske stavby / Inženýrské stavby 6/2013, Bratislava, pp. 144–148.

[02] Obluk P., Fabo, P., Tkáč J.: Non-contact Mechanical Tension Measurement in Prestressed Concrete Structures. In Proceedingofabstractsofthe 6th International Conference CONCRETE AND CONCRETE STRUCTURES 2013, Terchová, pp. 103–104.

[03] Obluk P., Fabo, P., Tkáč J.: Využití magnetoelastického dynamometru Dynamag pro měření mechanického napětí v mostních konstrukcích. In: Sborník příspěvků mezinárodního sympozia MOSTY/BRIDGES 2014, Brno, pp. 286–289.

[04] Obluk P.: Měření mechanického napětí v mostních a zavěšených konstrukcích. In: Inžinierske stavby / Inženýrské stavby 2/2014, Bratislava, pp. 48–49.

RNDr. Pavel Obluk
INSET s. r. o., Divize Ostrava, Rudná 21, 700 30 Ostrava
Tel.: +420 596 123 565
E-mail: obluk.pavel@inset.com

VÝZNAMNÝ DODAVATEL V OBORU DOPRAVNÍHO A POZEMNÍHO STAVITELSTVÍ

1) předepjaté nosníky MK-T pro železniční mosty - Červené Poříčí
2) předepjaté deskové nosníky pro železniční mosty - žst. Česká Lípa
3) železobetonové rámy DZR s křídly
4) prefabrikované systémy ABM Mosty - Výškov
5) šikmá železobetonová trouba patková - železniční trať Ústí nad Orlicí - Letohrad

ŽPSV
OHL GROUP

ŽPSV a.s.
Třebízského 207 | 687 24 Uherský Ostroh | Tel.: 572 419 311 | Fax: 572 419 308
INFO: 800 138 736 | e-mail: info@zpsv.cz | www.zpsv.cz

Technické požadavky na výrobky

Ing. David Zeman
SŽDC, s.o.

1. Úvod

V současné době se používají prověřené a schválené výrobky na ŽDC patřící do skupiny pro obor staveb železničního spodku. Jedná se o systémy vodotěsných izolací (dále SVI), prefabrikovaných propustků a ochranných nátěrových systémů (protikorozní ochrany – PKO). Pro tyto výrobky platí Směrnice SŽDC č. 67 Systém péče o kvalitu v oblasti traťového hospodářství (dále jen „Systém péče o kvalitu“). Seznamy schválených výrobků jsou veřejně dostupné na stránkách SŽDC, s. o.(http://www.szdc.cz/provozuschopnost-drahy/technicke-pozadavky/zeleznicni-mosty-a-tunely.html). Tento příspěvek se zabývá procesem schvalování výše uvedených výrobků mimo PKO u Správy železniční dopravní cesty, státní organizace. Popisuje ověřovací proces a klade důraz na náležitosti technických podmínek dodacích. Další výrobky, které zde nejsou uvedeny, nepodléhají ověřovacím procesu.

2. Činnost Odboru traťového hospodářství

Odbor traťového hospodářství, Správy železniční dopravní cesty, státní organizace (dále jen GŘ SŽDC O13) vychází ve své činnosti kromě uvedené směrnice SŽDC č. 67 dále:

- Ze zákona č. 22/1997 Sb., o technických požadavcích na výrobky, a změn a doplnění některých zákonů v platném znění
- Z Nařízení EP a Rady (EU) č. 305/2011, kterým se stanoví harmonizované podmínky pro uvádění stavebních výrobků na trh a kterým se zrušuje směrnice Rady 89/106/EHS
- Z nařízení vlády č.163/2002 Sb. v platném znění, kterým se stanoví technické požadavky na vybrané stavební výrobky
- Ze zákona č. 183/2006 Sb., o územním plánování a stavebním řádu (Stavební zákon), v platném znění

Jednou z možností, jak dosahovat kvality u používaných výrobků či technologických celků, je zpracování „Obecných technických podmínek“ (dále jen OTP). Každé vydané obecné technické podmínky jsou souhrnem konkrétních požadavků a podmínek, které je každý

subjekt povinen splnit před zahájením dodávek výrobků či technologií na stavby železniční infrastruktury.

Ve smyslu Systému péče o kvalitu na základě žádosti firmy (výrobce nebo dovozce), která projeví věrohodný zájem o dodávky svého výrobku pro železniční mostní objekty, zahájí po vstupním jednání ověřovací proces.

V rámci ověřovacího procesu se posuzuje:

- Nutné doklady ve smyslu zákonných povinností o všech výrobcích (viz výše),
- Splnění příslušných požadavků TKP staveb státních drah a příslušných platných technických norem
- Splnění požadavků ve smyslu Systém péče o kvalitu u SŽDC, s. o., a příslušnými Obecnými technickými podmínkami (OTP). U systémů vodotěsných izolací se jedná zvláště o garantování bezporuchové funkčnosti 30 let. (Pozor, nezaměňovat se „záruční dobou“!). Kromě požadavků na odolnost proti hydrofyzikálnímu namáhání, chemickým, biologickým a cyklickým tepelným vlivům je podstatným požadavkem dostatečná odolnost vůči tlakovým silám z kolejového provozu a silám vznikajícím při čištění kolejového lože. Trouby musí mít za podmínek stanovených v TPD minimální životnost 100 let
- Systémy jakosti zavedené u výrobců (certifikáty ISO řady 9000)
- Návrh znění příslušných Technických podmínek dodacích (dále jen TPD)
- Výsledky provozního ověření (u „netradičních“ systémů/výrobků zpravidla alespoň od 2 ověřovacích aplikací nebo osazení a výsledky požadovaných kontrolních zkoušek akreditovanou osobou). Podle výsledku ověření bude rozhodnuto o případném dalším uplatnění v podmínkách SŽDC
- Bezpečnost výrobků a způsoby označování výrobků pro snadnou identifikaci na stavbě (přímo na výrobku nebo obalu vč. návodu k použití)
- Případně způsobilost odborné aplikační firmy pracovat s výrobky (doklad o vyškolení od výrobce, dovozce – a to jmenovitě pro konkrétní pracovníky). Seznam oprávněných firem pro provádění jednotlivých schválených systémů vodotěsných izolací je aktualizován na výše uvedených webových stránkách

3. Hlavní povinnosti výrobce (dovozce) dodávaného výrobku nebo systému

Technické podmínky dodací (TPD) jsou podstatnou součástí dokumentů předkládaných k ověřovacímu procesu. TPD zpracovává výrobce (dovozce), popř. třetí osoba v zájmu výrobce na své náklady. Rámcová struktura a požadavek na formální úpravu jsou dány v OTP. Zároveň se zpracovateli TPD doporučuje, aby technické vlastnosti výrobku porovnal, a to nejlépe tabulkově, s požadovanými vlastnostmi příslušné normy.

Výrobky, systémy SVI a PKO v ověřovacím a přeschvalovacím procesu lze použít až po předložení Technologického předpisu odboru O13 GŘ SŽDC pro posouzení, a to v dostatečném předstihu. Součástí TP musí být projektová dokumentace (min. půdorys, technická zpráva, příčný a podélný řez).

Po schválení TPD také slouží pro vypracování technologického předpisu (dále jen TP) pro použití na konkrétním mostním objektu.

Základní požadované vlastnosti dodávaného výrobku

Pro betonové prefabrikované konstrukce propustků
Z hlediska mechanických vlastností, tj. návrhu na pohyblivé zatížení podle ČSN EN 1991–2, to znamená, že prvek musí odolat účinkům zatížení modelu 71 (LM 71) s α = 1,21, případně modelu SW2. Výrobce na základě statických výpočtů stanoví jejich limitní podmínky pro použití v železničním tělese: maximální výšku přesypávky (minimální je stanovena na 0,4 m) a způsob uložení železobetonového prvku. Dále zpracuje tabulku zatížitelnosti pro jednotlivé prvky své výrobní řady. Zohlední při tom samozřejmě i výšku přesypávky a stáří výrobku. Z hlediska kvality materiálů je požadováno podle ČSN EN 206, aby beton výrobků běžně odolával všem stupňům vlivu prostředí XC, XD, XF, a u vlivu prostředí XA prvnímu stupni (XA1). Odolnost vůči ostatním dvěma „vlivům“ u prostředí XA je ponechána na úvaze jednotlivých výrobců. Z hlediska průsaků vody podle ČSN EN 12 390–8 musí být beton navržen s maximálním průsakem 20 mm, z hlediska odolnosti proti vodě, mrazu a chemickým rozmrazovacím látkám podle ČSN 73 1326 musí beton splňovat podmínky při průkazních zkouškách A/150/600, při kontrolních zkouškách A/100/1000.

Pro systémy vodotěsných izolací
Důraz je kladen při požadavcích na povrch podkladní konstrukce. Podkladní konstrukci železničních mostních objektů tvoří nejčastěji žlab kolejového lože, tzn. ocelová nebo betonová podkladní konstrukce. U spodní stavby bývá podkladní konstrukce nejčastěji betonová. U přesypaných mostních objektů bývá konstrukce ze zhutněné přesypávky. Pro podkladní vrstvy platí požadavky uvedené v TNŽ 73 6280. Povrch ocelových podkladních konstrukcí ve většině případů splňuje požadavky TNŽ 73 6280 na tryskání na stupeň přípravy povrchu Sa 2 ½ a zbavení veškerých nečistot.

Podkladní konstrukce ze zhutněné přesypávky musí být rovnoměrně a plnoplošně zhutněny na předepsanou hodnotu a přesypávka nesmí mít na povrchu ostré lokální nerovnosti ani zbytky ropných produktů a jiných organických látek.

Další neméně důležitá požadovaná vlastnost na izolační materiál je tažnost asfaltových pásů v závislosti na jejich použití. Při plnoplošném spojení se požaduje minimální příčná i podélná tažnost 30 %. Při volném položení je tato hodnota zvýšena na 40 %. V případě plastové fóliové izolační vrstvy činí požadavek na minimální tažnost 200 %.

U bezešvých vodotěsných vrstev je rozhodující minimální tloušťka 3,0 mm. Vodotěsné vrstvy používané v systémech bez ochrany nesplňující požadavky na odolnost proti proražení jehlanem musejí mít tloušťku min. 5 mm na dně žlabu kolejového lože a tloušťku min. 3 mm na stěnách žlabu kolejového lože.

Postup v případě ověřovací stavby
Jestliže v rámci ověřovacího procesu rozhodlo oddělení železničních mostů a tunelů, GŘ SŽDC O13 o provozním ověření na konkrétním mostním objektu, musí výrobce, dovozce či dodavatel:
- Seznámit se podrobně s dokumentací mostního objektu
- Kromě plnění povinností podle odstavce č. 2 vypracovat podrobný technologický předpis (dále jen TP) pro použití výrobku na konkrétním mostním objektu, podle v té

době platné verze TPD, tj. ještě před schválením TPD (o nové poznatky z ověřovacího procesu na konkrétním objektu budou rozšířeny TPD)
- Před použitím výrobku uvědomit oddělení železničních mostů a tunelů, GŘ SŽDC O13 o jednotlivých termínech v rámci harmonogramu stavby tak, aby byla možná kontrola ze strany ověřovatele
- Podle pokynů oddělení železničních mostů a tunelů, GŘ SŽDC O13 zajistit i další zkoušky kromě zkoušek požadovaných v rámci ověřovacího procesu, vyhotovit fotodokumentaci

Podle výsledku ověřovacího procesu vydá GŘ SŽDC O13:

Osvědčení o ověření shody s požadavky stanovenými OTP pro výrobek nebo systém s uvedením dalších podmínek v závěrečném protokolu. Ty se mohou týkat např. formy a rozsahu ověřování jakosti u výrobce, podmínek a způsobu použití na železničních objektech či zahájení provozního ověřování nebo pokračování provozního ověřování. Také se určí podmínky postupu při nesplnění kvalitativních parametrů výrobku. Dále lze dát povinnost aktualizovat předané podklady k ověřovacímu procesu, povinnost průběžné kontroly výrobků a způsobilosti aplikační firmy ze strany výrobce (dovozce). Musí zde být uvedena povinnost žadatele umožnit pravidelné roční kontroly zástupci GŘ O 13;

nebo vydá:

Rozhodnutí o zamítnutí použití výrobku pro mostní objekty s uvedením důvodu zamítnutí.

Součástí osvědčení i rozhodnutí je protokolární posouzení předkládaného návrhu systému vodotěsných izolací, protikorozní ochrany (PKO) nebo použití výrobku včetně všech předaných příloh.

Postupy výrobců (dovozců) a dodavatelů výrobku po získání Osvědčení o ověření shody s požadavky stanovenými OTP
Souhrn základních požadavků směrem k dodavateli výrobku tak, jak vyplývá ze zákonných požadavků a požadavků TKP staveb státních drah. K použitým výrobkům („stanovené výrobky“) musí být předloženo „Prohlášení o shodě“ ve vztahu k příslušným normám nebo certifikáty („stavební technická osvědčení“) od zkušeben, které jsou akreditovány k výkonu státního zkušebnictví (státní zkušebny). Nedílnou součástí tohoto certifikátu je „Závěrečný protokol č. …“, který obsahuje výsledky všech zjišťovaných parametrů, závěry a podmínky platnosti certifikátu.

Použití výrobku:
Výrobce či dodavatel (popř. aplikační firma), kterého oslovil zhotovitel stavby nebo který se uchází sám o dodání výrobku na ŽDC pro mostní objekty, musí v první fázi předložit následující:
- Schválený systém (systémy) nebo výrobek, který (které) má (mají) „Osvědčení …“; případně systém (výrobek), který je v ověřovacím procesu (pouze s vědomím a souhlasem oddělení železničních mostů a tunelů, GŘ SŽDC O13 – TP následně schvaluje oddělení železničních mostů a tunelů)

- Cenu nabízeného (nabízených) výrobku (výrobků), celkovou cenu za zhotovení nebo montáž výrobku
- Záruční dobu, pokud nebyla uvedena v technologickém předpisu (např. pro SVI 10 let)
- Souhlas dodavatele s požadovanými termíny dodávky
- Případně průkaz odborné způsobilosti dodavatele

Nabídku je vhodné v této fázi doplnit referencemi z uskutečněných staveb (mostních objektů) s označením místa a času (případně s fotodokumentací).

Pokud je vyzvaná dodavatelská firma vybrána zhotovitelem stavby, musí ve druhé fázi vypracovat **podrobný TP pro provádění SVI či montáž výrobku**. TP je zpracováván na základě schválených TPD.

4. Přehled výrobků použitých pro mostní objekty na ŽDC.

V současné době (k aktuálnímu datu 15. 12. 2016) jsou na webových stránkách SŽDC, uvedených v úvodu článku, zveřejněny všechny výrobky s platným osvědčením o ověření shody s požadavky na „Systém péče o kvalitu“.

Zároveň probíhají procesy přeschválení stávajících výrobků SVI s ukončenou platností osvědčení a dále pak probíhá schvalování výrobků nových dodavatelů:

Betonové výrobky:
- B & BC a. s. – betonové patkové trouby propustků
- ŽPSV a. s. – železobetonové rámové konstrukce propustků

Systémy SVI:
- ALIACEM s. r. o. – Eliminator
- AKCEPT s. r. o. – TESTUDO 20/P HP
- AXTER CZ s. r. o. – DALLE, TP 4, Coletanche, B3A
- GME s. r. o. – Polyurea GME

Pracovníkem zabývajícím se systémy vodotěsných izolací a prefabrikovanými trubními propustky na Odboru traťového hospodářství, Správy železniční dopravní cesty, státní organizace (dále jen GŘ SŽDC O13) je určen Ing. David Zeman.

Ing. David Zeman
SŽDC, s.o.,
Generální ředitelství, Odbor traťového hospodářství (O13)
Tel.: +420 725 775 096
E-mail: zemand@szdc.cz

SUDOP PRAHA®

SUDOP PRAHA a.s.
Olšanská 1a
130 80 Praha

Projektujete a nemáte kde vytisknout výkresy a dokumenty?
Naše středisko reprografie Vám nabízí tyto služby:

- *maloformátový a velkoformátový tisk*
- *maloformátové a velkoformátové skenování*
- *dokončovací knihařské práce*
- *kompletace projektové dokumentace*

Nově možnost tisku na produkčním stroji:

- *tisk hlavičkových papírů, pozvánek, brožur V1*
- *tisk do velikosti 320x487 mm*
- *oboustranný tisk do 300g*

Océ ColorWave 650

Další informace naleznete
na www.sudop.cz/sluzby/reprografie

Prostorové prvky pro inženýrské stavby

Nové prefabrikované rámové propustky ŽPSV a. s. pro drážní stavby

Ing. Jiří Horehleď
ŽPSV a. s.

1. Úvod

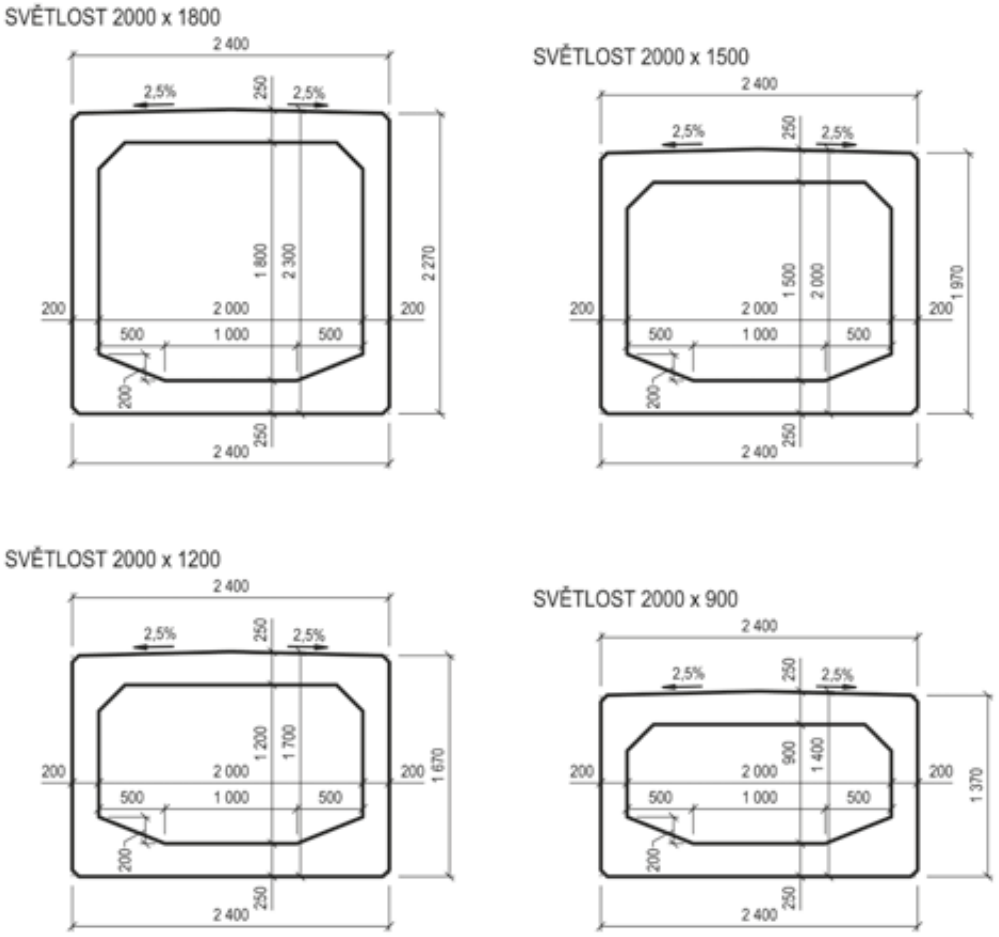
ŽPSV a. s. je dlouhodobým výrobcem a dodavatelem prefabrikovaných železobetonových rámů – propustků řady DZR, které navrhl a vyprojektoval Státní ústav dopravního projektování Praha začátkem 70 let. Celá výrobní řada, která je stále ve výrobním programu společnosti, prošla řadou změn, vyvolaných požadavky aktualizovaných a nových norem ČSN a jiných předpisů. Samotný účel použití včetně tvaru, způsobu montáže aj. se však nezměnil.

Nové požadavky na výrobu, vlastnosti, zkoušení uplatnila Správa železniční dopravní cesty, státní organizace, Odbor traťového hospodářství, oddělení mostů a tunelů v návrhu obecných technických podmínek pro železobetonové rámové prvky. Tyto nové požadavky se promítly do nové řady železobetonových rámových propustků, kdy zkušenosti získané při návrhu a realizaci výroby budou následně promítnuty do modernizace stávajících rámů DZR.

2. Obecný popis nových ŽB rámů

Systém rámových propustků je založen na opakování stejného průřezu rámové konstrukce, tzv. „základních prvků“, které se vzájemně spojují/spínají a díky integrovanému pryžovému těsnění vytváří vodotěsné tělo propustku.

Základní rozměrové řady jsou navrženy s jednotnou vnitřní šířkou 2000 mm a čtyřmi vnitřními výškami: 900 mm, 1200 mm, 1500 mm a 1800 mm. Průřez je jednostranně symetrický s horní deskou se střechovitým (sedlovým) sklonem 2,5 %. Dolní deska tvoří dno koryta převáděné vodoteče s náběhy v rozích 1: 2. Tloušťka dolní desky a horní desky v nejvyšším



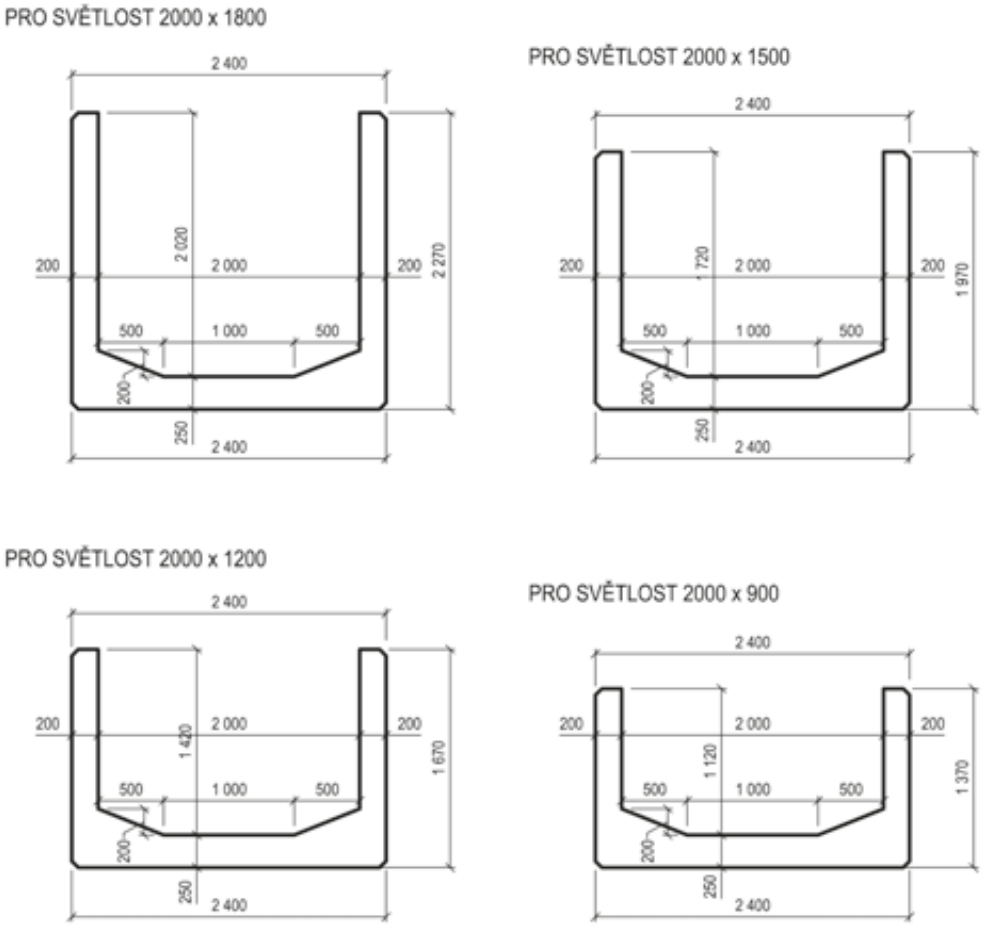
Obr. 1 – Tvary nových železobetonových rámů

místě je 250 mm. Stěny jsou navrženy jednotné tloušťky 200 mm s náběhy v horních rozích ve sklonu 1: 1. Délka prefabrikátů je navržena ve třech skladebných délkách: 1500 mm, 1750 mm a 2000 mm. Vzájemnou kombinací prvků lze navrhovat propustky o celkové délce v intervalu po 250 mm. Tvary nových železobetonových rámů viz obr. 1.

Koncové rámové prvky (vtok a výtok) jsou opatřeny měřicími vývody, které jsou vodivě napojeny na betonářskou výztuž rámu. Tyto vývody jsou umístěny na vnitřní straně stěny prvku. Pro zhotovení monolitické římsy jsou v horní ploše opatřeny vylamovací výztuží.

Svahování v místě vtoku a výtoku umožňují další prvky, a to kolmá a rovnoběžná svahová křídla.

Svahová křídla kolmá jsou navržena jako jeden polorámový prvek tvaru „U“ navazující čelně (na sraz) na vtokový nebo výtokový prvek. Svahová křídla jsou standardně navržena pro sklon svahu 1: 1,5 (viz obr. 2).



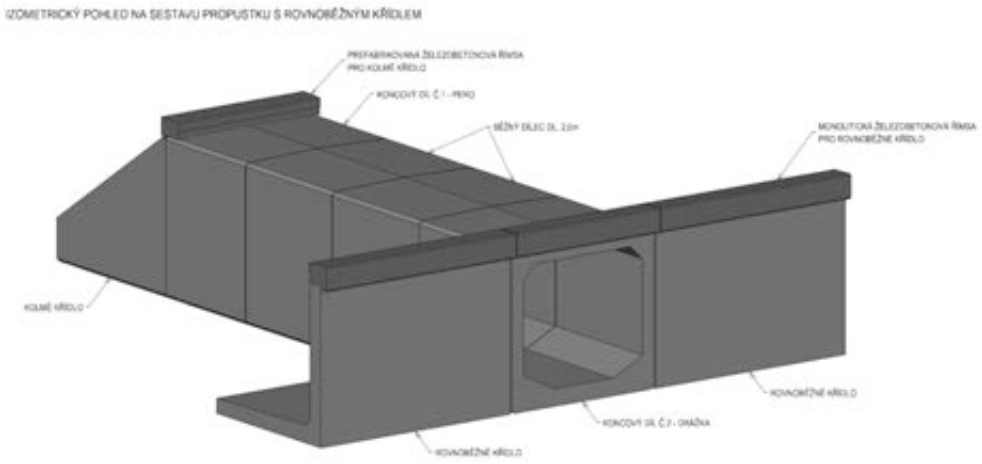
Obr. 2 – Tvary kolmých křídel nových železobetonových rámů

Rovnoběžná křídla jsou navržena jako úhlové zídky navazující bočně na vtokové a výtokové prvky. Tato křídla lze dodat včetně provedené železobetonové římsy pro další urychlení výstavby. Vzorová sestava viz obr. 3.

3. Výchozí návrhové parametry pro nové rámy

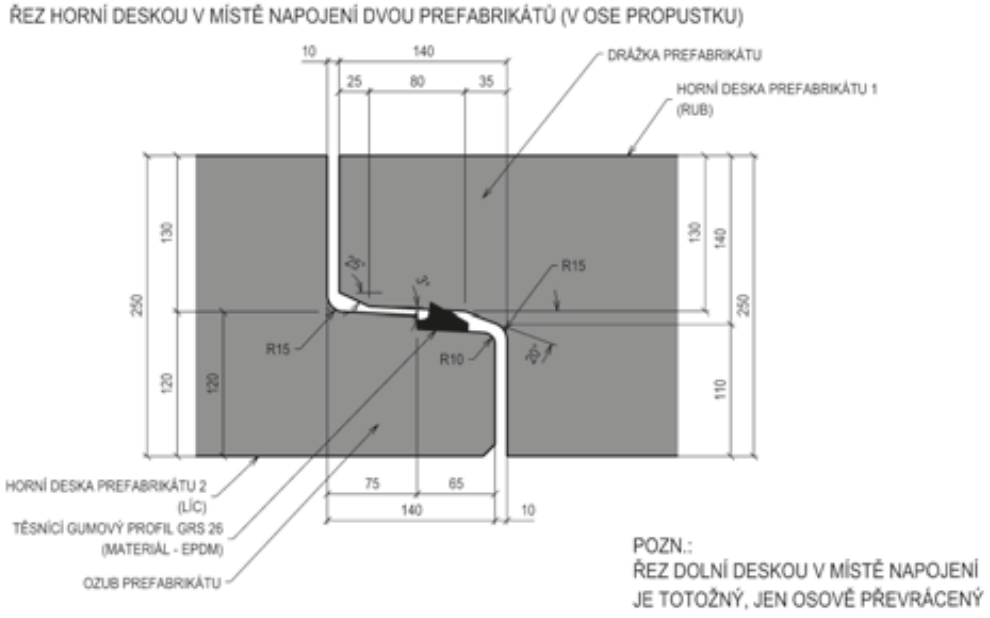
Nové železobetonové rámy byly navrženy na pohyblivé zatížení kolejovou dopravou podle ČSN EN 1991–2 modelem zatížení 71 (LM – 71) s klasifikačním součinitelem $\alpha = 1{,}21$ a na model SW/2.

Velmi důležitým požadavkem bylo uplatnění těsnění styků mezi jednotlivými rámy, které musí vyhovět zkušebnímu tlaku 50 kPa. Při návrhu nových rámů bylo uvažováno se dvěma variantami vytvoření vodotěsného spoje, a to:



Obr. 3 – Vzorová sestava propustku

a) Vytvarováním konců rámů do tvaru hrdla a dříku s dodatečně nalepeným pryžovým těsněním, kdy zasunutím dříku rámu do hrdla přilehlého rámu vznikne vodotěsný spoj (viz obr. 4),



Obr. 4 – Detail spoje nových rámů varianta hrdlo/dřík

b) Zabetonováním stěnových patek a závitových tyčí s matkami v čelech rámů s pryžovým těsněním, kdy stlačením vloženého pryžového těsnění DS KRP 30 a utažením šroubového spoje vznikne vodotěsný spoj (viz obr. 5).

Celé kování je galvanicky pozinkováno, následně se doporučuje provedení sanace patky správkovými hmotami SIKA. Tento typ spoje je možné zabezpečit trvale pružnou butylkaučukovou páskou, která podstatně zvýší vodotěsnost spoje.

Obr. 5 – Detail spoje varianta pomocí stěnové patky

Ověření vodotěsnosti spojů bylo provedeno zkouškou podle ČSN 0905:2014 Zkouška vodotěsnosti vodárenských a kanalizačních nádrží, ve spolupráci s TZÚS Praha, zkušebna Brno, kdy potřebný tlak 50 kPa byl vytvořen vodním sloupcem výšky 5,0 m nad posuzovaným spojem.

Další požadavky na kvalitu vstupních materiálů, kvalitu betonu, výztuže, vzhledu povrchu betonu atd. jsou z hlediska požadavků uvedených v ČSN standardní.

4. Závěr

Nové ŽB rámy obou variant vodotěsných spojů splňují všechny požadavky na moderní prefabrikované rámy a jsou určené pro stavbu nových propustků i pro rekonstrukce stávajících nevyhovujících propustků. Jsou navrženy pro výšku nadnásypu 0,4 m až 7,0 m. Řešení pomocí spínaných prvků umožňuje rychlou a bezproblémovou montáž, nevýhodou je provedení dodatečného sanování spoje ve stěnových patkách a použití v případech, kdy hrozí deformace základové desky. Řešení pomocí hrdla a dříku klade vysoké požadavky jak na formovací techniku, zejména přesnost tvarovacích desek hrdla a dříku, tak i na samotnou montáž, kdy zasouvání vyžaduje pomocné technické přípravky pro zasouvání. Spoj ovšem vykazuje jistou směrovou a výškovou flexibilitu při zachování požadavku vodotěsnosti.

Ing. Jiří Horehleď
ŽPSV a. s.
odbor techniky a technologií
Tel.: +420 572 419 373
E-mail: horehled@zpsv.cz
www.zpsv.cz

Železniční most přes dálnici D 0807 u Knínic

SaM – silnice a mosty na Vašich cestách

Skupina SAM v čele **SaM silnice a mosty a.s.** je držitelem deseti ocenění **„Mostní dílo roku“**

v kategorii rekonstrukcí a oprav
1997 Most přes Ohři v Postoloprtech
1998 Most přes Labe v Nymburce
2000 Most přes Ploučnici v Děčíně
2003 Most přes Ohři v Terezíně
2006 Most přes Mandavu v Rumburku
2007 Most Vodní dílo Labská – Špindlerův Mlýn
2008 Most přes Lužickou Nisu v Chotyni
2010 Rekonstrukce Zámeckého mostu v Mimoni

v kategorii novostaveb
2002 Železniční most přes dálnici D 0807 u Knínic
2011 Estakáda přes trať a komunikace, I/9 MÚK Sosnová

SaM silnice a mosty a.s., Česká Lípa
tel.: 487 834 467 • fax: 487 834 466 • e-mail: sam-cl@sam-cl.cz
www.sam-cl.cz

Most v km 232,992 trati Chomutov – Cheb

Ing. Libor Marek, Ing. Ondřej Lojík Ph.D.
TOP CON SERVIS s. r. o.

V roce 2016 proběhla rekonstrukce železničního mostu přes řeku Ohři v km 232,992 na trati Chomutov – Cheb. Šlo o jednu stavbu ze souboru staveb, která měla připravit podmínky pro zkrácení cestovních dob na trati Ústí n. L. – Teplice – Cheb. Odstraněním nevyhovujících parametrů na mostní konstrukce a rekonstrukcí části tratě přinesla zvýšení rychlosti v tomto úseku ze 70 km/h na 90–100 km/h, což znamená zkrácení jízdních dob u rychlíkové dopravy až o 1 minutu. Jde o velmi významnou trať v dopravní obslužnosti Karlovarského a Ústeckého kraje, která má nezastupitelnou úlohu. Význam tratě spočívá v obsluze obcí mezi Chebem a Karlovými Vary pro osobní dopravu a propojení velkých měst Cheb, Sokolov, Karlovy Vary, Chomutov, Teplice, Ústí n. L. pro rychlíkovou dopravu. Denně po ní jezdí více než 2466 osob v obou směrech při nasazení 7 párů rychlíků a 13 párů osobních vlaků.

1. Územní podmínky

Železniční trať Chomutov – Cheb je v tomto úseku dvoukolejná elektrifikovaná a převádí trať přes inundační území a tok řeky Ohře nedaleko obcí Jindřichov a Tršnice u Chebu. Rekonstrukcí mostu došlo k prostorové úpravě a k zásahům do překážek pod mostem tím, že mezipodporové pilíře byly odstraněny. Nový most je oproti původnímu zkrácen o cca 11 m na obdobnou délku, jako má sousední most silniční.

Obr. 1 – Situace stavby

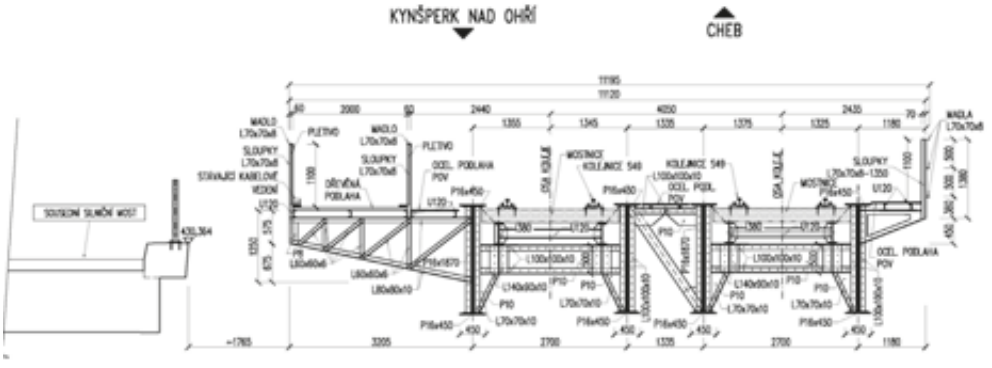
2. Stav mostu před rekonstrukcí

Dvojkolejný most o třech otvorech na širé trati. Pod každou kolejí byla samostatná, trámová, ocelová, spojitá konstrukce s rozpětím 3 × 26,3 m. Hlavní nosníky plnostěnné nýtované, výška cca 2,0 m. Mostovka zapuštěná, prvková s mostnicemi. Spodní stavba (2 opěry a 2 pilíře) byla kamenná s železobetonovými závěrnými zídkami a železobetonovými úložnými prahy na pilířích.

Obr. 2 – Původní most

Stavebnětechnický stav mostu

Most byl postaven v roce 1951. Po 60 letech provozu byly na ocelové konstrukci zdokumentovány závady, které vedly ke snížení rychlosti (TOR) na mostě na 50 km/h. Závady byly především v podobě velkých korozních úbytků, značného počtu trhlin v horních pásnicích podélníků a poruch ve spojích mostovky.

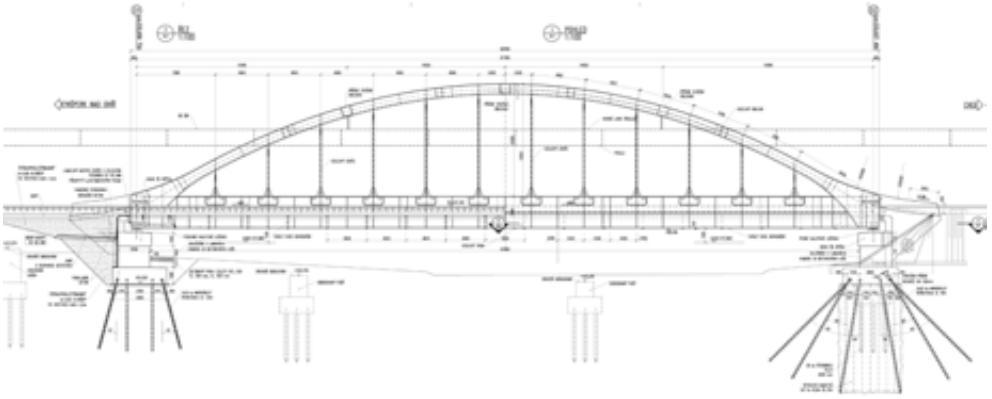


Obr. 3 – Původní most – příčný řez OK

3. Nový stav

Spodní stavba
Opěra O1 byla nově založena na 32 mikropilotách (MP) TR 108/16 dl. 7,0 m. Vzhledem k tomu, že se nová opěra nachází cca v polovině rozpětí prvního pole stávajícího mostu, byly MP vrtány z úrovně terénu před zahájením výluky na mostě pod stávající konstrukcí.

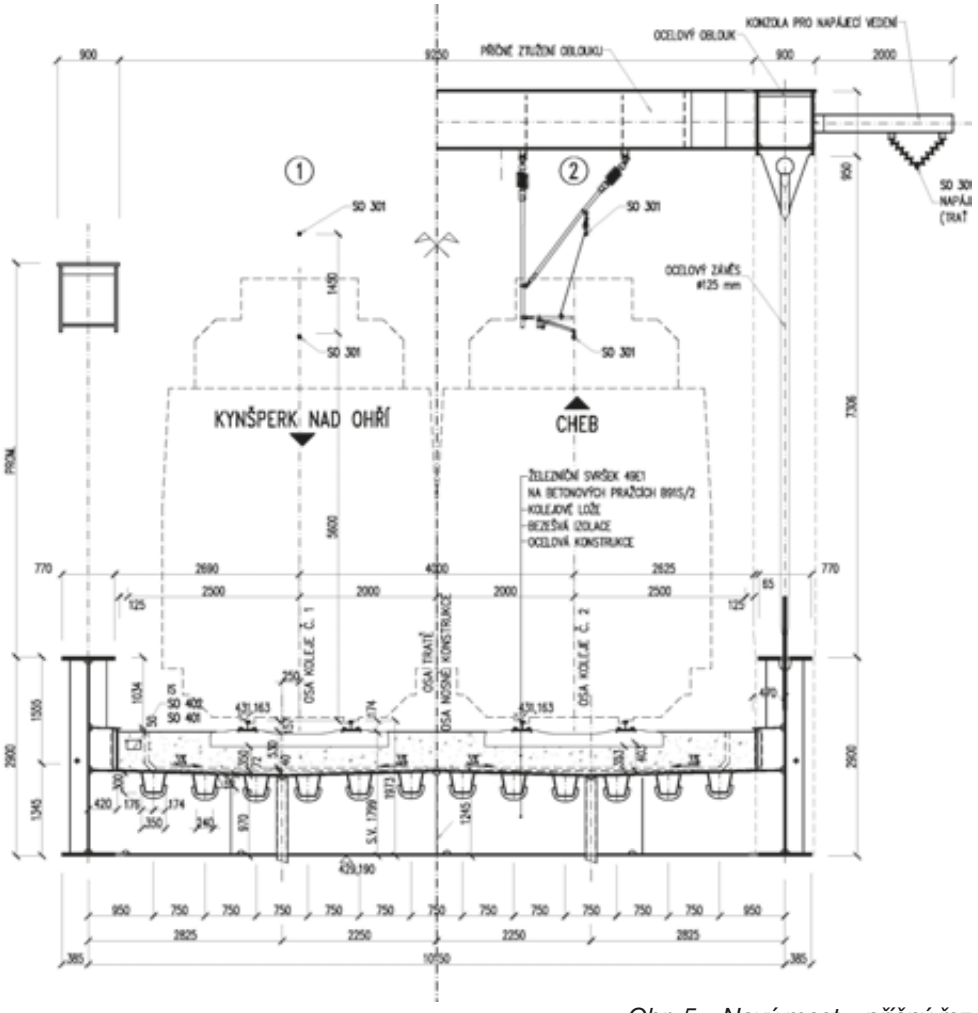
Opěra O2 byla založena na 44 mikropilotách (MP) TR 108/16 dl. 10,0 m v kombinaci se sloupy tryskové injektáže. MP byly vrtány pod úhlem 45°, 30° a 10° od svislé roviny z úrovně terénu po odbourání stávající opěry. Ze stejné úrovně byla provedena trysková injektáž (TI) sloupů Ø 800 mm délky 10 m od základové spáry. Sloupy TI vytvoří tři podzemní stěny pod opěrou, rovnoběžné s osou mostu. Rozdíl v založení je ten, že na opěře O2 jsou pevná ložiska, která je potřeba bezpečně zajistit proti posunům opěry od vodorovných sil, a tím zajistit možnost osazení bezstykové koleje na mostě. Opěry jsou monolitické, železobetonové, výšky cca 6,2 m a mají vnější rovnoběžné vyvěšené křídlo s železobetonovými monolitickými římsami.



Obr. 4 – Nový most – podélný řez

Nosná konstrukce:
Nosná konstrukce je celosvařovaná ocelová konstrukce s tuhými trámovými hlavními nosníky, vyztuženými oblouky se svislými závěsy (tzv. Langerův trám) o rozpětí 67,76 m. Konstrukce je společná pro 2 koleje s dolní ortotropní mostovkou. Trám hlavního nosníku je svařovaný I-nosník výšky 2,9 m s obloukem uzavřeného komorového průřezu ve tvaru paraboly 2°. Vzepětí oblouku činí cca 11,3 m. Svislé závěsy jsou z plných kruhových tyčí Ø 125 mm vevařených do styčníkových plechů. Vzdálenost hlavních nosníků je 10,15 m. Mostovku představuje ocelový žlab kolejového lože – ortotropní konstrukce s příčníky a s podélnými výztuhami uzavřeného korýtkového tvaru. Podélné výztuhy jsou vedeny v osové vzdálenosti 750 mm, příčné výztuhy sledují pravidelný modul 2,420 m.

Železniční svršek na mostě a nejbližším předmostí je z kolejnice 49E1 na bezpodkladnicovém pražci B91S/2 s pružnou svěrkou SKL14, průběžné štěrkové lože. Na konstrukci je zřízena bezstyková kolej.



Obr. 5 – Nový most – příčný řez

4. Technologie provádění rekonstrukce mostu

Pro výstavbu nové opěry O2 byla pro zachování provozu v koleji č. 2 upravena stávající konstrukce (zkrácena o 7,85 m) a podepřena na podpěru PIŽMO. Zároveň na toto zkrácení OK navazovalo mostní provizorium KN 215, které překlenulo stávající opěru O2 a uvolnilo ji tímto k demolici a výstavbě nové opěry. KN 215 bylo uloženo z jedné strany na podpěře PIŽMO, z druhé pak na inventárním železobetonovém úložném prahu. Rychlost v provozované koleji byla snížena na max. 30 km/h. Provoz byl převeden na tuto kolej a most v sousední koleji byl snesen.

Vzhledem k problematickým přístupům k mostu z návodní strany a vytvoření montážní plošiny v tomto prostoru byla zvolena montáž na montážní plošině na povodní straně vedle

silničního mostu. Zde byla zajištěna snadná výstavba montážní plošiny nad řekou bez zásahu do trakčního vedení, stejně tak i dovoz montážních dílců a jejich skládání z předpolí a samotného silničního mostu na tuto plošinu.

Obr. 6 – Poloha montážní plošiny podél silničního mostu nad řekou Ohří a její inundací

Obr. 7 – Montáž Ok na montážní plošině

Most v km 232,992 trati Chomutov – Cheb

Obr. 8-11 – Příčný přesun mostu přes silniční most

Poněkud složitější byl pak příčný přesun mostu do otvoru. Projekt navrhoval tuto operaci provést za použití dvojice jeřábů o nosnosti 350 t při vyložení 20 m. Vzhledem k tomu, že zhotovitelem mostu byla firma Metrostav a. s. byla technologie vložení nové OK změněna na příčný zásun přes silniční most v délce cca 23 m.

Během výstavby byl postupně vyloučen provoz v jednotlivých kolejích společně s TV:
- k. č. 2–15 dní
- k. č. 1–60 dní
- k. č. 1 a k. č. 2–15 dní
- k. č. 2–15 dní

5. Závěr

Stavba byla financována za podpory EU z operačního programu Doprava. Rozsah výluk, zejména dvoukolejné v trvání 15 dní potřebné na odstranění mostu v k. č. 2 a příčného zásunu NOK, znamenal nemalé komplikace v osobní i nákladní dopravě a vyžádal si velmi podrobný harmonogram všech stavebních prací a postupů, aby nebyla doba překročena.

Stará dožilá a již neopravitelná konstrukce byla nahrazena novou, se štěrkovým ložem a bezstykovou kolejí, s požadovanou nosností, životností, prostorovou průchodností a traťovou rychlostí.

6. Hlavní účastníci rekonstrukce mostu:

Investor:
SŽDC, s.o., Stavební správa západ

Správce objektu:
SŽDC, s.o., Oblastní ředitelství Ústí nad Labem

Projekt stavby:
TOP CON SERVIS s. r. o.

Zhotovitel stavby:
Společnost ve sdružení Metrostav a. s. a Chládek a Tintěra Pardubice, a. s.

Obr. 12 – Pohled na nový most

Obr. 13 – Průhled novou mostní konstrukcí

OCELOVÉ PŘESYPANÉ KONSTRUKCE A TROUBY

NABÍZÍME PRODUKT I TECHNICKÉ ŘEŠENÍ

- ☑ OCELOVÉ TROUBY Hel-Cor Ø 300÷3600 mm KE STAVBĚ A SANACI SILNIČNÍCH A ŽELEZNIČNÍCH PROPUSTKŮ
- ☑ OCELOVÉ TROUBY Hel-Cor PA TLAMOVÉHO PROFILU KE STAVBĚ A SANACI SILNIČNÍCH A ŽELEZNIČNÍCH PROPUSTKŮ
- ☑ FLEXIBILNÍ KONSTRUKCE Multi-Plate MP200 PRO STAVBU A SANACI PROPUSTKŮ A MOSTŮ DO ROZPĚTÍ 12 m
- ☑ FLEXIBILNÍ KONSTRUKCE Super Cor PRO STAVBU A SANACI MOSTŮ DO ROZPĚTÍ 25 m

km 13,545 trati Chuchelná – Kravaře ve Slezku (Bolatice)
Multi – Plate 9,96m x 6,20m

Svitavy
Multi – Plate 3,80m x 3,80m

km 29,272 TÚ 0861 Děčín hl.n. – Jedlová
Super Cor 9,27m x 3,18m

km 104.743 trati Žatec–Hořetice
Multi – Plate 1,53m x 3,82m

Žamberk
Hel-Cor Trenchcoat PA 1,62m x 1.1m

km 34,224 trati Svitavy–Žďárec u Skutče
Hel-Cor Trenchcoat DN800

Polepy - trať Všetaty – Děčín
Hel-Cor Trenchcoat DN600

ViaCon ČR s.r.o. • Železniční 548/48 • 772 21 Olomouc • tel. +420 585 115 116,117,118 • e-mail: viacon@viacon.cz • http://www.viacon.cz
ViaCon SK s.r.o. • Miletičova 21• 821 09 Bratislava • tel: +420 585 115 116,117,118 • e:mail: viacon@viacon.sk • http://www.viacon.sk

Rekonstrukce mostů Uzel Plzeň, Mikulášská ul. pohledem investora

Ing. Stanislav Kejval, Ing. Pavel Paidar
SŽDC, s.o.

1. Úvod

Přestavba železničního uzlu Plzeň vychází z potřeby zajistit v osobní dopravě dopravní obslužnost regionu v systému IDS plzeňské aglomerace, tranzitní dopravu pro vnitrostátní i mezinárodní relaci. V nákladní dopravě uzel Plzeň zajišťuje jednak úkoly ze svého postavení na síti SŽDC v koncepci mezinárodní a vnitrostátní vlakotvorby a jednak úkoly dopravní obsluhy města a přilehlé spádové oblasti.

Železniční uzel Plzeň je vybudován v centrální městské oblasti s hustou občanskou i průmyslovou zástavbou, s komplikovanou dopravní sítí a je situován do prostoru mezi dvěma řekami. Aby bylo možno zajistit požadované cíle v koncepci dopravní obslužnosti a nákladní dopravě, je nutné modernizovat celou železniční infrastrukturu na území města Plzně. Nedílnou součástí modernizace infrastruktury v hustě zastavěné aglomeraci jsou stavby mostů, bez kterých nelze modernizaci infrastruktury realizovat.

2. Historie přemostění

Železniční uzel Plzeň je umístěn na pravém břehu Radbuzy a vyvíjel se po dobu 15 let od zahájení provozu České západní dráhy v roce 1862, v době výstavby jednotlivých drah soukromých společností Dráha císaře Františka Josefa v letech 1868–1872 a Plzeňsko-březenské dráhy v letech 1872–1877. Výstavbou železničního uzlu došlo k oddělení rychle se rozvíjejících průmyslových předměstí v jihozápadní části města od historického jádra města.

Přemostění Mikulášské ulice tak reagovalo na nutnost dopravně spojit průmyslové Pražské předměstí s centrem města a bylo umístěno do historické trasy císařské silnice Plzeň – Nepomuk, vybudované v roce 1811.

První přemostění sloužilo provozu od roku 1861 do roku 1908 pro všechny tři dráhy soukromých společností. V samotné Plzni tak vznikl velký a špatně fungující železniční uzel se třemi provozními budovami jednotlivých společností a úrovňovým křížením jednotlivých drah. Situace se změnila od 1. ledna 1895, kdy došlo k zestátnění drah a vzniku Rakouské státní dráhy, která udržovala provoz až do roku 1918. V roce 1899 byla pod mosty zavedena elektrická pouliční dráha.

Za vedení Rakouských státních drah došlo počátkem 20. století k modernizaci uzlu Plzeň a výstavbě nového ústředního nádraží s architektonicky cennou odbavovací halou. Nové nádraží bylo vybudováno z provozních a technologických důvodů jako ostrovní nádraží, aby nedocházelo k úrovňovému křížení jednotlivých drah. Jednotlivé dráhy se kříží mimoúrovňově dvěma přesmyky tratí.

Společně s výstavbou centrálního nádraží byl postaven soubor dvou samostatných přemostění v nové poloze v přeložení Mikulášské ulice a tramvajové trati a byl uveden postupně do provozu v letech 1907–1908. Nové mosty byly navrženy na zatěžovací vlak I z roku 1904. Dynamické účinky nebyly v původním výpočtu uvažovány.

Projekt nové přeložky ulice Mikulášská r. 1907

Koncepce přemostění vychází z nové koncepce ostrovního vedení drah železničním uzlem. Severní most převádí dvě dráhy Plzeň – Česká Kubice a Železná Ruda – Plzeň. Jižní most dráhu Plzeň – Cheb. Toto přemostění slouží od roku 1908 dodnes.

Jižní most tvoří tři jednokolejné ocelové plnostěnné nýtované konstrukce o jednom poli s prvkovou mostovkou o rozpětí 16,60 m. Jsou uloženy na kamenných opěrách.

Severní most tvoří sedmikolejná plnostěnná ocelová nýtovaná konstrukce se soustavou příčníků s roštovým spolupůsobením o dvou polích s kolejovým ložem o rozpětí 2 × 13,010 m. Je uložen na kamenných opěrách, uprostřed jsou konstrukce uloženy na 13 sloupech z šedé litiny s ozdobnými hlavicemi.

Mosty Mikulášská r. 1922

Mosty Mikulášská r. 1940

Oba mosty jsou ve staničním obvodu a původně na ně zasahovalo nástupiště v prodloužení nástupišť podél obou opěrných zdí.

Z hlediska kategorie trati dle zatížení mostů se mosty nacházejí na trati 1. třídy. Zatřídění trati je dle původní vyhlášky PMR 18/86 a dlouhodobě nevyhovuje pro těžkou přepravu nadrozměrných zásilek. Proto byla v roce 1970 pro zajištění mimořádných přeprav uzlem Plzeň upravena jedna ocelová konstrukce v koleji č. 19.

V rámci aktualizace provedené k národní příloze NA ČSN EN 1991–2, změna Z4, byl strategický význam trati 1. třídy potvrzen i pro další výhledové období.

Únosnost hlavních nosných prvků ocelových konstrukcí je nedostatečná pro zatížení na úrovni minimálních požadavků dané Směrnicí SŽDC č. 16/2005 a TSI pro subsystém infrastruktura, pro traťovou třídu D4 (nápravový tlak 22,5 t). Původní mostní konstrukce byla navrženy na nápravový tlak 16 t. Současné požadavky ČSN EN 1991–2 na nové mostní konstrukce jsou na úrovni nápravového tlaku 30 t, což je cca o 100 % větší hodnota než na původních konstrukcích.

Železniční stanice Plzeň byla rozhodnutím Ministerstva kultury ČR prohlášena k 15. 5. 2000 kulturní památkou zapsanou v Ústředním seznamu kulturních památek ČR. Součástí souboru památkové ochrany se stal i severní železniční most přes Mikulášskou ulici.

3. Příprava projektu

3.1 Příprava 1990–2009

První úvahy o přestavbě mostů přes Mikulášskou ulici jsou z konce 80. let, v souvislosti s připravovanou investiční stavbou města Plzně „Rekonstrukce ulice U Trati“, kde vznikla potřeba řešit zapojení nové ulice U Trati do křižovatky ulic Mikulášská a Železniční. Tato stavba byla později rozdělena do dvou etap a postupně realizována v 90. letech.

Závazným podkladem pro řešení nové dispozice mostů byla studie „Přestupní uzel Hlavní nádraží, úprava Mikulášské ulice“, kterou vypracoval SUDOP PRAHA v roce 2005. Studie uvažovala s velkorysým prostorovým uspořádáním komunikace. Mosty byly navrženy jako třípólové, v krajních polích chodníky, cyklostezka, dvoupruhová vozovka, ve středním poli tramvajová trať, pod severním mostem zastávky tramvají.

Nosná konstrukce byla navržena shodně pro jižní a severní most jako železobetonový rám se zabetonovanými nosníky o třech polích. Jižní most s kolmou světlostí 34,77 m, severní most s kolmou světlostí 40,71 m. Podjezdná výška 4,50 m za předpokladu přeřazení Mikulášské ulice ze silnice I/20 do místní komunikace.

Toto dispoziční řešení mostů včetně úpravy Mikulášské ulice bylo zahrnuto do přípravné dokumentace stavby „Průjezd uzlem Plzeň ve směru III. TŽK a Uzel Plzeň“, kterou vypracoval SUDOP PRAHA v roce 2006.

Z důvodů etapizace přestavby železničního uzlu Plzeň byly mosty zahrnuty do stavby „Uzel Plzeň“. V rámci této přípravné dokumentace, kterou vypracoval SUDOP PRAHA

Mikulášská Jih stávající stav

Vizualizace nový stav

v roce 2008, bylo na základě požadavku města Plzně prověřováno dopravní řešení v prostoru přednádraží a vznikla tak variantní řešení dopravního prostoru pod mosty.

Pod severním mostem namísto tramvajových zastávek možnost zřízení odbočného pruhu do přednádraží, dále zlepšení rozhledových poměrů pod severním mostem do křižovatky s ulicí Americká a jižním mostem do křižovatky s ulicí U Trati.

Na základě těchto požadavků byly vypracovány varianty přemostění pro severní a jižní most, které zachovávaly šířku dopravního prostoru a podjezdnou výšku pod mostem.

Severní most byl navržen jako předpjatá deska o dvou polích, jižní most jako předpjatá deska o dvou polích a dále jako ocelová plnostěnná konstrukce s dolní mostovkou o jednom poli.

Aby byla zachována jednotná koncepce přednádražního prostoru z architektonického a urbanistického hlediska, bylo rozhodnuto o koncepci dvoupólového přemostění severního a jižního mostu s cílem zlepšit rozhledové poměry a dopravní řešení v přednádraží včetně vedení tramvajové trati.

Toto řešení bylo zahrnuto do vydání územního rozhodnutí na stavbu „Průjezd uzlem Plzeň ve směru III. TŽK a Uzel Plzeň“, které vydal Magistrát města Plzně dne 10. 4. 2009.

3.2 Příprava 2010–2016

V rámci aktualizace přípravné dokumentace stavby „Uzel Plzeň, 2. stavba – přestavba osobního nádraží, včetně mostů Mikulášská“, kterou vypracoval SUDOP PRAHA v roce 2013, byla provedena analýza dopravního řešení přednádraží a v následné aktualizaci byl nově definován optimalizovaný dopravní prostor včetně koncepce dopravního řešení pod mosty přes Mikulášskou ulici.

Severní most byl navržen jako předpjatá deska o dvou polích, s kolmou světlostí 36,00 m. Jižní most byl navržen jako integrovaný železobetonový polorám s tuhou výztuží, s kolmou světlostí 25,40 m. Výška průjezdního prostoru pod mosty 4,20 m pro místní komunikaci.

Navržené technické řešení bylo schváleno v záměru projektu a v přípravné dokumentaci stavby rozhodnutím MD ČR ze dne 2. 9. 2014.

Mikulášská Sever stávající stav

Vizualizace nový stav

Současně byla podána žádost o územní řízení na stavbu „Uzel Plzeň, 2. stavba – přestavba osobního nádraží, včetně mostů Mikulášská“, které bylo zahájeno dne 12. 2. 2014. Územní rozhodnutí vydal Magistrát města Plzně dne 22. 4. 2014.

Následovala žádost o stavební povolení na stavbu „Uzel Plzeň, 2. stavba – přestavba osobního nádraží, včetně mostů Mikulášská“, které bylo zahájeno Drážním úřadem dne 24. 5. 2016 po doplnění všech požadovaných podkladů a bylo vydáno Drážním úřadem dne 30. 5. 2016. Nabytí právní moci vyznačeno dne 22. 6. 2016. Tím byl proces přípravy stavby ukončen.

3.3 Památková ochrana

Současně se schvalovacím procesem a územním a stavebním řízením probíhala jednání s orgány státní památkové péče o sejmutí památkové ochrany severního mostu.

Od roku 2005 probíhala intenzivní jednání s projektantem SUDOP PRAHA, který byl řešením problému pověřen, a zástupci státní památkové péče. Architektonické řešení zpracovával Ing. arch. Petr Šafránek ve spolupráci se specialisty na mostní konstrukce. Série jednání se za státní památkovou péči se účastnili jak zástupci MMP OPP, tak NPÚ, ÚOP Plzeň. Od počátku po celou dobu byly autory projektu památkové požadavky chápány a ze strany projektantů byla vždy patrná snaha vyjít státní památkové péči vstříc. Autorský tým, ve snaze skloubit veškeré protichůdné a mnohdy si vzájemně odporující požadavky, navrhl novou mostní konstrukci vyhovující požadavkům železniční dopravy a dopravnímu řešení přednádraží. Po architektonické stránce řešení vychází ze stávajícího stavu, jedná se opět o dvoupólový most se středním pilířem. Vizuálně podobné proporce má i vrchní stavba.

Projektanti prověřovali i možnost zachování všech stávajících sloupů, kdy navrhovali provrtat hlavice a dovnitř vsadit ocelové profily, které by zatížení přenesly. Bohužel tento záměr se ukázal jako technicky neproveditelný. Nakonec byly navrženy k použití historické sloupy v krajních dominantních pozicích, které budou nenosné, konstrukce bude uložena na betonových pilířích. Řešení je konstrukčně komplikované, ale způsob, jak alespoň některé původní zdobné sloupy použít, se nakonec podařilo nalézt. Výsledkem je nový severní most, který však nemění charakter prostoru nádraží, a dominantní pohled z Americké třídy tak zůstává prakticky nezměněn.

Žádost o sejmutí památkové ochrany byla podána dne 19. 6. 2006 na Ministerstvo kultury ČR na základě dokumentace projednané s orgány státní památkové péče, jejichž

připomínky byly zapracovány do projektového řešení. Tato žádost byla zamítnuta rozhodnutím Ministerstva kultury ČR ze dne 7. 11. 2006.

V průběhu další přípravy byla v roce 2012 zásadně změněna koncepce přemostění na základě aktualizace dopravního řešení pod mosty a v přednádražním prostoru. Na to bylo reagováno úpravou dispozičního řešení severního mostu.

Znovu byla žádost o sejmutí památkové ochrany podána na Ministerstvo kultury ČR dne 24. 9. 2014. Na základě zahájeného správního řízení byla žádost několikrát doplňována novými podklady účastníků řízení, dne 17. 12. 2016 byla žadatelem SŽDC, s.o., doplněna statickým posouzením stávající konstrukce, které vypracoval pan Ing. Martin Vlasák v prosinci 2014. Závěrem posudku je konstatováno, že stávající konstrukce mostu nesplňuje požadavky na interoperabilitu dané TSI pro subsystém infrastruktura a nelze je zajistit rekonstrukcí stávající konstrukce.

Žádost byla schválena rozhodnutím Ministerstva kultury ČR o sejmutí památkové ochrany ze dne 1. 2. 2016 s podmínkou, kterou uplatnil Magistrát města Plzně, odbor památkové péče, spočívající v následném použití litinových sloupů do nového přemostění.

Na základě tohoto rozhodnutí bylo možno doplnit rozhodující podklady pro zdárný průběh stavebního řízení.

4. Severní most, SO 34–38–12, ev. km 109,836

Nová nosná konstrukce je z důvodů stlačené stavební výšky a značné nerovnoměrné šikmosti navržena jako konstrukce desková z předpjatého betonu. Most je rozdělen na dvě samostatné nosné konstrukce. NK1 pod kolejí č. 1, 0 a 2. NK2 pod kolejí č. 4, 6, 8 a 12. Mezi jednotlivými konstrukcemi je navržen podélný mostní závěr.

V podélném směru se jedná o spojitý nosník o dvou polích rozpětí 20,385 + 22,869 m a celkové délky 46,529 m se střechovitým podélným sklonem 1% a s vrcholem nad osou uložení na pilíři. Výška nosné konstrukce uprostřed rozpětí je 1135 mm. Nad pilířem je na délku 1,920 m navržen náběh výšky 250 mm, výška konstrukce nad pilířem je 1,5 m. Každá konstrukce je zakončena příčníkem s přesahem na závěrnou zídku. Podhled jednotlivých NK je vodorovný, ve stejné úrovni. Na vnějších konzolách krajních konstrukcí jsou dilatované monolitické římsy s ocelovým zábradlím městského typu. Na líc opěry O1 navazují zaoblená křídla s římsou v úrovni římsy NK. Na opěru O2 navazují rovnoběžná křídla, která jsou doplněna patními zídkami sledujícími hranu chodníku ulice Mikulášské. Voda z mostu je svedena za opěry a odtud příčnou drenáží do kanalizačních šachet.

Spodní stavba je tvořena masivními opěrami O1, O2 a pilířem P1. Řadu stojek pilíře P1 na obou stranách mostu doplňují dvojice původních litinových pilířů.

Opěra O1 je založená plošně ve vrstvě břidlic R4/R3. Pilíř P1 je založen plošně ve vrstvě břidlic R4/R3. Opěra O2 je založena hlubinně na velkoprůměrových pilotách v poloskalním podloží R4/R3.

Šířkové řešení komunikace pod mostem: chodník + 3 jízdní pruhy směr centrum + tramvajová trať s pilířem mostu + 3 jízdní pruhy směr Slovany + chodník + cyklostezka. Kolmá světlost 36,0 m. Výška průjezdního prostoru je 4,20 m s rezervou 0,5 m k trolejovému drátu.

5. Jižní most, SO 34–38–13, ev. km 349,279

S ohledem na stísněné prostorové poměry je navržena konstrukce s minimálními stavební výškou jako integrovaná polorámová konstrukce se spřaženou ocelobetonovou nosnou konstrukcí s tuhou výztuží ze svařovaných ocelových nosníků o jednom poli, která je vetknuta do krabicových opěr. Staticky pak mostní konstrukce působí jako otevřený rám. V podélném směru nosník o třech polích o rozpětí 4,037 + 27,80 + 4,037 m, celkové délky 44,204 m. Založení mostu je plošné do skalního podloží (třída R3) s doplňujícím hlubinným založením pomocí mikropilotového roštu pod zadní částí opěr.

Šířkové řešení komunikace pod mostem: chodník + 1 jízdní pruh směr centrum + tramvajová trať + 2 jízdní pruhy směr Slovany + chodník + cyklostezka. Kolmá světlost 25,40 m. Výška průjezdního prostoru je 4,20 m s rezervou 0,5 m k trolejovému drátu.

Letecký snímek Uzel Plzeň, 1.stavba 2014

6. Vývoj přemostění Mikulášské ulice

	Období	Rozpětí	Délka přemostění kolmá
Mikulášská ul. původní trasa			
Most Mikulášská	1861–1908	10,80 m	9,60 m
Mikulášská ul. přeložená trasa			
Most Mikulášská (Sever)			
Provozovaný objekt	1907-	15,50+15,50 m	28,20 m
Navrhovaný nový objekt			
PD Uzel Plzeň (DÚR)	02/2006	15,20+15,60+15,20 m	40,712 m
Průjezd uzlem Plzeň ve směru III. TŽK	11/2008	21,40+21,40 m	40,750 m
Aktualizace PD Uzel Plzeň, 2. stavba	07/2013	20,385+22,869 m	36,0 m
Projekt stavby Uzel Plzeň, 2. stavba	02/2016	20,385+22,869 m	36,0 m
Most Mikulášská (Jih)			
Provozovaný objekt	1907-	16,60 m	14,90 m
Navrhovaný nový objekt			
PD Uzel Plzeň (DÚR) základní varianta	02/2006	12,20+9,80+14,20 m	33,977 m
PD Uzel Plzeň (DÚR) varianta 1 pole	02/2006	37,50 m	33,98 m
Průjezd uzlem Plzeň ve směru III. TŽK	11/2008	17,702+19,588 m	40,975 m
Aktualizace PD Uzel Plzeň, 2. stavba	07/2013	27,20 m	25,40 m
Projekt stavby Uzel Plzeň, 2. stavba	02/2016	27,20 m	25,40 m

7. Závěr

Stavba „Uzel Plzeň, 2. stavba – přestavba osobního nádraží, včetně mostů Mikulášská“ svým rozsahem dokončuje modernizaci osobního nádraží započatou ve stavbě „Uzel Plzeň, 1. stavba – přestavba pražského zhlaví“ v roce 2014. Přestavba souboru železničních mostů Mikulášská zajistí požadované parametry na interoperabilitu dané TSI pro subsystém infrastruktura, odstranění všech nevyhovujících prvků železniční dopravní cesty.

Současně bude zahloubena a šířkově upravena Mikulášská ulice. Dojde ke zlepšení šířkového uspořádání jízdních pruhů a chodníků. Na úpravu Mikulášské ulice bude navazovat rekonstrukce tramvajové tratě a celého prostoru přednádraží se změnou dopravního řešení a umístěním parkovacích ploch.

Aktuálně byl vybrán zhotovitel stavby, jímž se stalo sdružení firem Metrostav a. s. a OHL ŽS a. s. Podpisem smlouvy o dílo tak vyvrcholilo dlouhé a náročné úsilí při přípravě této stavby a teď už si lze jen přát, aby bylo toto úsilí korunováno úspěšnou realizací celé stavby.

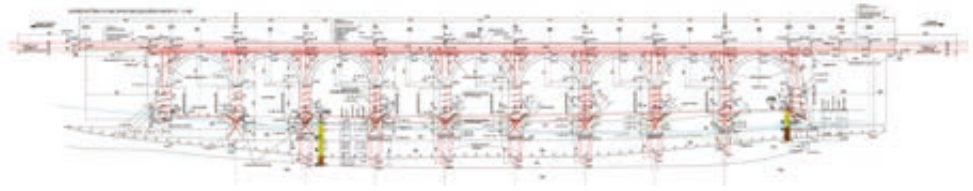
Ing. Stanislav Kejval
SŽDC, s.o.
Tel.: +420 602 774 961
E-mail: kejval@szdc.cz

Ing. Pavel Paidar
SŽDC, s.o.
Tel.: +420 602 525 078
E-mail: paidar@szdc.cz

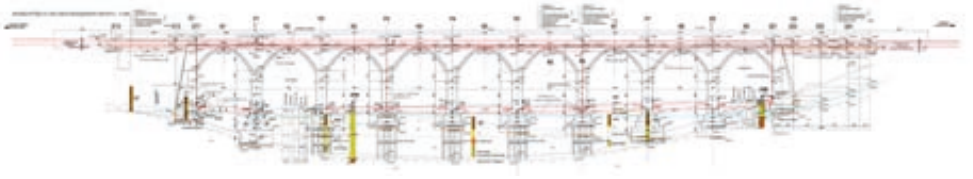
Železniční estakáda Výmola

Ing. Jiří Elbel, Ing. Jiří Prášilík
SUDOP PRAHA a. s.

Železniční estakáda v km 387,144 (Výmola) je součástí stavby „Modernizace traťového úseku Praha-Běchovice – Úvaly“. Estakáda se nachází v nejstarší části města Úvaly nedaleko rybníka „Fabrák“, kde převádí železniční trať přes hluboké údolí potoka „Výmola“, po kterém byla pojmenována, a ulici Hálkovu. Tříkolejná železniční trať je po estakádě vedena v pravotočivém oblouku. Samotná estakáda je tvořena dvěma samostatnými mosty – kamenným dvoukolejným viaduktem (kolej 1 a 0) a betonovým jednokolejným viaduktem (kolej 2).



Výkres – podélný řez kamenného viaduktu



Výkres – podélný řez betonového viaduktu

1. Historie

Kamenný viadukt byl postavený roku 1845 stavitelem Janem Pernerem jako součást první parostrojní železnice v Čechách, která roku 1845 spojila Prahu s Olomoucí. V roce 1935 byl most rekonstruován. Mezi poprsní zdi a rub klenby byla nabetonována železobetonová vana

s podélným střechovitým sklonem sledující vrcholy jednotlivých kleneb a vytvářející úžlabí v osách jednotlivých pilířů. Do úžlabí byly umístěny odvodňovače, kterými byla voda z mostu sváděna svodem skrz klenbu do prostoru pod most. Na svod byl nasazen chrlič. Tato úprava zcela jistě přispěla k dobrému stavu poprsních zdí a relativně dobrému stavu pískovcového zdiva.

Devítiobloukový viadukt z pískovcového kamenného zdiva (klenáky rozměrů 1000 × 350 x 650 mm) délky 135 m a výšky 13 m je založen plošně na dřevěných roštech. Světlost oblouku klenby je cca 9,45 m, šířka mostu 9,42 m. Zdivo mostu (lícové kameny klenby a nadezdívky nad klenbami) je provedeno z přesně opracovaných bosovaných pískovcových kvádrů. Vnitřní část klenby a pilíře jsou rovněž vyzděné z pískovcových kvádrů a jsou překryty tenkou vrstvou omítky, do níž je narýsován iluzivní spárořez.

Kamenný viadukt byl v dubnu roku 2008 vyhlášen kulturní památkou.

V roce 1954 byl vedle kamenného viaduktu postaven železobetonový jednokolejný viadukt.

Betonový viadukt tvoří devět spojitých parabolických skořepinových kleneb; rozpětí skořepin je přizpůsobeno sousednímu kamennému viaduktu, osy pilířů betonového viaduktu navazují na osy viaduktu kamenného. Světlost parabolického oblouku klenby je cca 9,5 m, šířka mostu 5,7 m. Tloušťka skořepiny železobetonové klenby je ve vrcholu 0,3 m. Celá spodní stavba včetně křídel je železobetonová, křídla jsou obložená žulovými kameny. Opěry a pilíře P1, P7 a P8 jsou založeny plošně o 1,7 m až 2,5 m hlouběji než sousední kamenný viadukt. Pilíře P2–P6 jsou založeny na beraněných železobetonových pilotách.

2. Projekt

V rámci modernizace traťového úseku Praha-Běchovice – Úvaly bylo navrženo rozšíření volného mostního průřezu na VMP3,0, při půdorysném posunu osy kolejí až o 475 mm, dodržení nutného obrysu štěrkového lože, umístění protihlukových stěn na římsy mostu, zvýšení rychlosti ve všech třech převáděných kolejích na rychlost V = 110 km/h; V130 = 115 km/h; V150 = 120 km/h; Vk = 140 km/h při zajištění přechodnosti pro traťovou třídu D4.

U **kamenného viaduktu** bylo navrženo zlepšení podloží pod pilíři P2–P8 provedením sloupů tryskové injektáže, injektáž kamenného zdiva základů a dříků opěr a pilířů, reprofilace poškozených pískovcových kamenů, hloubkové spárování zdiva pilířů i klenby, zesílení pilířů pomocí nerezových kleštin umístěných do vodorovných spár zdiva. V oblasti nosné konstrukce projekt navrhl odtěžení štěrkového lože, odstranění zásypu až po stávající desku železobetonové vany, odbourání říms spolu s částí stěn žb. vany, provedení injektáží „kalhot“ kleneb s osazením ocelového profilu pro spřažení nové železobetonové desky se stávajícími částmi konstrukce. Nová železobetonová vana s izolací a s jednostranným příčným sklonem odvádí vodu ze štěrkového lože do prostoru mezi mosty, kde je pod desku zavěšen odvodňovací žlab, na který jsou připojeny svislé svody. Svody jsou vyvedeny do šachet u paty pilířů P3 a P6. Na monolitickou římsu železobetonové vany je kotvena protihluková stěna výšky 2 m.

V rámci rekonstrukce **betonového viaduktu** byla navržena sanace dříků pilířů a kleneb, reprofilace obnažené výztuže, odstranění nesoudržných částí poprsních zdí a provedení torkretu v celém rozsahu těchto zdí, odbourání prefabrikovaných říms a odbourání betonové desky umístěné mezi římsové prefabrikáty v nutném rozsahu pro provedení nové železobetonové vany s monolitickou římsou.

3. Ověřovací statický výpočet

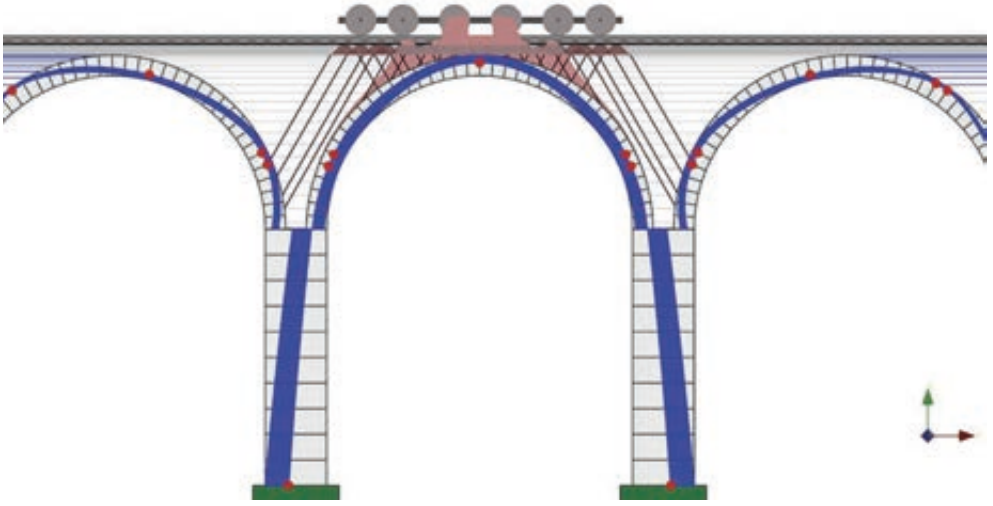
Před zahájením realizace byl proveden ověřovací statický výpočet jak pro stavební stavy a staveništní zatížení, tak pro definitivní stav po rekonstrukci. Na základě výstupů těchto výpočtů byl upřesněn postup provádění prací na mostě.

Výpočty byly prováděny v programu vyvinutém pro analýzu klenbových konstrukcí Limitstate RING a byly při nich zohledněny různé parametry zdiva a výplňového materiálu kleneb před rekonstrukcí a po ní.

Výpočtem byly prověřeny stavební stavy pro různé fáze odtěžování kolejového lože, bourání stávající železobetonové vany a výplně kleneb. Byly použity modely zatížení odpovídající konkrétním stavebním strojům použitým při realizaci. Posuzovány byly možné sestavy polohy nakladačů a nákladních vozů stejně jako přípustné polohy autojeřábu AD20 v závislosti na tíze břemene.

Z výpočtů vzešel požadavek na ponechání vrstvy stávajícího zásypu kamenného viaduktu pro pojezd těžkých nákladních vozidel (Tatra 815, IVECO Trakker).

– Pro definitivní stav po rekonstrukci byly ověřeny výsledky statického výpočtu z data 06/2012.



Obr. 1 – Grafická podoba výstupu programu Limitstate RING

4. Stavba

Rekonstrukce železniční estakády Výmola byla zahájena v srpnu 2014. Po vyloučení provozu v koleji 2 bylo odstraněno štěrkové lože a zahájeny bourací práce na straně českobrodské opěry **betonového viaduktu**. Při postupném odbourávání římsového prefabrikátu docházelo ke značnému poškozování poprsních zdí, práce probíhaly velmi pomalu. Z důvodu zrychlení prací bylo rozhodnuto o použití betonážního vozíku. Betonáž železobetonové vany byla rozdělena v příčném směru dvěma pracovními spárami. Nejdříve byl vybetonován střed desky a na něm byl sestaven betonážní vozík, pomocí kterého pak byly betonovány vykonzolované části desky. Svislá část římsy byla provedena následně. Použitím betonážního vozíku došlo ke zrychlení prací na železobetonové vaně betonového viaduktu. Byly provedeny izolace, štěrkové lože a položen kolejový rošt. Práce na sanaci pilířů a líce klenby proběhly společně se sanací spodní stavby kamenného viaduktu. Koncem roku 2014 byl opět spuštěn provoz v koleji číslo 2.

Již v únoru 2015 byly zahájeny výluky liché kolejové skupiny a spolu s nimi i **rekonstrukce kamenného viaduktu**.

Po odstranění kolejového roštu a odtěžení štěrkového lože byly postupně z pražské strany odbourávány obě římsy. Vybouraný materiál byl odvážen po mostě směrem na Český Brod. Z důvodu malé tloušťky klenby – 65 cm (dle drážních normálií by tl. klenby světlosti

9,5 m měla být 80 cm) – byla pro pojezd nákladních automobilů odvážejících odbourané části betonové římsy a bouracího bagru ponechána v ose viaduktu vrstva stávajícího zásypu. Tato vrstva zajišťovala souměrné přitížení klenby, lepší roznos zatížení od vozidel a snižovala nepříznivé účinky od pojezdu vozidel stavby (byly posuzovány účinky konkrétních vozidel při pojezdu přes most).

Při bourání římsy nad pilířem P1 (poslední pilíř ve směru postupu prací) byla v klenbě K1 objevena trhlina šířky 5–15 mm po celé šířce klenby (kolmo na podélnou osu mostu), došlo k rozevření trhliny mezi 5. a 6., resp. 6. a 7. kamenem klenby u pilíře P1 a k posunutí kamenů podél trhliny v rozsahu 2/3 šířky klenby. V polovině šířky klenby došlo k vysunutí kamene o cca 8 cm. Mezi 7. a 8. kamenem (uvažováno od vrcholu klenby) byla znatelná další trhlina rozsahu 1/3 šířky klenby z jižní strany. Práce v prostoru klenby K1 byly okamžitě zastaveny. Při vizuálním prozkoumání trhliny byly v místě vysunutého klenáku objeveny v trhlině i staré pavučiny.

Vzhledem k typu poruchy a k pracovním činnostem probíhajícím do této doby na mostě a vzhledem k poloze porušené klenby, která se nachází v těsné blízkosti potoka Výmoly, byl vysloven předpoklad, že někdy v minulosti pravděpodobně došlo k deformaci pilíře P1. Po odlehčení konstrukce klenby a vlivem chybějícího nebo degradovaného spárování v místě trhliny (klenba byla omítnuta cementovou omítkou kryjící rozmístění spár ve zdivu klenby a jejich skutečný stav) došlo k rozevření trhliny. Práce na mostě (odtěžování stávajícího nadnásypu, odbourání stávající žb. desky do úrovně dané projektem, injektování prostoru mezi klenbami, přejíždění techniky či transport materiálu) v rozmezí kleneb K1, K2 a K3 byly pozastaveny.

Na základě těchto předpokladů byl proveden doplňkový geotechnický průzkum, který nepotvrdil úroveň skalního podloží dle archivní dokumentace, na kterém měl být pilíř P1 založen. Toto skalní podloží se dle doplňkového průzkumu nachází o cca 1,8–3,3 m níže. (V předchozí etapě průzkumných prací nebylo možné provést inženýrsko-geologické vrty v místě opěry O1 a pilíře P1 z důvodů nepřístupnosti terénu pro vrtnou techniku. V současné době byl při stavebních

pracích terén upraven tak, že bylo možno přejet s vrtnou technikou přes koryto potoka Výmoly. V rámci doplňujícího průzkumu byly provedeny tři inženýrskogeologické jádrové vrty.)

Postup sanace klenby K1 byl navržen v několika krocích:
- Podchycení základů pilíře P1 a opěry O1 tryskovou injektáží.
- Instalace skruže a její aktivace.
- Obnažení trhliny z rubu klenby.
- Posouzení rozsahu prokreslení trhliny na rubu klenby.
- Návrh postupu sanace oblouku klenby.

Bourací práce části poprsních zdí i bourání stávající žb. desky v rozsahu nezbytně nutném pro provedení sanace klenby z rubu byly prováděny ručně s předřezáním. Po odhalení a očištění rubu klenby bylo zjištěno, že trhlina je prokreslena i na rubu klenby, a to v celé šířce klenby. V místě vysunutého kamene bylo zřejmé, že kameny ve spárách nebyly řezány, ale nahrubo otesány. Vzhledem k tloušťce klenby a k hrubosti otesání stávajících kamenů ve spárách klenby bylo dokonalé vyčištění porušené spáry nebo vyjmutí jednotlivých kamenů bez jejich poškození nereálné. Postupné přezdívání segmentu klenby (tři rozvolněné řady) při nutnosti vynesení vodorovných sil od zbývající části konstrukce by vzhledem k hmotnosti jednotlivých kamenů, jejich rozměrům a vzájemnému zaklínění, provázanosti skladby současně se zajištěním zbývající části klenby nad trhlinou proti rozvolnění bylo časově velmi náročné a bez poškození jednotlivých kamenů (i těch mimo oblast přezdění) nemožné. Velmi složitá a nejistá by byla i následná aktivace klenby při přezdění pouze tohoto segmentu. Pravděpodobně by bylo nutné vybourat a přezdít celý vrchlík klenby a klenbu aktivovat ve vrcholu. To by se však neobešlo bez provedení skruže pod klenbou K2 (v potoce Výmola), zajištění pilíře P1 a nutnosti zachycení vodorovných sil od zbylé stávající části mostu.

Na základě těchto skutečností a časového limitu daného postupem prací vedoucích ke zprovoznění stavebního úseku žst. Úvaly a umožnění projetí sanačního vlaku (jedná se o ojedinělou technologii, jež je vázána na konkrétní termín domluvený až s ročním předstihem) v celém úseku stavby Úvaly – Praha-Běchovice bylo rozhodnuto o odbourání pásu tří rozrušených kamenů mezi lícovými kameny a jeho nahrazení železobetonovým segmentem. Lícové kameny byly následně srovnány do původní polohy. Líc betonového pásu byl proveden z umělého kamene.

Po provedení sanace poruchy klenby K1, doplněné o injektáž spár v okolí vyměněného pásu a jejich hloubkové přespárování a opětovné dozdění rozebrané části poprsních zdí, byl prostor mezi klenbou a novou železobetonovou deskou vany kolejového lože vybetonován výplňovým betonem.

Během sanace poruchy klenby K1 probíhaly ostatní práce na **kamenném viaduktu** zahrnující injektáž pilířů a jejich zpevnění nerezovými kleštinami, injektáž prostoru mezi klenbami, provedení výplňového betonu v úžlabích stávající žb. desky a lokální broušení stávající žb. desky v místě vrcholů kleneb. Pro urychlení výstavby desky mostovky byly navrženy prefabrikované dílce nahrazující bednění vykonzolovaných říms. Prefabrikáty jsou součástí železobetonové desky mostovky.

V pondělí 17. 8. 2015 projel po nové mostovce sanační vlak, byly provedeny dokončovací práce v prostoru mostovky viaduktu a zhotovitel se mohl plně soustředit na dokončení sanačních prací spodní stavby, poprsních zdí a líce kleneb.

Jedním z největších problémů v rámci povrchové sanace bylo **odstranění cementové omítky**, která zabraňuje vysychání pískovcového zdiva. Při jejím odstraňování byly vyzkoušeny různé technologie – vysokotlaký vodní paprsek, přičemž již při použití tlaku okolo 700 barů docházelo na místech bez omítky k výraznému narušení pískovcového zdiva, zatímco nenarušená cementová omítka držela; bez většího účinku byl vyzkoušen i paprsek o tlaku 1500 barů. Podobně dopadla technologie otryskání křemičitým pískem. Při mechanickém odstraňování docházelo k odstranění omítky spolu s částí pískovcového zdiva a tím k jeho rozrušování. Nakonec investor rozhodl o odstranění odfouknutých částí omítky, přebroušení výrazných hran v místech s omítkou a bez omítky a provedení sjednocujícího nátěru. Nátěr byl proveden v celé ploše pískovcového zdiva pilířů a líce kleneb s vynecháním lícových kamenů na vnější straně mostu a poprsních zdí.

Pár poznámek na závěr

V minulosti použitá cementová omítka s namalovaným iluzivním spárořezem, která zakryla skutečné rozmístění spár pískovcového zdiva a jejich stav, byla jedním z největších úskalí rekonstrukce kamenného viaduktu. Zakryté spáry ztěžovaly provádění hloubkového spárování. Pevné spojení omítky s pískovcovým zdivem neumožnilo její odstranění a sjednocující nátěr provedený na různý podklad především zvýraznil místa bez omítky.

Skutečné provedení stávající konstrukce kamenného viaduktu neodpovídalo dochované archivní dokumentaci. Zakreslení skalního podloží pod základy pilíře P1 nebo nepřesně uvedené výšky horního povrchu původní železobetonové desky měly rozhodující vliv na úpravy dokumentace během rekonstrukce.

Použití prefabrikátů jako bednění pro vykonzolované části desky mostovky vedlo nejen ke značnému zrychlení výstavby, ale i k výraznému zlepšení kvality betonu v pohledově exponovaných místech na rozhraní původní kamenné části konstrukce a nové železobetonové vany kolejového lože.

Projektant:
SUDOP PRAHA a. s., Ing. Jiří Elbel, Ing. Jiří Prášilík, Ing. Jakub Göringer, Ing. Eliška Matušková

Investor:
SŽDC, s.o., Stavební správa západ

Zhotovitel:
STRABAG Rail a. s.

Rekonstrukce železničního tunelu Alter Kaiser-Wilhelm, Německo

Revitalizace trati Trutnov – Teplice nad Metují, rekonstrukce Teplického tunelu

Jsme spolehlivý partner v podzemí,
na železnici i na povrchu,
působíme v České republice
i v zahraničí.

SUBTERRA

www.subterra.cz

Nedržíme se při zemi

Problematika stanovení zatížitelnosti klenbových mostních objektů

Ing. Michal Drahorád, Ph.D.
ČVUT v Praze, Fakulta stavební
Ing. Tomáš Čermák
SŽDC, s.o.

1. Úvod

Základním úkolem správce jakékoliv infrastruktury je efektivní hospodaření se svěřeným majetkem a jeho údržba v řádném a provozuschopném stavu. Z pohledu správce železniční cesty jsou mostní objekty jedním z kritických míst celé infrastruktury. Důvodem jsou zvýšené náklady spojené s jejich výstavbou a údržbou (oproti běžné trati) a současně významně zvýšené následky při případné poruše nebo selhání objektu. Cílem správce je proto maximalizovat životnost jednotlivých objektů při zachování jejich požadované provozuschopnosti a spolehlivosti.

Základními parametry mostních objektů sledovanými při jejich správě z hlediska použitelnosti jsou stavební stav objektu a jeho zatížitelnost. Stavební stav objektu je určován zpravidla kvalitativně na základě pravidelně vykonávaných prohlídek (dohlédací činnosti), zatížitelnost je potom zpravidla stanovena kvantitativně na základě výpočtu zatížitelnosti mostního objektu. Oba parametry spolu úzce souvisejí, zejména zatížitelnost je silně odvislá od stavebního stavu mostního objektu a podmínek provozu na něm.

Klenbové mostní objekty, zejména pak zděné klenbové mostní objekty, patří k nejstarším objektům na železniční síti, a to nejen u nás, ale i v celé Evropě (viz např. [1]). Průměrné stáří klenbových mostních objektů v ČR je cca 100 let a jejich poměrné zastoupení v celkovém množství mostních objektů se pohybuje kolem 10 %. Řada těchto objektů slouží po celou dobu provozu bez významnějších poruch a jejich nahrazení je (zejména pokud byl při stavbě použit kvalitní stavební materiál) stále významně náročnější než jejich oprava. S ohledem na absenci pohyblivých částí a jejich obvyklou robustnost lze předpokládat, že při správné údržbě budou klenbové mostní objekty v hojném počtu sloužit ještě řadu dekád.

2. Zatížitelnost a přechodnost

Zatížitelnost mostního objektu a jeho přechodnost jsou základní parametry vypovídající o schopnosti mostu převádět dopravu. Oba parametry spolu úzce souvisejí, když oba jsou založeny na odolnosti konstrukce vzdorující definovanému zatížení. Zatížitelnost mostu obecně vyjadřuje skutečnou odolnost mostního objektu (resp. jeho rozhodující části) v konkrétní návrhové situaci vztaženou k návrhovému zatížení podle [8]. Přechodnost provozního zatížení (viz [7]) nebo konkrétních kolejových vozidel je potom schopnost mostního objektu bezpečně převádět konkrétní provozní zatížení při definované traťové nebo provozní rychlosti.

Z hlediska zatížitelnosti mostních objektů se rozeznávají tyto druhy zatížitelnosti (viz [2]):
Normální zatížitelnost prvku mostního objektu ZLM71 – bezrozměrná veličina, která vyjadřuje poměr mezních účinků svislého proměnného zatížení železniční dopravou (z hlediska příslušného mezního stavu únosnosti nebo použitelnosti) k účinkům, které v prvku mostního objektu vyvodí model zatížení 71 podle [8]. Normální zatížitelnost se určuje přepočtem mostního objektu podle zásad uvedených v [2].

Výjimečná zatížitelnost prvku mostního objektu ZLM71,E – bezrozměrná veličina, která vyjadřuje poměr mezních účinků svislého proměnného zatížení železniční dopravou pohybujícího se po mostě za přesně definovaných podmínek k účinkům, které v prvku mostního objektu vyvodí model zatížení 71 podle [8]. Výjimečná zatížitelnost se určuje přepočtem mostního objektu podle zásad uvedených v [2] pro kategorii C, příp. D.

Obecně lze konstatovat, že stanovení zatížitelnosti a ověření přechodnosti jsou v principu úlohy téměř totožné, vycházející primárně z odolnosti konstrukce nebo jejího prvku v příslušném mezním stavu. Zatímco je však zatížitelnost objektu přesným vyjádřením skutečné odolnosti konstrukce/prvku připadající na návrhové zatížení dopravou, třída přechodnosti pouze kvalitativně vyjadřuje schopnost objektu nést příslušné zatížení (ve smyslu vyhovuje/nevyhovuje).

3. Základní principy při stanovení zatížitelnosti a ověření přechodnosti

Stanovení zatížitelnosti prvku se obecně provede na základě dosažení odolnosti prvku v příslušném mezním stavu (použitelnosti nebo únosnosti) podle následujícího vztahu (viz [2]):

$$Z_{LM71} = \left(R_d - \sum_{i=1}^{n-1} E_{rs,Ed,i} \right) / E_{LM71,Ed}$$

kde Rd — Je návrhová hodnota odolnosti prvku

$E_{LM71,Ed}$ — Je návrhová hodnota účinků proměnného zatížení železniční dopravou na prvku, reprezentovaného modelem zatížení 71, včetně dynamických vlivů

$\sum_{i=1}^{n-1} E_{rs,Ed,i}$ — Jsou návrhové, kombinační nebo skupinové hodnoty účinků ostatních zatížení, které působí současně s proměnným zatížením železniční dopravou

Ověření přechodnosti provozního zatížení vychází ze zajištění mechanické odolnosti a spolehlivosti prvku, které lze vyjádřit vztahem (viz [2]):

$$Z_{LM71} \geq \psi \cdot \lambda_{LM71}$$

kde ψ Je součinitel dynamické redukce daný vztahem $\psi = \phi_{Ti} / \Phi_i$

λ_{LM71} Je účinnost provozního zatížení vyjádřená výrazem $\lambda_{LM71} = E_{T,Ed} / E_{LM71,Ed}$

kde ϕ_{Ti} Je dynamický součinitel ϕ_{T1} nebo ϕ_{T2} pro provozní zatížení podle [2]

Φ_i Je dynamický součinitel (Φ_2, Φ_3) pro model zatížení 71 (viz [2] a [8])

$E_{T,Ed}$ Je návrhová hodnota statického účinku ověřovaného provozního zatížení v posuzovaném místě prvku mostního objektu

$E_{LM71,Ed}$ Je návrhová hodnota statického účinku modelu zatížení 71 v posuzovaném místě prvku mostního objektu

Z_{LM71} je rozhodující zatížitelnost v stejném místě posuzovaného prvku mostního objektu

Pro lepší přehlednost je možno ověření přechodnosti vyjádřit obdobně jako stanovení zatížitelnosti (viz výše). Modifikovanou podmínku pro ověření přechodnosti lze potom psát ve tvaru:

$$Z_T = \left(R_d - \sum_{i=1}^{n-1} E_{rs,Ed,i} \right) / E_{T,Ed} \geq 1{,}0$$

kde R_d Je návrhová hodnota únosnosti průřezu nebo prvku mostního objektu

$E_{T,Ed}$ Je návrhová hodnota účinků svislého ověřovaného provozního zatížení, včetně dynamických vlivů

$\sum_{i=1}^{n-1} E_{rs,Ed,i}$ Jsou návrhové, kombinační nebo skupinové hodnoty účinků ostatních zatížení, které působí současně s ověřovaným provozním zatížením.

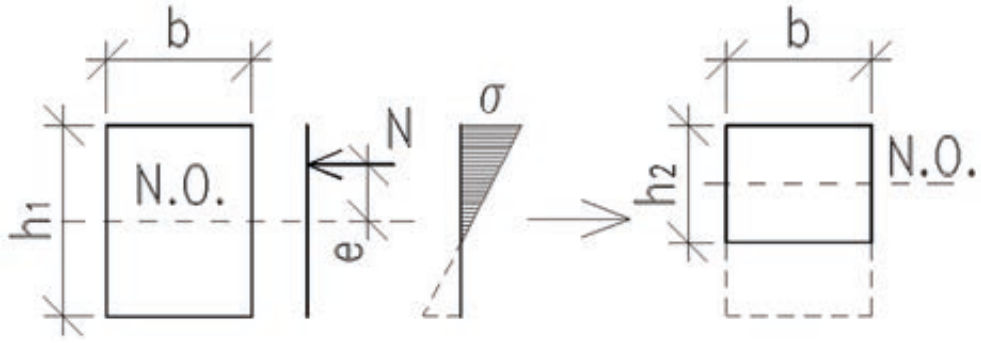
4. Zvláštnosti stanovení zatížitelnosti a ověření přechodnosti u klenbových mostních objektů

4.1 Obecně

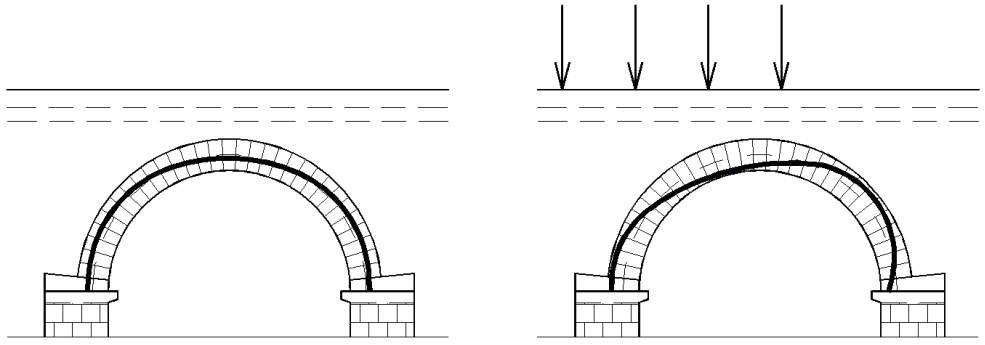
Ač to na první pohled nemusí být zřejmé, jsou chování a odolnost zděné klenbové konstrukce ovlivněny celou řadou skutečností, které ztěžují stanovení odolnosti konstrukce. Ta nemůže být v žádném případě ztotožňována s odolností jednoho rozhodujícího průřezu (viz 4.4), jak je to obvyklé u běžných prvků a konstrukcí (např. ohýbaný železobetonový prvek)! Chování konstrukce je z principu nelineární a jakékoliv modely konstrukce (ať už jakkoliv zjednodušené) musejí tento základní předpoklad respektovat.

4.2 Chování zdiva a přenos zatížení v průřezu

Zdivo jako takové má téměř nulovou tahovou pevnost, což určuje jeho chování při zatížení. Zásadně je tak ovlivněno i chování celé konstrukce. Vlivem nulové tahové pevnosti jsou tažené části průřezu vyloučeny (viz obrázek 1), čímž se mění jak vlastnosti průřezu (plocha, ohybová a osová tuhost atd.), tak i celé konstrukce (rozložení tuhosti). Vlivem změny tvaru působícího průřezu se v závislosti na zatížení mění i tvar střednice klenby (viz obrázek 2).



Obr. 1 – Mechanismus působení průřezu ze zdiva



Obr. 2 – Změna tvaru střednice klenby (tlakové čáry) v důsledku zatížení (stálé zatížení vlevo, stálé a proměnné zatížení vpravo)

V důsledku výše uvedených skutečností je přenos jiných než normálových sil ve zděném průřezu možný pouze za předpokladu současného působení tlakové síly, která přitom nesmí za žádných okolností vystoupit z plochy průřezu. Momenty jsou v průřezu přenášeny díky excentricitě normálové síly (mimostředný tlak) – viz obrázek 1:

$$M = N \cdot e$$

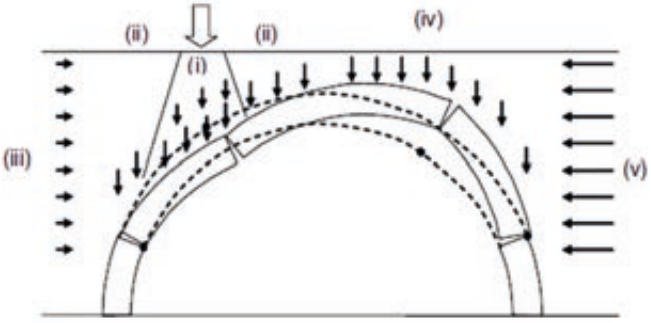
Smykové síly jsou přenášeny díky tření v tlačené oblasti průřezu. Zjednodušeně lze smykovou odolnost průřezu stanovit ze vztahu (když m je součinitel tření ve spáře):

$$V_{max} = N \cdot \mu$$

4.3 Chování konstrukce a způsoby porušení

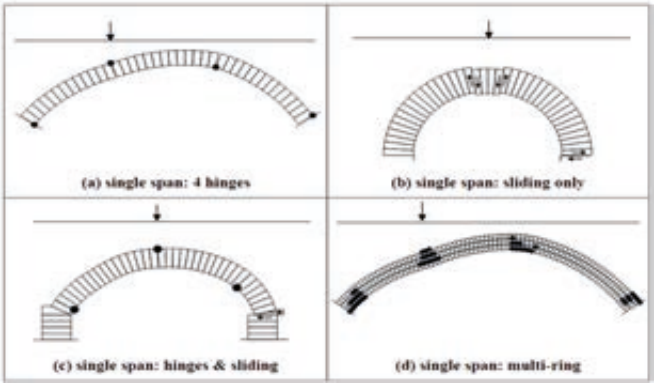
Základní chování klenbového pasu uvedené v odstavci 4.2 je dále ovlivněno uspořádáním klenbového mostního objektu a jeho jednotlivých částí. V první řadě je zásadní tvar klenby (šikmost mostu), typ a uspořádání zdiva, které určují chování konstrukce, resp. tvar a vlastnosti modelu pro její analýzu. Ztužení klenby čelními zídkami v podélném směru se zpravidla ve výpočtu zatížitelnosti zanedbává. Na odolnost čelních zdí a jejich stabilitu v příčném směru by se naopak při výpočtu zatížitelnosti zapomenout nemělo.

Zcela zásadní vliv na chování konstrukce má zásyp klenby, který celou konstrukci stabilizuje (vliv přitížení konstrukce tíhou zásypu a stabilizace klenby při deformaci „vlivem vznikajících zemních tlaků“) a současně umožňuje roznášení dopravního zatížení do vlastní konstrukce klenby. Schéma působení zásypu je uvedeno na obrázku 3. Z principů uvedených na obrázku je patrné, že vliv zásypu je odvislý od jeho výšky a vlastností, resp. materiálu. Z hlediska analýzy lze předpokládat, že chování materiálu zásypu je pružné (nedochází k trvalým přetvořením zásypu vlivem zatížení).



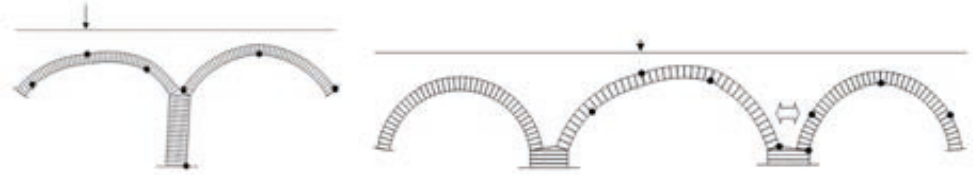
Obr. 3 – Schéma působení zásypu na klenbu (podle [1]) (i – roznášení dopravního zatížení, ii a iv – vlastní tíha materiálu zásypu, iii – aktivní tlak v místě deformace klenby od zásypu, v – pasivní tlak v místě zatlačení klenby do zásypu)

K porušení klenby dochází několika základními způsoby nebo jejich kombinací – vznik kloubu ve spáře zdiva nebo posunutí ve spáře zdiva. Pro klenby s více prstenci může k porušení dojít ještě delaminací prstenců a následným porušením jedním ze dvou výše uvedených způsobů. Způsoby porušení klenby o jednom poli podle [9] jsou uvedeny na obrázku 4.



Obr. 4 – Způsoby porušení klenby o jednom poli (a – vznik 4 plastických kloubů, b – pouze smyk, c – kombinace vzniku plastických kloubů a smyku, d – delaminace a porušení víceprstencové klenby)

Pokud je konstrukce tvořena více klenbami (most o více polích), je její chování ovlivněno tuhostí mezilehlých podpor a chováním zásypu konstrukce (tlakové působení) mezi jednotlivými klenbami. Vliv na způsob porušení konstrukce podle [9] je naznačen na obrázku 5.



Obr. 5 – Základní způsoby porušení vícepolové konstrukce (vlevo vznik 7 plastických kloubů, vpravo vznik 8 plastických kloubů a interakce mezi sousedními poli)

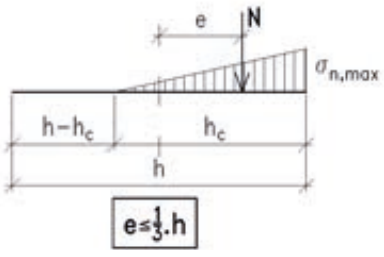
Z uvedených skutečností je patrné, že při analýze chování klenbové konstrukce, resp. při stanovení její odolnosti/zatížitelnosti/přechodnosti, je nutno zohlednit jak působení jednotlivých průřezů, tak i chování konstrukce jako celku. Obecně vyžaduje analýza konstrukce takový přístup, který umožní na mezi únosnosti analyzovat v konstrukci jak postupný vznik plastických kloubů, tak i vliv posunů ve spárách zdiva, tj. provádět obecně geometricky i tvarově nelineární výpočet.

4.4 Požadavky stávajících předpisů

Pro ověřování zděných klenbových mostních objektů platí v současnosti několik předpisů. Základní ustanovení o návrhových vlastnostech materiálu a jejich stanovení, o výpočtu a stanovení zatížitelnosti poskytují předpisy [1] až [6]. Z hlediska stanovení zatížitelnosti jsou zásadní předpisy [2] a [6], které předepisují požadavky a podmínky pro stanovení zatížitelnosti.

Základní chování průřezu v mezním stavu použitelnosti podle [6] je uvedeno na obrázku 6. Z hlediska normových požadavků je třeba vyšetřit maximální provozní tlakové napětí ve zdivu a ověřit šířku trhlin reprezentovanou maximální přípustnou výškou tažené oblasti průřezu (resp. maximální excentricitou tlakové síly v průřezu) – viz obrázek 6. U kleneb z více prstenců se navíc podle [2] (odstavec D.2.3.7) posoudí i možnost vypadávání jednotlivých zdicích prvků.

Z hlediska chování konstrukce lze konstatovat, že v konstrukci nevznikají žádné plastické klouby a z hlediska výpočtu postačí „běžný“ materiálově, případně geometricky, nelineární výpočet při relativně malých deformacích. Protože je výpočet konstrukce nelineární, je nutno provádět stanovení zatížitelnosti iterativně, s ohledem na polohu a velikost působícího zatížení.



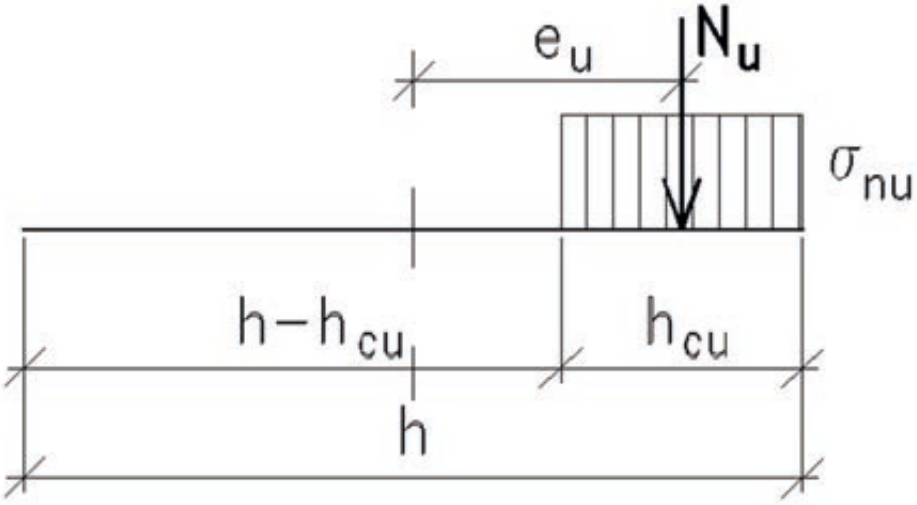
$$\sigma_{n,\max} = \frac{N_{Ek}}{3b\cdot(h-2e)} \le 0{,}45 f_k$$

$$h_c \ge \frac{h}{2} \rightarrow e \le \frac{h}{3}$$

$$e = \frac{M_{Ek}}{N_{Ek}} + e_{imp} = \frac{M_{Ek}}{N_{Ek}} + \frac{L_{cr}}{450}$$

Obr. 6 – Působení zděného průřezu v mezním stavu použitelnosti a podmínky pro ověření odolnosti obdélníkového průřezu podle [6]

Na mezi únosnosti je chování konstrukce silně ovlivněno významnými deformacemi konstrukce plynoucími ze vzniku plastických kloubů, resp. významného pootočení konstrukce v těchto kloubech. Stanovení zatížitelnosti tak sestává jednak ze stanovení velikosti zatížení nutného pro vznik čtyř-kloubového mechanismu a jednak z ověření stability jednotlivých spár z hlediska přenosu smykového zatížení. Rozdělení tlakového a smykového napětí ve spárách se uvažuje rovnoměrné (viz [6] a obrázek 7). Pro vyšetření mezní rovnováhy jednotlivých částí klenby se zpravidla používají metody mechaniky tuhých těles a tuhoplastická analýza, které se postupně aplikují na všechny možné kombinace porušení konstrukce. Odolnost konstrukce je potom totožná s nejnižší získanou odolností z analyzovaných mechanismů.



Obr. 7 – Působení zděného průřezu v mezním stavu únosnosti

Podmínky odolnosti konstrukce při daném působícím zatížení jsou potom vyjádřeny vztahy (viz [6]):

$$N_{Rd,\max} = f_d \cdot b \cdot (h - 2e_u) \qquad V_{Rd,\max} = \sigma_{vd} \cdot \mu \cdot b \cdot (h - 2e_u)$$

kde

f_d	Je návrhová pevnost zdiva v tlaku
b, h	Je šířka, resp. Výška, průřezu
e_u	Je excentricita výslednice tlakového namáhání v průřezu na mezi únosnosti
σ_{vd}	Je tlakové napětí v tlačené oblasti na mezi únosnosti
μ	Je součinitel tření ve spáře zdiva

5. Závěr

Jak plyne z uvedených skutečností, je problematika detailního stanovení zatížitelnosti klenbových mostních objektů „nad očekávání“ náročná a při pečlivém provádění vyžaduje nasazení pokročilých modelů a specializovaných programů.

Rozsah tohoto příspěvku bohužel neumožňuje podrobnou diskuzi provádění analýzy klenbových mostních objektů ani možností dílčích zjednodušení možných v konkrétních případech

a odvislých od použitých metod analýzy, resp. použitých programů. Některé aspekty a možnosti jsou uvedeny např. v [1], [6] a [9], jakož i v dalších specializovaných materiálech v tomto článku neuvedených, na něž autoři odkazují. Pro řadu mostních objektů je tak možno dosáhnout při relativně nízkých nárocích na znalosti konstrukce dobrých výsledků, zejména v případě menších mostních objektů v dobrém stavu, kterých je v případě klenbových mostů, alespoň prozatím, většina. Specializované podrobné výpočty se potom provedou v případě výjimečných konstrukcí a/nebo u konstrukcí ve špatném stavu.

Literatura

[01] [1] Vyhláška UIC 778-3, Doporučení pro kontrolu, hodnocení a údržbu zděných klenbových mostů, 2. vydání, duben 2011

[02] [2] Metodický pokyn pro určování zatížitelnosti železničních mostních objektů, SŽDC 2015

[03] [3] ČSN EN 1996-1-1 (73 1101), Eurokód 6: Navrhování zděných konstrukcí, část 1-1: obecná pravidla pro vyztužené a nevyztužené zděné konstrukce

[04] [4] ČSN ISO 13822, Zásady navrhování konstrukcí – Hodnocení existujících konstrukcí

[05] [5] ČSN 73 0038, Hodnocení a ověřování existujících konstrukcí – Doplňující ustanovení

[06] [6] ČSN P 73 6213, Navrhování zděných mostních konstrukcí

[07] [7] ČSN EN 15528, Železniční aplikace – Traťové třídy zatížení pro určení vztahu mezi dovoleným zatížením infrastruktury a maximálním zatížením vozidly

[08] [8] ČSN EN 1991-2: Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – část 2: Zatížení mostů dopravou

[09] [9] LimitState RING Version 3.0 – User manual, LimitState Ltd., 2011

Ing. Michal Drahorád, Ph.D.
Fakulta stavební ČVUT v Praze, Thákurova 7/2077, 166 29 Praha 6-Dejvice
Tel.: +420 224 354 677
E-mail: michal.drahorad@fsv.cvut.cz

Ing. Tomáš Čermák
SŽDC, s.o., Správa mostů a tunelů, Pod dráhou 1, 170 00 Praha 7
Tel.: +420 972 226 417
E-mail: CermakT@szdc.cz

SUDOP PRAHA

Projekty
Inženýring
Konzultace

Středisko inženýringu
a geodezie

Leica Nova MS50

Robotická totální stanice a 3D laserový skener v jednom přístroji

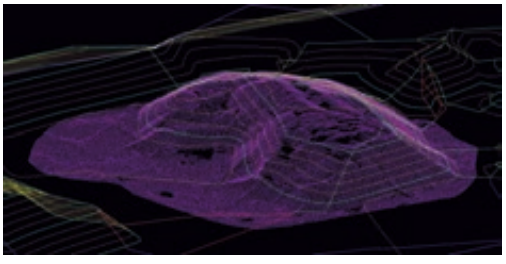
Technologie:

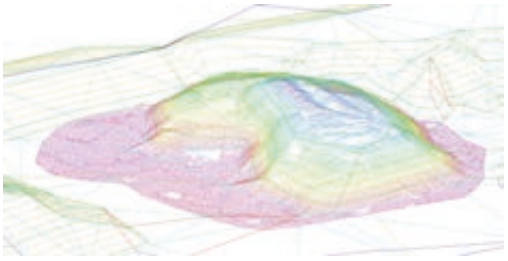
- mergeTECH: integrované 3D skenování v totální stanici s rychlostí až 1000 b/s do 300 m,
- dosah skenování až 1000 m, milimetrová přesnost skenování,
- super rychlý bezhranolový dálkoměr R2000 s dosahem až 2000 m,
- 2 kamery: 20 Hz širokoúhlá pro asistenci měření a pořizování panoramatických obrázků, teleskopická v ose dalekohledu, automatické ostření kamery a dalekohledu na jedno tlačítko,
- odolnost proti prachu a vodě IP65,
- automatické zpracování 3D mračen bodů v totální stanici: registrace, 3D interaktivní prohlížeč, modelování povrchů a výpočty kubatur,
- ultra-dynamická automatizace: absolutně tiché a velmi rychlé keramické piezo-motory s velmi dlouhým servisním intervalem, PowerSearch.

Leica Infinity

kancelářský software pro správu dat ze systému Leica Nova

- import a správa dat z přístrojů
- správa a exporty naskenovaných mračen bodů
- modul pro výpočty povrchů a kubatur z mračen bodů





Technické specifikace:

ÚHLOVÁ PŘESNOST		
Přesnost Hz, V	1 "(0,3 mgon)	
MĚŘENÍ DÉLEK		
Dosah	Na hranol	1,5 m až > 10 000 m
	Bez hranolu	1,5 m až 2 000 m
Přesnost / doba měření	Hranol	1 mm + 1,5 ppm / 1,5 s
	Bez hranolu	2 mm + 2 ppm / 1,5 s
SKENOVÁNÍ		
Max. dosah / Šum měření	250 Hz	400 m / 0,8 mm @ 50 m
Vizualizace 3D mračna přímo na displeji přístroje		
IMAGING		
Přehledová a teleskopická kamera	Senzor	5 Mpix CMOS
	Zorné pole	19,4° / 1,5°
MOTORIZACE		
Motory s Piezo technologií		
AUTOMATICKÉ CÍLENÍ (ATR)		
Dosah ATR / Lock	Kruhový hranol	až 1 000 m / 800 m
	360° hranol	až 800 m / 600 m
Přesnost	Hz, V	1" (0,3 mgon)
POWERSEARCH		
Dosah / Rychlost	360° hranol (GRZ4, GRZ 122)	300 m / typ. 5x
OBECNÉ		
Displej a klávesnice	VGA, barevný, dotykový v obou polohách	36 kláves, podsvícení
Funkce	3x nekonečné ustanovky, 1x ostření, 2x automatické ostření, uživatelsky definované měřící tlačítko	
Napájení	7 - 9 hodin (Li-Ion)	
Paměť	Vnitřní 1 GB	SD karta až 8 GB
Váha	7,6 kg včetně baterie	
Odolnost	Pracovní teplota	-20 °C až +50 °C
	Prach a voda (IEC 60529) / Déšť	Ip65

SUDOP PRAHA a.s.
Olšanská 1a, 130 80 Praha 3
Středisko 204 inženýringu a geodézie
Vedoucí střediska: Ing. Roman Čítek
tel.: 267 094 100, e-mail: roman.citek@sudop.cz

Nový železniční most přes Váh v Trenčíně

Ing. Pavel Mařík
Bögl a Krýsl, k. s.

1. Úvod

V rámci řešení modernizace železniční tratě v úseku Nové Město nad Váhom – Půchov v úseku trati Zlatovce – Trenčín bylo nutné pro zvýšení traťové rychlosti na 160 km/h provést nové vedení trasy. Toto nové vedení trasy vyvolalo i potřebu nového železničního mostu délky 343 m přes Váh. Nový most nahradí původní ocelový příhradový most, který se nachází cca o 110 m níže po proudu Váhu. Přemosťovanou překážkou je koryto Váhu s přilehlými inundačním územím v rozsahu mezi protipovodňovými hrázemi na obou březích řeky. Navržená nosná konstrukce mostu z předpjatého betonu byla upřednostněna před ocelovou konstrukcí z důvodu nižších nákladů na údržbu a možnosti lepšího architektonického ztvárnění konstrukce mostu kvůli jeho umístění v blízkosti centra města.

2. Technické řešení

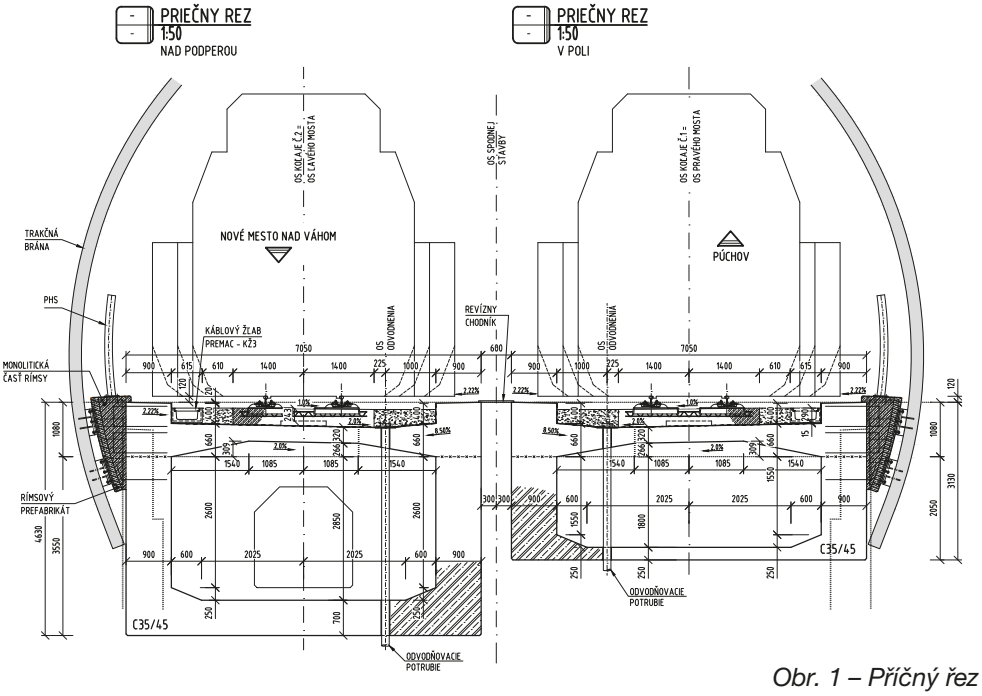
2.1 Nosná konstrukce a spodní stavba

Nosná konstrukce mostu je navržena z předpjatého betonu třídy C 35/45. Pro každou traťovou kolej je navržen samostatný most šířky 7050 mm. Světlá vzdálenost obou mostů je 600 mm. Celková šířka obou mostů je 14 700 mm. Mosty jsou 7pólově spojité nosníky stavěné metodou letmé betonáže, s výjimkou části krajních polí, která jsou betonována na pevné skruži. Rozpětí polí levého mostu jsou 40,5 + 3 × 52,0 + 53 + 53,4 + 40,5 m, rozpětí pravého mostu jsou 40,5 + 3 × 52,0 + 50,8 + 50,8 + 40,5 m.

Příčný řez jednokomorový se šířkou trámů 900 mm s proměnnou výškou od 3120 mm ve středu rozpětí jednotlivých polí až do 4620 mm nad jednotlivými mezilehlými podpěrami. Na vnějších trámech jsou uloženy obvodové římsové prefabrikáty, na kterých jsou uchyceny architektonicky ztvárněné portály, které nesou trakční vedení.

Nosná konstrukce každého mostu je uložena na kalotových ložiscích, která jsou uložena vždy pod stěnou trámu. Pevné ložisko je na pilíři č. 4.

Spodní stavbu mostu tvoří pro každý most dvě krajní železobetonové opěry z betonu C 30/37. Dále šest vnitřních mezilehlých podpěr elipsovitého půdorysného průřezu ze železobetonu třídy C 30/37, které jsou společné pro oba dva mosty. Založení mostu je hlubinné na skupině velkoprůměrových pilot průměru 900 mm délky 4 m až 7 m. Opěry jsou také založeny na pilotách, ale délky 7, resp. 10 m. Piloty podpírají základové desky min tloušťky 2 m z betonu třídy C 25/30. Vlastní pilíře jsou obloženy kamenným obkladem. Předpětí je soudržné z 19 lanových jednotek průměru 15,7/1860 MPa. Napínání kabelů je jednostranné. Kabely jsou uloženy v plastových kabelových kanálcích k zajištění ochrany proti bludným proudům.



Obr. 1 – Příčný řez

2.2 Vybavení mostu

Odvodnění mostu je zabezpečeno příčným sklonem mostovky k vnitřním stěnám komorového průřezu. Podélný sklon mostu je 10,7, resp. 11,5 promile od rozhraní. Odvodňovače jsou umístěny po 8 m.

Izolace mostu byla v době soutěže navržena jako celoplošná volně položená fólie z PVC tl. 10 mm. Souvrství bylo navrženo z impregnačního nátěru na bázi asfaltu, dvou vrstev geotextilie, mezi kterými je izolační fólie PVC, a ze separační vrstvy PVC fólie, která uzavírá souvrství.

Mostovka spolu s nosnými trámy vytváří prostor pro uložení pevné jízdní dráhy typu Rheda 2000 a kabelové trasy po obou stranách, na trámech každého mostu.

Trakční vedení je zavěšeno na ocelových branách, které jsou architektonicky ztvárněny do obloukového tvaru korespondujícího s oválným průřezem, který tvoří prefabrikované římsy. Součástí komplexního řešení příčného řezu je i protihluková stěna výšky 4,2 m.

Mostní závěry jsou rozsahu do 200 mm, jsou navrženy jako ukončení mostu a opěry pomocí betonových stěnek, nad kterými je umístěna dilatace pevné jízdní dráhy.

3. Postup výstavby

3.1 Založení a spodní stavba

Před založením bylo potřeba provést zemní práce, které sestávaly z vlastního přístupu k jednotlivým pilířům v řece. Tento přístup byl realizovaný pomocí dočasné sypané hráze. Hráz byla mezi pilíři z důvodu zajištění průtoku Váhu a k omezení vzdutí hladiny osazena souborem ocelových trubek průměru 1020 mm, délky 24 m. Vlastní realizace přístupů byla původně navržena ve dvou etapách. První etapa umožňovala přístup od pilíře P3 až k pilíři P5 z pravého břehu. Druhá etapa byla navržena po odstranění násypu první etapy k realizaci násypu k pilířům P6 a P7 z levého břehu. Výkopy byly provedeny v pažených stavebních jámách, které byly paženy dvojitou štětovnicovou jímkou.

Obr. 2 – Staveniště

Po zajištění jámy proti vodě byly provedeny výkopy. Následovalo zhotovení podkladního betonu a odbourání přebetonovaných hlav pilot. Následovalo standardní zhotovení základu, s tím, že základ byl betonován do štětovnic vnitřní jímky jako do ztraceného bednění. Tyto štětovnice vnitřní jímky zůstaly jako trvalé v korytě Váhu jako ochrana proti podemletí. Vnější štětovnice byly po zhotovení pilířů a odtěžení dočasných přístupů a pracovních plošin odstraněny.

Na provedených základech byly vybetonovány dříky pilířů. Pilíře jsou navrženy s kamenným obkladem. Vzhledem k jejich tvaru byla spodní svislá část betonována do předem provedeného obkladu a horní kónická část byla obložena dodatečně. Součástí spodní stavby bylo provedení pomocných podpor pro zárodek letmé betonáže. Každý zárodek byl podepřen dvojicí pilířů umístěných pod stěnami trámů NK vždy na obou stranách zárodku. Celkem bylo na každém základě 8 ks pomocných pilířů vždy o rozměru 1000 × 1000 mm.

3.2 Nosná konstrukce

Oba mosty jsou budované metodou letmé betonáže, jen část prvého a sedmého pole byly realizované na pevné skruži. Délka zárodku byla 12 m, délky lamel 5 × 3,8 m. Celková délka vahadla 2 × 25 m = 50 m.

Postup betonování jednotlivých vahadel doznal v průběhu výstavby několika změn, které byly vyvolány povodňovými událostmi, které narušily přístupovou komunikaci na provizorním násypu k pilíři P5 po vybetonování vahadla na pilíři P2.

První vahadlo bylo budované na pilíři P2, nejdříve se vždy betonovalo vahadlo levého mostu, potom pravého. Následně se betonovací práce přesunuly na pilíř P3 a P5.

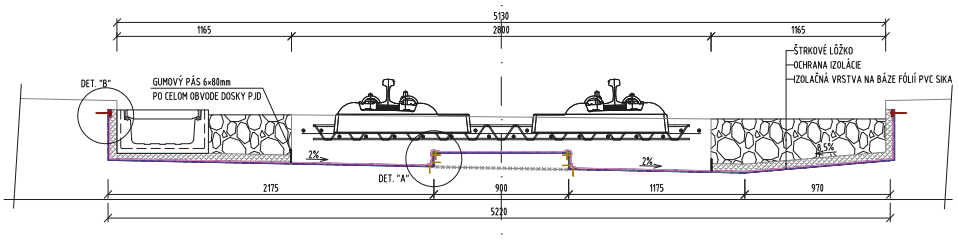
Po dokončení vahadel na pilíři P2 se vybetonovala druhá část pole č. 1 na skruži. Po dokončení vahadel na P5 se betonážní vozík přesunul na pilíř P4 a z P3 na P7. Po dokončení vahadel na P3 se vybetonovalo zmonolitnění v poli č. 2. Vozík se dále přesunul na pilíř P7. Po dokončení vahadel na P4 se vozíky přesunuly na pilíř P6. Následně se vybetonovalo zmonolitnění v poli č. 4. Po dokončení vahadel na P7 se vybetonovala druhá část pole č. 7 na skruži a zmonolitnila se. Po dokončení vahadel na P6 se zmonolitnilo pole č. 5.

Mostní závěry jsou rozsahu do 200 mm, jsou navrženy jako ukončení mostu a opěry pomocí betonových stěnek, nad kterými je umístěna dilatace pevné jízdní dráhy.

4. Vybavení mostu

4.1 Izolace

Izolace mostu byla v době soutěže navržena jako celoplošná volně položená fólie z PVC tl. 10mm. Souvrství bylo navrženo z impregnačního nátěru na bázi asfaltu, dvou vrstev geotextilie, mezi kterými je izolační fólie PVC tl. 2mm, a ze separační vrstvy PVC fólie, která uzavírala souvrství. Izolace je ukončena na horních svislých částech trámu komory. Horní vodorovný povrch nosné konstrukce není izolován, je pouze ošetřen nátěrem.



Obr. 3 – Řešení izolace v příčném řezu s řešením PJD

V průběhu výstavby zhotovitel navrhl změnu izolačního systému z volně položené fólie z PVC na izolační systém celoplošně spojený s mostovkou. Tuto změnu navrhl zhotovitel na základě svého přesvědčení, že se domnívá, že navržený systém není pro daný typ konstrukce vhodný. Argumentoval zejména tím, že v případě poškození izolace nebo zatékání v jednom místě dojde k transportu vlhkosti přes separační vrstvy do dalších částí konstrukce. Rozsah těchto případných poruch je také nekontrolovatelný.

Následně na základě návrhu zhotovitele delší dobu probíhala jednání na různých úrovních, ve kterých se rozhodovalo o návrhu zhotovitele. Současně se rozhodovalo i o případném izolačním systému, který by byl použit. Jako změna připadaly v úvahu dva možné systémy.

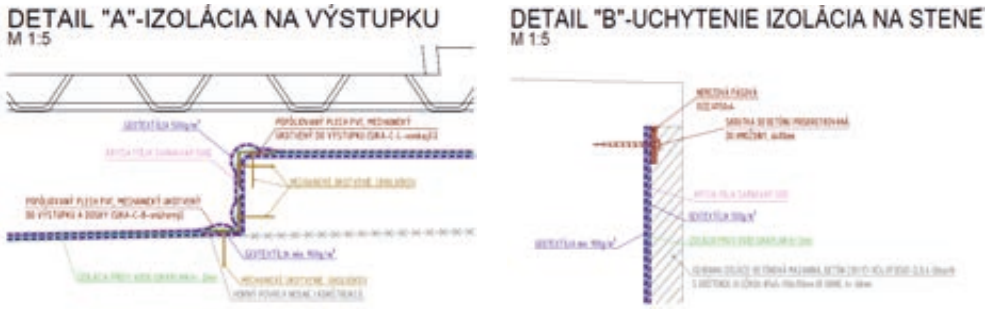
Prvním návrhem, který připadal v úvahu, byla stříkaná izolace na bázi PUR. Jako druhá možnost bylo uvažováno s celoplošně natavovanými asfaltovými pásy podle návrhu zhotovitele.

Do celého procesu jednání o změnách vstupoval fakt, že s návrhem pevné jízdní dráhy bylo na nosné konstrukci mnoho kotevních bloků, které komplikovaly provedení detailů izolace.

Výsledkem dlouhých jednání bylo nakonec potvrzení původního řešení, ve kterém je skladba od povrchu nosné konstrukce následující:
- podkladní geotextilie 900 g/m^2,
- fólie SIKAPLAN tl. 2 mm,
- geotextilie 500 g/m^2,
- krycí fólie SARNAVAP 500E.

Na uvedenou skladbu izolací byla provedena ochrana v místech, kde není zhotovena pevná jízdní dráha, tj. v prostoru štěrkového lože. Ochrana je tvořena mazaninou z betonu C 30/37 – XC4, XF3 velikosti zrna Dmax 16 s drátěnou vložkou. Pevná jízdní dráha je vybetonovaná přímo na krycí fólii SARNAVAP.

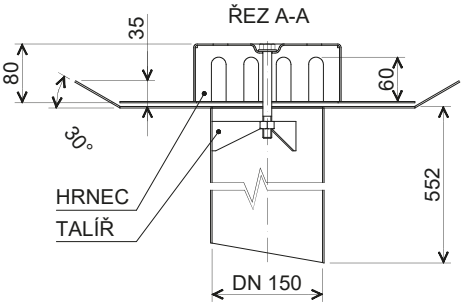
Z hlediska vlastního provedení izolace na stavbě nelze mít ke kvalitě provedených prací žádné výhrady.



Obr. 4 – Detaily řešení izolace

4.2 Odvodnění

Odvodnění mostu je zabezpečeno příčným sklonem mostovky k vnitřním stěnám komorového průřezu. Podélný sklon mostu je 10,7, resp. 11,5 promile od rozhraní. Odvodňovače typu Moravka z nerezové oceli jsou umístěny po 8 m. Vlastní odvodňovače byly pro stavbu upraveny zvednutím konců připojovacího talíře pro omezení zatékání z volně položené podkladní geotextilie. Odvodňovače jsou napojeny na plastové odvodňovací trubky přímo svisle zaústěné pod most.



Obr. 5 – Odvodňovač

4.3 Pevná jízdní dráha

Mostovka spolu s nosnými trámy vytváří prostor pro uložení pevné jízdní dráhy typu Rheda 2000 a kabelové trasy po obou stranách, na trámech každého mostu. Kromě provedení hydroizolace bylo požadováno oddělení vlastní pevné jízdní dráhy od nosné konstrukce. Systém pevné jízdní dráhy ale zároveň vyžaduje kotvení do nosné konstrukce pro přenesení vodorovných účinků. Řešením pro zachycení těchto sil je provedení systémů kotevních bločků na nosné konstrukci, které zasahují do spodní monolitické části pevné jízdní dráhy, ale jsou kompletně odděleny provedenou hydroizolací. Schéma řešení je patrné z obr. č. 3.

4.4 Trakční brány

Trakční vedení je zavěšeno na ocelových branách, které jsou architektonicky ztvárněny do obloukového tvaru korespondujícího s oválným průřezem, který tvoří prefabrikované římsy.

Brány trakčního vedení jsou z ocelových kruhových průřezů. Hlavní oblouky jsou navrženy z roury RO 244,5 × 16. Horní příčky jsou z rour RO 152,4 × 11. Všechny prvky jsou navzájem svařeny 1/2V svary.

Hlavní oblouky jedné brány jsou osově vzdáleny 3755,5 mm. Venkovní šířkový rozměr brány je 4000 mm.

Všechny nosné prvky jsou z oceli S235 J2G3.

Oblouky jsou uchyceny pomocí kotevních patních plechů, které jsou vyztuženy čtyřmi výztuhami. Kotevní plechy jsou k římsám chyceny pomocí šesti vlepených kotev Hilti HIT-RE500-SD+HIT-V(8.8)-M24.

Protikorozní ochrana celkové tl. 300 μm je následujícího složení:

otryskání povrchu na stupeň Sa 21/2,

základní nátěr z epoxidové pryskyřice s velkým obsahem zinku – tl. 60 μm,

1. mezinátěr z epoxidové pryskyřice – tl. 80 μm,

2. mezinátěr z epoxidové pryskyřice – tl. 80 μm,

vrchní polyuretanový nátěr tl. 80 μm.

Součástí komplexního řešení příčného řezu je i protihluková stěna výšky 4,2 m.

Obr. 6 – Pohled na dokončený most

5. Závěr

Závěrem je nutno zmínit, že přes standardní konstrukci letmé betonáže si, vlivem komplikace se založením a dispozicí dvou vedle sebe umístěných a vzájemně posunutých nosných konstrukcí, příprava a realizace mostu vyžádala značnou pozornost a nespočet problémů. Po zkušenostech s realizací tohoto díla je potřeba příště věnovat mnohem větší pozornost nejen návrhu nosné konstrukce, ale i návrhu a koordinaci dalšího příslušenství, zejména izolačnímu souvrství a řešení kolejového svršku, tak aby výsledkem byla funkční a trvanlivá konstrukce.

V současné době je most téměř dokončen, probíhají práce hlavně na předpolích mostu.

Optimalizace trati Český Těšín – Dětmarovice SO 33–19–01.02 Louky nad Olší – Karviná, most v km 332,420

Ing. Dalibor Václavík, Ing. Petr Šťasta, Ing. Martin Bortlík
FIRESTA – Fišer, rekonstrukce, stavby a. s.

Příspěvek se zabývá výstavbou uvedeného mostního objektu z pohledu zhotovitele, zejména provedeným stavebním postupem, montáží a výrobou nových nosných konstrukcí mostu. Most byl budován po polovinách, za převedení drážní dopravy na nevyloučenou kolej. V 1. etapě výstavby byla provedena rekonstrukce v koleji č. 2, původní NK mostu snesena začátkem ledna 2016 a v prosinci 2016 byla v rámci 2. etapy uvedena zpět do provozu kolej č. 1. Rekonstrukci mostu v obou kolejích, zahrnující snesení původní nosné konstrukce, demolici spodní stavby a kompletní výstavbu nového objektu včetně hlubinného založení a železničního svršku, se podařilo realizovat v rámci jedné stavební sezony.

1. Základní údaje

Most je situován v mezistaničním úseku Louky nad Olší – Karviná a převádí dvě koleje přes řeku Olši a její bermy. Původní mostní objekt byl postaven roku 1959, kdy byla provedena přeložka trati i úprava koryta řeky Olše. Vzhledem k navýšení traťové rychlosti a prostorovému uspořádání nové polohy koleje byla nutná výstavba nového objektu. Stávající prostá pole z plnostěnných nosníků s prvkovou mostovkou byla nahrazena spojitou trámovou ocelovou konstrukcí s průběžným kolejovým ložem. Nově je přemostění řešeno jako dva jednokolejné mosty o třech polích s rozpětím 22 + 60 + 22 m. Vzhledem k šikmosti křížení 62,5° a rozpětí polí byla konstrukce navržena jako ocelový spojitý nosník s dolní mostovkou a prostředním polem vyztuženým obloukem.

2. Původní mostní objekt

Snesení původní nosné konstrukce mostu o čtyřech prostých polích v každé koleji bylo provedeno v 1. etapě kolejovým jeřábem GEK 80 a ve 2. etapě výstavby mobilním jeřábem.

Obr. 1 – Původní NK mostu – 4 prostá pole

Obr. 2 – Snášení původní NK mostu v 1. etapě výstavby

3. Spodní stavba a založení

Spodní stavba nevyhovovala šířkovým uspořádáním ani zatížitelností novým NK mostu a byla rovněž nahrazena novou. Stavba opěr a pilířů byla kompletně odstraněna a v jejich místech zhotovena nová železobetonová spodní stavba, založená na velkoprůměrových pilotách. Proti stávajícímu přemostění byl vynechán pilíř uprostřed koryta, který nebyl vhodným řešením z hlediska odtokových poměrů řeky Olše.

Založení objektu je na velkoprůměrových pilotách průměru 1,22 m délky 12,0 m u opěr a 20,0 m u pilířů.

Vzhledem k dilatující délce 100 m je pevné ložisko umístěno na pilíř. Rozmístění na obou konstrukcích je vzájemně vystřídáno, aby bylo na každém pilíři 1 pevné ložisko. Vzhledem k posouzení bezstykové koleje je pevné ložisko v koleji č. 1 na pilíři P1, v koleji č. 2 na pilíři P2. Pevné ložisko je vždy blíže středu pilíře.

Nové pilíře mají šířku dříku 2,0 m (proti stávajícím šířky 2,1 m), ale vzhledem ke změně statického schématu nosných konstrukcí bylo nutné rozšíření úložného prahu na 4,5 m.

Obr. 3 – Velkoprůměrové piloty pilíře

Obr. 4 – Bednění rozšířeného úložného prahu pilíře P2

Vzhledem k šikmému křížení a záměru zachování téměř kolmého uložení NK mostu i na pilířích byly úložné prahy pilířů proti jejich dříku výrazně rozšířeny. Ložisko na levém nosníku je posunuto o 0,15 m směrem k opěře OP2 a na pravém o 0,15 m směrem k opěře OP1. Uvedená excentricita uložení mostu na pilířích umožnila zachování kolmého

Obr. 5 – Rozšíření úložného prahu pilíře a umístění ložiska

uspořádání NOK mostu, což mělo pozitivní vliv na výrobu i montáž, zejména na časovou náročnost prováděných prací.

4. Výroba NOK mostu

Nosná konstrukce je navržena jako ocelový spojitý nosník o třech polích s dolní mostovkou, prostřední pole je vyztuženo obloukem. Rozpětí polí je 22 + 60 + 22 m a celková délka konstrukce 105 m. Obě mostní konstrukce jsou stejné, pouze z důvodu šikmosti vzájemně posunuté o 4 m. Hlavní nosníky tvaru „I“ výšky 2,2 mají šířku 0,7 m, jsou v osové vzdálenosti 6,8 m, šířka mostu je 7,5 m, světlá šířka mezi nosníky 6,1 m, mezi mosty 0,4 m. Celková výška nosné konstrukce je 11,45 m.

Obr. 6 – Skládání trámů NOK1 v mostárně Firesty

Obr. 7 – Dílenská sestava hlavních nosníků s mostovkou

Nosná konstrukce je vyrobena z oceli S 355J2+N a K2+N, S460N (u pilířových dílců) a S355NL (táhla oblouku) podle EN 10025–1,2,3, s dokumentem kontroly 3.2 dle ČSN EN 10204/2005.

Pro zpracování výrobní dokumentace byl na technické skupině Firesty vytvořen 3D model nosné konstrukce v programu Advance Steel.

Obr. 8 – Skládání zárodku oblouku v mostárně

Obr. 9 – Zavařený zárodek oblouku v sestavě

Výrobu NOK1 prováděla FIRESTA a NOK2 OK Třebestovice. Montáž obou NOK včetně výsunu a spuštění na ložiska realizovala FIRESTA svými specializovanými středisky. Hmotnost NOK v jedné koleji je 445 tun.

Pro výrobu, přepravu a montáž před výsunem byla NOK rozdělena na 3 díly v příčném řezu (hlavní nosníky a mostovka, resp. oblouky a ztužidla), podélně na 7 dílců hlavních nosníků a mostovky, oblouky podélně na 3 dílce, dále 4 ztužidla oblouku a 9 párů táhel.

5. Montáž NOK na montážní plošině

Nosná konstrukce obou kolejí byla sestavována na montážní plošině umístěné v předpolí opěry O1, odkud byla postupně ve třech fázích vysouvána směrem do mostního otvoru. Proti projektu byly v jednotlivých fázích sestavovány pouze hlavní nosníky s mostovkou NOK, tedy bez oblouku středního pole, a to z důvodu omezení manipulace autojeřábu s dílci na montážní plošině pod ochranným pásmem VN 22 kV ČEZ. A rovněž s ohledem na nutné změny dispozice montáže v podélné ose nebylo možné celý oblouk NOK před výsunem zkompletovat. Pro realizaci byla montážní plošina proti předpokladu z PD prodloužena a její výšková úroveň snížena.

Obr. 10 – Návoz dílců a skládání na montážní plošině

Obr. 11 – Třetí fáze montáže NOK2 v předpolí

6. Výsun NOK a montáž v mostním otvoru

Výsun byl proveden pomocí vysouvací dráhy přímo pojížděné vozíky a kluzných ložisek umístěných na pilířích, resp. montážních podpěrách, sestavených z materiálu PIŽMO v korytě řeky Olše. NOK mostu byla vysouvána po dolních pásnicích, které mají konstantní šířku kromě rozšíření v místě ložisek nad pilíři. Podélný výsun ve finální ose NOK byl prováděn ve třech etapách, s hodnotami délky dílčích výsunů 29,9 + 30,3 + 50,8 m. Montážní podpěry v mostním otvoru byly z důvodu umožnění potřebných přístupů stavební techniky dispozičně sestaveny v půdorysu v šikmém uspořádání. Vnitřní část prostředního pilíře původního mostu byla před následnou demolicí využita jako montážní podpěra pro výsun.

Obr. 12 – NOK2 po první fázi výsunu přes MP1, nad souběžně budovanou spodní stavbou OP1 a P1

Obr. 13 – Poslední 3. fáze výsunu NOK2 do mostního otvoru

Po provedeném výsunu hlavních nosníků NOK s mostovkou byly s pomocí podpěr Pižmo, sestavených na vysunuté mostovce, osazeny a svařeny oblouky středního pole, včetně ztužidel a táhel.

Obr. 14 – Dokončený oblouk NOK2

Následovalo spouštění NOK na ložiska, včetně ustavení do projektovaného podélného spádu. Spouštění bylo realizováno s použitím synchronního hydraulického systému Enerpac a hydraulických válců KGF. Pod každým zárodkem oblouku byly osazeny 3 ks hydraulických válců o maximálním výkonu 93 tun.

Obr. 15 – Dokončený pilíř 1. etapy výstavby

Obr. 16 – Pohled na opěru v 1. etapě výstavby

7. Druhá etapa výstavby

Druhá etapa výstavby byla provedena stejným stavebním postupem. Mezi dokončenou NOK2 a prováděnou NOK1 byl menší světlý prostor než mezi NOK2 a původní nosnou konstrukcí mostu, stejně jako se změnily vzájemné výškové poměry, což pouze v malém rozsahu ovlivnilo montážní dokumentaci a provádění.

Obr. 17 – Montážní plošina pro NOK1

Obr. 18 – První fáze výsunu NOK1

Obr. 19 – Vkládání střední části oblouku NOK1 v mostním otvoru

Obr. 20 – Dokončování 2. etapy výstavby NOK1

8. Závěr

Rekonstrukci mostu v obou kolejích se podařilo realizovat v rámci jedné stavební sezony díky zvolenému stavebnímu postupu, s využitím technologie výsunu postupně montované nosné konstrukce mostu z předpolí do mostního otvoru, kdy byla nosná konstrukce vysouvána nad teprve budovanou spodní stavbou. K možnosti splnění náročných termínů výstavby přispěla rovněž navržená dispozice nosných ocelových konstrukcí, která zhotoviteli umožňovala efektivní montáž.

Hlavní účastníci výstavby

Investor:
SŽDC, s.o.

Projektant stavby a SO:
MORAVIA CONSULT Olomouc a.s.

Zhotovitel – sdružení:
EUROVIA CS, a.s. – vedoucí člen sdružení
FIRESTA – Fišer, rekonstrukce, stavby a.s.
AŽD Praha, spol. s r. o.

Ing. Dalibor Václavík, Ing. Petr Šťasta, Ing. Martin Bortlík
FIRESTA – Fišer, rekonstrukce, stavby a.s.
Tel.: +420 543 532 231
E-mail: vaclavik@firesta.cz, stasta@firesta.cz, bortlik@firesta.cz

Ocelový most v Mirošově s extrémně stlačenou stavební výškou – projekt, realizace a experiment

doc. Ing. Pavel Ryjáček, Ph.D., Ing. Vojtěch Stančík, prof. Ing. Michal Polák, CSc., Ing. Tomáš Plachý, Ph.D., Martin Pokorný
ČVUT v Praze, Fakulta stavební, EDIKT, a.s., VPÚ DECO PRAHA a.s.

1. Úvod

Předmětem příspěvku je popis návrhu, realizace a výsledků měření mostu „SO 03–20–02“ na trati Rokycany – Mirošov v ev. km 9,296, který je součástí stavby revitalizace trati Rokycany – Nezvěstice. Zde byla navržena a realizována ocelová mostní konstrukce s extrémně stlačenou stavební výškou. Důvodem bylo zajištění průběžného kolejového lože při zachování podjezdné výšky komunikace. NK je tvořena ocelovým plechem tl. 80 mm a dvojicí komorových nosníků. Uložena je na hrncových ložiskách a nové železobetonové opěře na mikropilotovém založení. Jedná se o první konstrukci tohoto typu v síti SŽDC, i když ve Skandinávii, Německu či Velké Británii jsou používány poměrně často. I proto byla na mostě provedena statická i dynamická zatěžovací zkouška, která měla ověřit skutečné působení mostní konstrukce. Její výsledky byly pozitivní a jsou v příspěvku rovněž popsány.

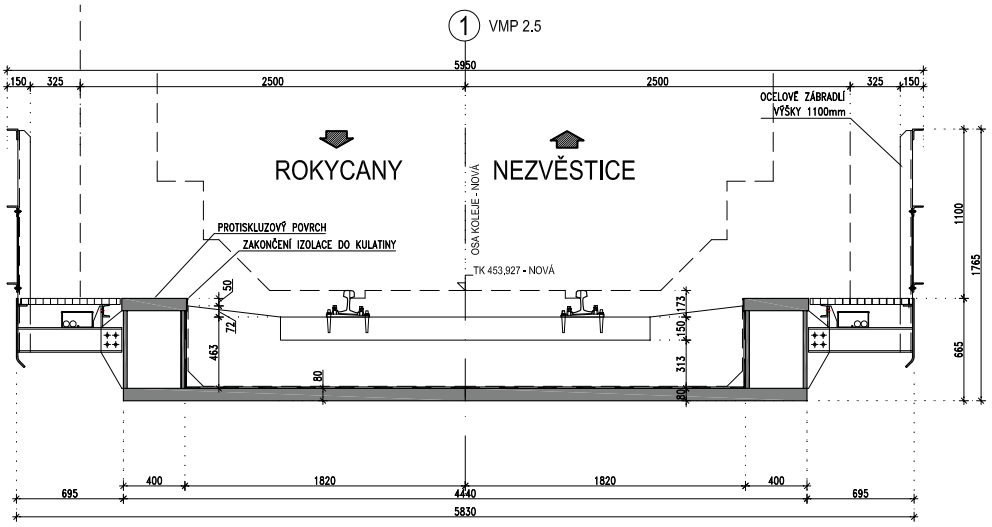
2. Koncepce technického řešení

2.1 Technické řešení

Návrh nové mostní konstrukce „SO 03–20–02“, která se nachází v ev. km 9,296 na trati Rokycany – Mirošov, vycházel z podmínek, které jsou obvyklé pro řadu mostních konstrukcí nacházejících se na regionálních tratích. Tedy jednalo se o jednokolejnou trať přemosťující v městském území plochého charakteru komunikaci II. třídy. Toto přemostění bylo s nedostatečnou podjezdnou výškou 3,5 m a současně značně hlučné, s ohledem na použití přímého upevnění koleje na ocelové konstrukci.

Koncepce návrhu vycházela z toho, že pro správu trati, její údržbu a hlučnost je optimální použití mostovky s kolejovým ložem. Současně bylo cílem nezhoršit podjezdnou výšku

a minimalizovat zásahy do existující komunikace, možný byl pouze omezený zdvih nivelety koleje (248 mm). Při takovýchto vstupních podmínkách přicházela do úvahy jen konstrukce, jejíž stavební výška bude zcela minimální, což vyloučilo valnou část existujících typů konstrukcí. Na základě rozvahy pak byla navržena konstrukce, jejíž mostovku tvoří pouze masivní ocelový plech tl. 80 mm, ten je podpírán dvojicí ocelových komorových nosníků (viz obr. 1 a 2).



Obr. 1 – Příčný řez nosnou konstrukcí mostu.

Na mostě je zajištěn VMP 2,5, most je v přímé ve výškovém oblouku s tečnami ve sklonu 26,091 až 16,250 ‰. Návrhová rychlost je 70 km/h a most je navržen na model zatížení LM71 se součinitelem zatížení $\alpha = 1{,}10$.

Rozpětí nosné konstrukce je 10,00 m při stavební výšce mostu 0,716 m. Kolejové lože má tloušťku min. 300 mm pod ložnou plochou pražce, přičemž šířka kolejového lože je na základě výjimky snížena na 1800 mm od osy koleje.

Nosná konstrukce je ocelová. Mostovka je provedena z masivní ocelové desky tl. 80 mm, která je podepřena na hlavních nosnících komorového průřezu výšky 665 mm. Nad opěrami je deska vyztužena příčníkem, tvořeným plechem tl. 80mm. Rozpětí konstrukce je 10 m.

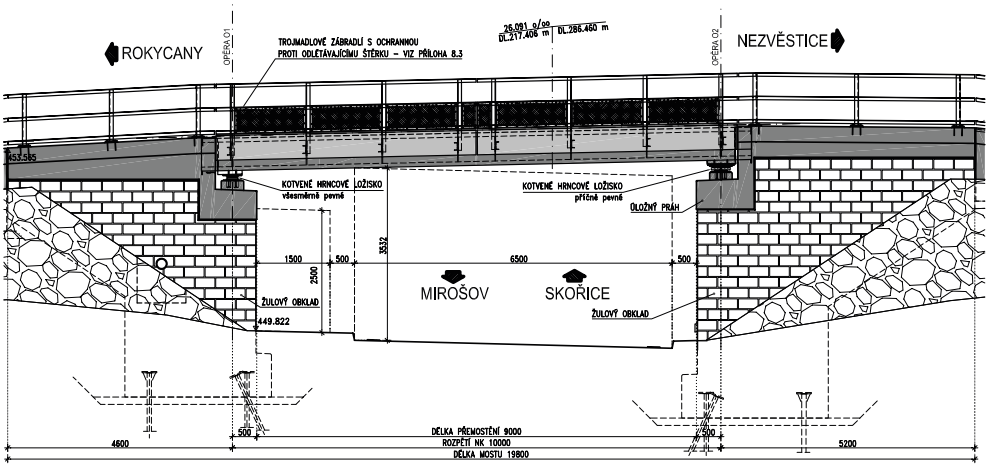
Hrncová ložiska jsou umístěna jednak pod hlavními nosníky, jednak v ose mostu pod příčníkem. Důvodem je minimalizace průhybu NK, která je pro návrh konstrukce rozhodující.

Na hlavní nosníky jsou z boku přišroubovány konzoly se zábradlím, na nich je pak usazen pororošt z FRP kompozitních panelů. Pod pororoštem jsou umístěny kabelové žlaby. Z důvodu osazení kabelů jsou konzoly širší, než by s ohledem na VMP bylo nezbytně nutné – jedná se o cca 200 mm navíc oproti nezbytnému požadavku.

Opěry jsou masivní železobetonové, tvořené dříkem, úložným prahem, podložiskovými bloky, závěrnou zídkou a krátkými rovnoběžnými křídly s římsou. Opěra je založena na

zbytcích stávající spodní stavby a na mikropilotách. Líc opěry je obložen žulovým zdivem tl. 200 mm.

Dilatační spáry mezi nosnou konstrukcí a spodní stavbou jsou provedeny jako netěsněné, překryvem spodní stavby žlabem. Odvodnění je zajištěno podélným spádem plechu i spádem spodní stavby.



Obr. 2 – Podélný řez mostem

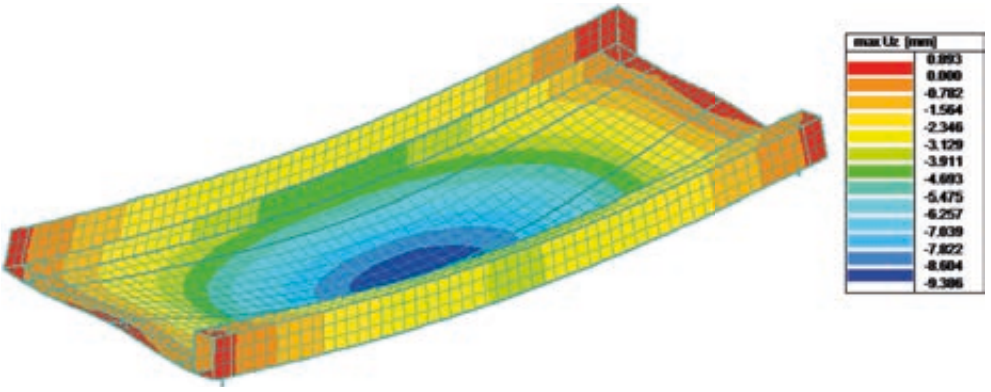
2.2 Statický výpočet

Pro posouzení konstrukce byl vytvořen 3D prostorový deskostěnový model nosné konstrukce. Důvodem je i fakt, že se jedná o netypickou konstrukci, se kterou u nás zatím nejsou praktické zkušenosti. Konstrukce tedy byla zatěžována plošným zatížením, odpovídajícím tíze zatížení stálého i zatížení od dopravy, se zohledněním dalších proměnných zatížení. Konstrukce byla podepřena pomocí pružných podpor, které simulovaly reálnou tuhost podepření elastomerovými ložisky (viz obr. 3).

Posouzení pak bylo provedeno na základě hodnocení napětí v konstrukci, s příslušnými dynamickými součiniteli. Ze statického výpočtu lze poznamenat několik netypických zkušeností:

- Hlavním kritériem, které rozhoduje jak o tloušťce mostovky, tak o parametrech hlavních nosníků, je kritérium mezního průhybu, uvažované jako L/600 podél osy koleje, podle ČSN EN 1090, čl. A.2.4.4.3.2. To bylo rozhodující zejména pro průhyb středu mostovky pod kolejí, a to v podélném směru mostu. Pro jeho dosažení je třeba jednak zajistit tuhost hlavních nosníků, jednak zajistit dostatečnou tloušťku a tuhost mostovky. Tloušťku 80 mm pro světlou vzdálenost 3600 mm lze považovat za dostatečnou, při požadavku na normovou vzdálenost 4400 mm by významně vzrostly požadavky na tloušťku mostovky (cca 100–120 mm). Je tedy nutno důkladně zvažovat, zda v dané lokalitě je požadavek na průjezd čističky kolejového lože opodstatněný či nikoliv
- Hodnoty napětí v MSÚ dosahují cca 150 MPa, nicméně s ohledem na požadované křehkolomové parametry oceli byla pro tl. nad 30 mm volena ocel S355NL. Současně byla snaha sjednotit tloušťky jednotlivých prvků, proto například mostovka, koncový příčník i horní pásnice hlavních nosníků mají jednotnou tloušťku 80 mm

– S nízkými napětími pak souvisí i fakt, že posudek na únavu není pro tuto konstrukci rozhodující



Obr. 3 – Výpočetní model a průhyb od svislého zatížení LM71 bez α a δ

3. Realizace mostu

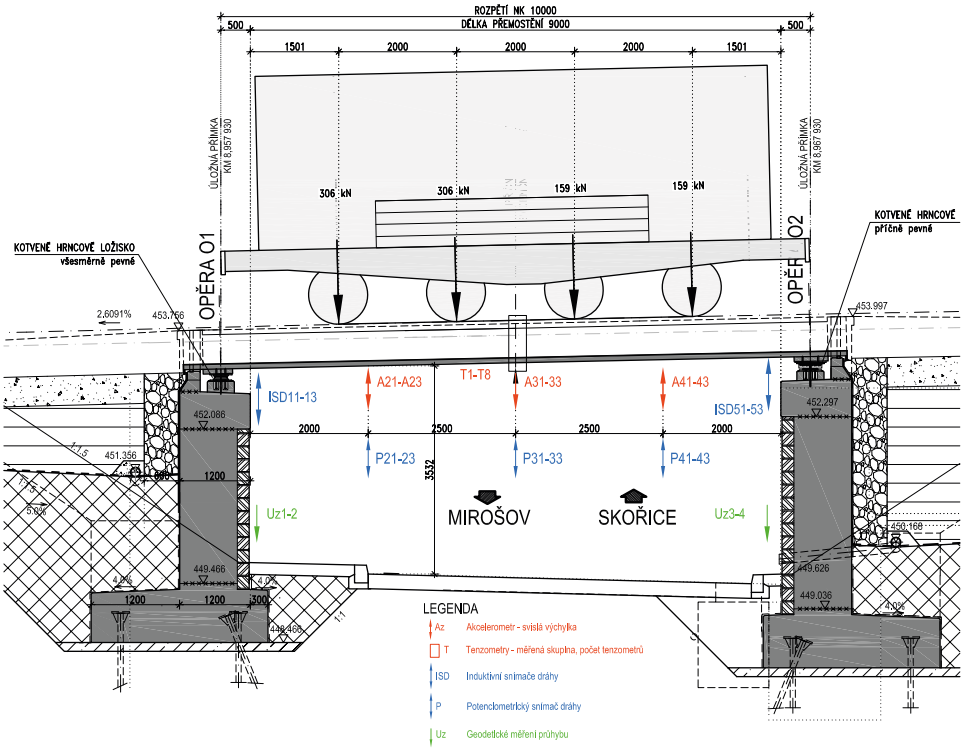
Realizace mostu byla zahájena v červnu 2016, s poměrně časově stísněnou výlukou. Nejprve došlo k odstranění stávajícího mostu a odbourání obou opěr. Na připravenou pláň bylo provedeno založení z mikropilot a následně vybudována opěra. Po provedení zásypů se stavěly přechodové zídky. Současně se spodní stavbou probíhala výroba ocelové konstrukce v mostárně firmy Bögl a Krýsl v Lískovci. Konstrukce byla kompletně dokončena v mostárně a opatřena protikorozní ochranou i bezešvou stříkanou hydroizolací. Následně byla v celku přepravena na stavbu. Montáž a osazení na ložiska proběhlo v rámci jednoho dne za pomoci autojeřábu (viz obr. 4).

Obr. 4 Montáž mostu do otvoru

4. Statická a dynamická zatěžovací zkouška

Základním cílem statické a dynamické zatěžovací zkoušky bylo ověření skutečného statického a dynamického chování a spolehlivosti nosné konstrukce mostu před jejím uvedením do provozu. Provedení zkoušek zajistila zkušební laboratoř č. 1048 ČVUT v Praze, Fakulta stavební. Zkouška sloužila i pro ověření výpočetního modelu a vlivu spolupůsobení koleje na tuhost nosné konstrukce, kde se předpokládal nezanedbatelný vliv zejména pro dynamické charakteristiky.

Jako zkušební zatížení statické zkoušky byl použit čtyřnápravový tárovací vůz o hmotnosti 72,5 t, ke kterému bylo přiloženo 20t závaží. Celková hmotnost byla 92,5 t. S ohledem na omezení přístupu k vozu jeřábem nebylo možné závaží rozmístit rovnoměrně, ale bylo rozmístěno nesymetricky, na základě výpočtu polohy kalibrovaných bloků pak byla stanovena tíha na jednotlivé nápravy ($2xF_1$ = 306 kN, $2xF_2$ = 159 kN).



Obr. 5 – Pohled na umístění břemene na mostě

Při statické zkoušce byly měřeny následující veličiny, částečně zobrazené na obr. 5:

- Svislé průhyby nosné konstrukce, ve čtvrtině, ve středu a ve třech čtvrtinách rozpětí ve třech bodech v řezu
- Stlačení ložisek na obou opěrách
- Geodeticky bylo sledováno zatlačení opěr
- Poměrné deformace pomocí tenzometrických snímačů ve středu rozpětí na mostovce, hlavních nosnících měřeny celkem v osmi bodech

Pro dynamickou zatěžovací zkoušku byla použita lokomotiva dieselová hmotnosti 68,4 t řady 730. Zatížení jednotlivých náprav použité zkušební lokomotivy je 17,1 t. Při dynamické zatěžovací zkoušce pak byly měřeny následující body:

- Svislé průhyby ve středu rozpětí ve třech bodech
- Stlačení ložisek na obou opěrách
- Poměrné deformace pomocí tenzometrických snímačů ve středu rozpětí na mostovce, hlavních nosnících měřeny celkem v osmi bodech
- Zrychlení kmitání nosné konstrukce mostu ve čtvrtině, ve středu a ve třech čtvrtinách rozpětí ve třech bodech v řezu

Pro ověření dynamického chování nosné konstrukce byly provedeny přejezdy zkušební lokomotivy přes zkoumaný mostní objekt různými rychlostmi (5, 10, 15, 20, 30, 40, 45 a 50 km·h^{-1}) v obou směrech jízdy.

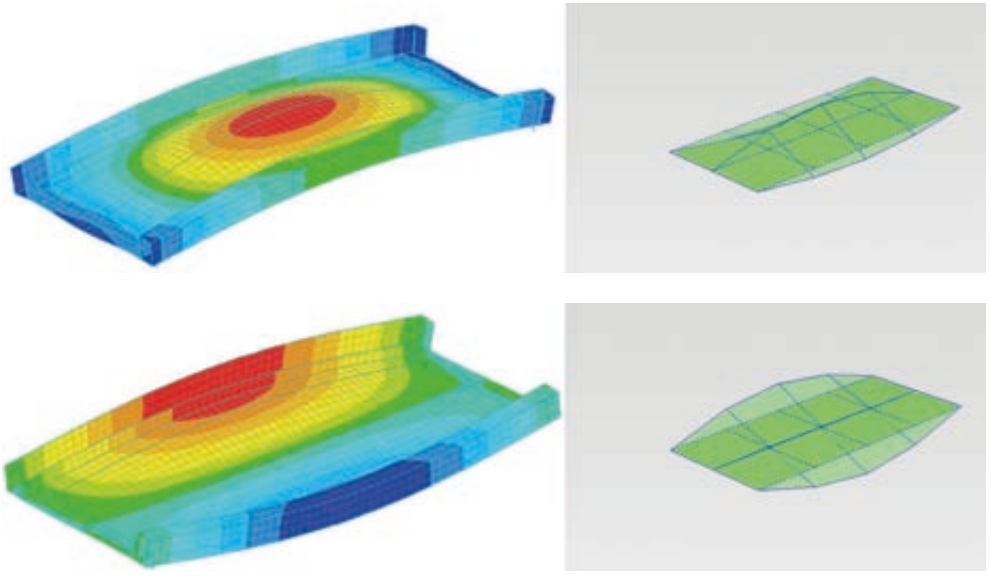
Obr. 6 – Pohled na lokomotivu HV 730 při dynamické zatěžovací zkoušce

Z hlediska výsledků zkoušek lze konstatovat:

- Statická zkouška ukázala dobrou shodu modelu a reality, přičemž podle očekávání byl průhyb ve středu mostovky ovlivněn tuhostí kolejového lože a koleje a naměřené hodnoty byly nižší, stále však v požadovaném intervalu (viz tab. 1)
- Analýza naměřených zrychlení byla podle ČSN EN 1990 [4] článku A2.4.4.2.1 odstavce (4) provedena ve frekvenčním intervalu 0 až 30 Hz. Při dynamické zatěžovací zkoušce byla největší hodnota výkmitu svislého zrychlení 1,08 $m \cdot s^{-2}$ zjištěna v ose mostu ve středu rozpětí. Tato hodnota je menší než mezní hodnota 3,5 $m \cdot s^{-2}$ předepsaná v ČSN EN 1990 [4] v čl. A2.4.4.2.1 a je dokonce nižší než úroveň kritéria pohody „dobrá“ 1,3 $m \cdot s^{-2}$ podle čl. A2.4.4.3.1
- Dynamický součinitel byl významně nižší než hodnota uvažovaná v ČSN 1991–2, a to o maximální velikosti δ_{obs} = 1,054, což je mimo jiné dáno i dobrou kvalitou jízdní dráhy u novostavby
- Pro dosažení dobré shody modelu a experimentu při srovnání vlastních frekvencí bylo nezbytné uvažovat v modelu i nenosné prvky, jako je zábradlí, římsy, tuhost koleje a kolejového lože, tření v ložiskách atd. (viz obr. 7 a tabulka 2)
- Z volného tlumeného dokmitání konstrukce po přejezdu zkušební lokomotivy rychlostí 45 a 50 $km \cdot h^{-1}$ byl určen logaritmický dekrement útlumu konstrukce ϑ = 0,067 ±0,007, odpovídající poměrný útlum je ξ = 1,07 % ±0,11 %. Tato hodnota je vyšší než udávané hodnoty v ČSN EN 1991–2

Tabulka 1 – Výsledky statické zatěžovací zkoušky

Sledovaný bod	Zatěžovací stav	Změřený průhyb Se [mm]	Teoretický průhyb Scal [mm]	Poměr Se/Scal
P31	ZS1	2,62	2,8	0,927
P32		6,92	8,5	0,814
P33		2,65	2,8	0,940
P31	ZS1	2,37	2,6	0,896
P32		7,01	8,7	0,805
P33		2,42	2,6	0,915



Obr. 7 – Vizuální srovnání 1. a 2. Vlastního tvaru konstrukce

Tabulka 2 – Výsledky dynamické zatěžovací zkoušky

	Vlastní frekvence vypočtené	Vlastní frekvence naměřené	Odchylka vlastních frekvencí	Přípustná mezní odchylka
1	9,9	10,4	–4,7	+10; –15
2	14,8	15,9	–7,2	+/– 15,5
3	20,2	22,5	–11,2	+/– 16,0
4	24,0	27,8	–15,7	+/– 16,4
5	29,8	31,5	–5,6	+/– 17,0

5. Závěr

Na závěr lze konstatovat, že navržená a realizovaná konstrukce splnila očekávání a v daných podmínkách nabídla bezkonkurenční parametry při splnění existujících omezení. Z hlediska realizace lze jednoznačně ocenit montáž vyrobené konstrukce s PKO i izolací do otvoru.

Co se týče statického a dynamického chování, tak se konstrukce chovala v souladu s předpoklady, v některých případech i příznivěji. Lze upozornit na nízký dynamický součinitel, vysoký útlum a s tím související nízké hodnoty zrychlení.

Uplatnění těchto konstrukcí považujeme za velmi účelné zejména pro regionální tratě a pro místa se stlačenou stavební výškou.

Poděkování
Příspěvek byl zpracován za podpory programu Centra kompetence Technologické agentury České republiky (TAČR) v rámci projektu Centrum pro efektivní a udržitelnou dopravní infrastrukturu (CESTI), číslo projektu TE01020168.

doc. Ing. Pavel Ryjáček, Ph.D.
ČVUT v Praze, Fakulta stavební
Tel.: +420 602 250 860
E-mail: pavel.ryjacek@fsv.cvut.cz

Ocelové mosty s průběžným kolejovým ložem ve stísněných prostorových poměrech

Ing. Jan Fiala, Ing. Zdeněk Lakmayer, Ing. Ivan Šír
Ing. Ivan Šír, projektování dopravních staveb a. s.

1. Železniční most v ev. km 96,235 „Kunčice“

1.1 Původní stav

Most na železniční trati Chlumec nad Cidlinou – Trutnov převádí v km 96,235 trať přes řeku Labe. Most je kolmý. Opěry jsou zděné z kamene. Původní nosná konstrukce byla ocelová příhradová s mezilehlou mostovkou a příhradovými hlavními nosníky (obr. 1 a 2). Rozpětí nosné konstrukce 19,79 m, stavební výška 1,28 m. Traťová třída C2, rychlost 75 km/h, uložení koleje prostřednictvím dřevěných mostnic.

Obr. 1 – Původní stav – boční pohled

Obr. 2 – Původní stav – pohled v koleji

1.2 Důvod opravy

U mostu byla naplánována běžná oprava, jíž předcházel výpočet zatížitelnosti stávající nosné konstrukce. Na konstrukci byly zaznamenány značné korozivní úbytky a lokální korozivní oslabení. Zatížitelnost byla statickým výpočtem dle MPUZ stanovena na hodnotu 0,52 z normálových napětí na příčníku v místě připojení podélníků. Konstrukce byla pro požadovanou třídu traťového zatížení přechodná pouze při rychlosti do 25 km/h.

1.3 Navržené řešení

Byla zvážena možnost zesílení stávající ocelové nosné konstrukce, zesílení příčníků a výměna podélníků. Vzhledem ke konstrukčnímu řešení stávající nosné konstrukce (nýtované spoje, mezilehlá mostovka, tvar průřezu příčníku) a umístění nad řekou by však zesilování bylo technologicky a technicky poměrně složité. Výsledkem by bylo pouhé prodloužení životnosti již dožívající nosné konstrukce. Ekonomická efektivnost takové investice se jevila jako sporná. Bylo rozhodnuto vyřešit tuto situaci výměnou nosné konstrukce s případným využitím stávající spodní stavby.

Ta byla v relativně dobrém stavu, který byl potvrzen diagnostickým průzkumem a statickým posouzením. Bylo rozhodnuto o jejím zachování a využití. Vzhledem k požadavku na zajištění VMP 2,5 byla nová NK výrazně širší než stávající a tomu bylo třeba uzpůsobit i její uložení. Na stávající spodní stavbu byl osazen a zakotven prefabrikovaný úložný práh, který stávající opěry zajistil a umožnil osazení nové konstrukce, jejíž šířka odpovídala šířce opěr.

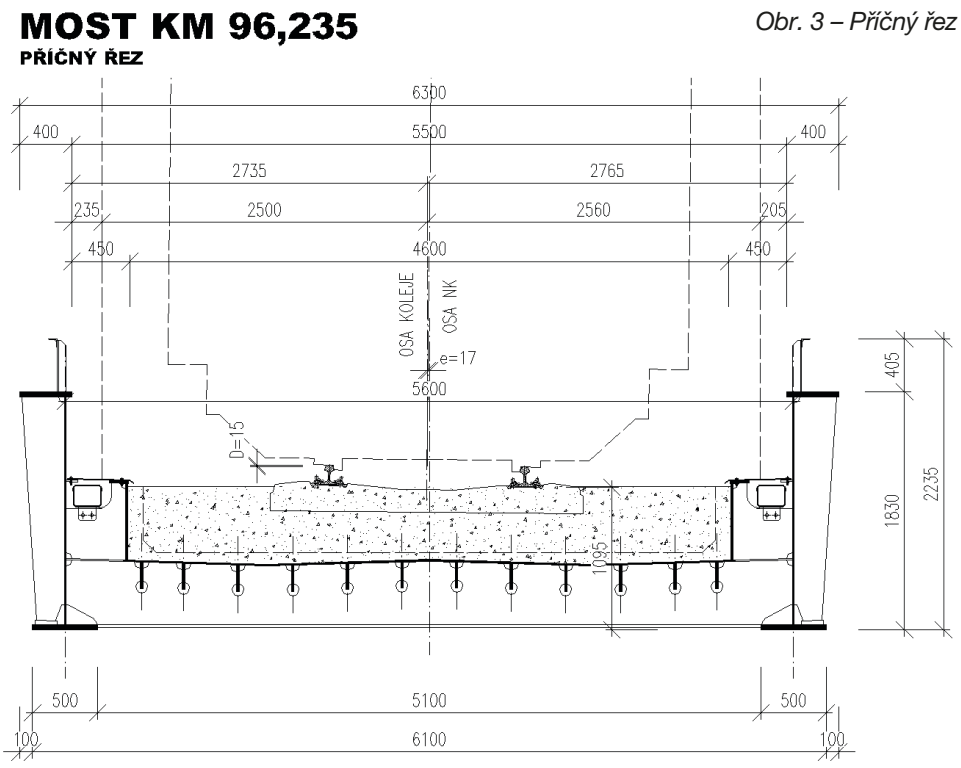
Požadavkem správce při přestavbě byla pochopitelně nosná konstrukce s průběžným kolejovým ložem. Tu bylo nutné navrhnout tak, aby nezmenšovala stávající průtočný otvor nad řekou Labe, a zároveň navrhnout její šířku tak, aby vyložení úložných prahů bylo kvůli ponechané spodní stavbě minimální při zajištění VMP 2,5 a minimální šířky průchozího prostoru na chodníkových podlahách.

Po prověření několika variant bylo rozhodnuto o podobě nové nosné konstrukce (obr. 3). Byla navržena a realizována jako ocelová, s dolní mostovkou s průběžným kolejovým ložem. Hlavní nosníky jsou plnostěnné nesymetrické. Dolní pásnice je umístěna symetricky vzhledem ke svislé ose stěny, horní pásnice je umístěna asymetricky pro maximalizaci volného prostoru na mostě. Osová vzdálenost hlavních nosníků je 5,6 m. Rozpětí nosné konstrukce je 20 m, šířka 6,3 m. Pro minimalizaci stavební výšky jsou podélné a příčné spády žlabu kolejového lože rozděleny na dílčí části (obr. 4), které jsou odvodněny samostatnými odvodňovači. Dolní plech žlabu je vyztužen dvanácti podélnými výztuhami (obr. 5).

Uložení nosné konstrukce je provedeno prostřednictvím hrncových ložisek. Mostní závěry byly osazeny do vynechané kapsy a zabetonovány dodatečně po osazení nosné konstrukce. Příčný přesah nového úložného prahu na stávající části opěry je přibližně 0,5 m vlevo i vpravo. Nový úložný práh se závěrnou zídkou a částí výběhových zídek pažících násep byl předem vybetonován jako prefabrikát, dopraven a jeřábem uložen na místo. Jeho hmotnost je 36 t. Ostatní výběhové zídky váží po 10,5 t. Hmotnost NK je přibližně 60 t.

Určitou nevýhodou větších ocelových nosných konstrukcí je nutnost jejich dělení na menší dílce kvůli dopravě a manipulaci a následné provádění montážních svarů na staveništi. To s sebou i při dodržení technologické kázně nese riziko v podobě možného snížení živostnosti konstrukce v montážních stycích a jejich okolí. Z tohoto důvodu byla od počátku snaha konstrukci navrhnout v „přepravitelných“ proporcích tak, aby nutnost zásahů na staveništi byla minimální. Při realizaci byla konstrukce skutečně vyrobena a dopravena v jednom kusu a osazena včetně prefabrikovaných částí spodní stavby pomocí automobilových jeřábů.

Realizace stavby proběhla na jaře roku 2016. Zhotovitelem byla společnost Chládek a Tintěra, Pardubice a. s., divize mostních staveb. Stavbyvedoucí Ing. Jan Hanzlík.



Obr. 3 – Příčný řez

Obr. 4 – Nosná konstrukce v mostárně

Obr. 5 – Dolní líc mostovky

Obr. 6 – Výsledný stav

2. Železniční most v ev. km 25,591 „Předměřice“

2.1 Původní stav

Most na železniční trati Hradec Králové – Stará Paka převádí v km 25,591 trať přes trvalý vodní tok Labský náhon. Most byl původně šikmý (obr. 7). Opěry byly betonové. Původní nosná konstrukce byla ocelová nýtovaná s mezilehlou prvkovou mostovkou a plnostěnnými hlavními nosníky. Uložení koleje bylo provedeno prostřednictvím dřevěných mostnic (obr. 8). Ukončení konstrukce bylo šikmé, se zajištěními proti tahu v podporách táhly a závlačemi. Rozpětí nosné konstrukce 15,52 m, stavební výška 2,43 m. Traťová třída D4, rychlost 100 km/h. Trať je elektrifikovaná a kolej bezstyková. Trať je vedena přibližně v úrovni okolního terénu.

Obr. 7 – Původní most

Obr. 8 – Upravené podkladnice

2.2 Důvod opravy

Most byl do aktuálního stavu uveden přestavbou provedenou v roce 2001. Použité řešení pro zajištění tahových reakcí od velké šikmosti mostu bylo už tehdy do jisté míry kompromisní a postupem času se ukázalo, že bohužel nedokáže zajistit dostatečný jízdní komfort a spolehlivost. Přes časté zásahy na železničním svršku v rámci údržby kolej v místě mostu opakovaně vykazovala deformace a nedařilo se udržet GPK v požadovaných mezích.

2.3 Navržené řešení

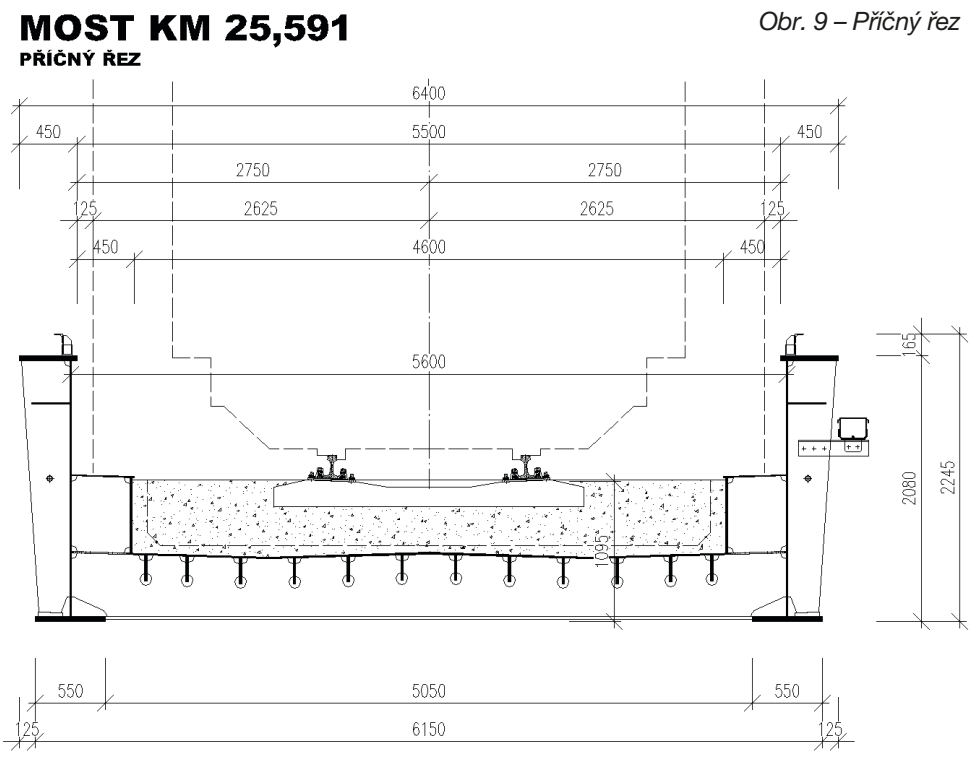
Místo stále se opakujících dílčích úprav svršku na mostě (atypické podkladnice, masivnější připojení mostnic, úpravy ložisek a podobně) bylo rozhodnuto vyřešit uvedené problémy odstraněním jejich příčiny. Tedy přestavbou na most s kolmým ukončením. Byl navržen most uložený na tížných opěrách až za rubem stávající spodní stavby.

2.3.1 Nová nosná konstrukce

Vzhledem k podobnosti problematiky z hlediska možností prostorových, délky výluky, dopravy a montáže bylo využito obdobné technické řešení nosné konstrukce jako u předchozího mostu. Průřez hlavních nosníků byl kvůli většímu rozpětí upraven a chodníková podlaha s částí žlabu kolejového lože se stala součástí průřezu hlavních nosníků (obr. 9). Nosná konstrukce staticky působí jako prostý nosník na rozpětí 24 m, stavební výška je 1,095 m, šířka 6,4 m. Hmotnost NK je přibližně 75 t.

2.3.2 Nová spodní stavba

Stávající spodní stavba byla kvůli své šikmosti v tomto případě nepoužitelná a za jejím rubem tedy byla realizována spodní stavba nová. Pro zrychlení času výstavby a omezení prací pod úrovní hladiny přilehlého vodního toku byla převážná část spodní stavby navržena



Obr. 9 – Příčný řez

Obr. 10 – Úložný práh před osazením nosné konstrukce

Obr. 11 – Osazená nosná konstrukce

Obr. 12 – Výsledný stav

jako prefabrikovaná z jednotlivých dílců. Rektifikace na případné chyby v jejich výškovém osazení byla uvažována v monolitických ložiskových bločcích. Závěrná zeď byla navržena jako monolitická. Kvůli nutné dobetonávce mostních závěrů a případným komplikacím při osazování NK do otvoru se její prefabrikace jevila jako kontraproduktivní. Mostní závěr byl vložen do bednění a zabetonován spolu s výztuží po osazení nosné konstrukce (obr. 10, 11).

2.3.3 Realizace stavby

Konstrukce byla dopravena po pozemních komunikacích na úrovňový přejezd poblíž místa stavby. Zde byla přeložena na vagony a po koleji zavezena k otvoru. Do otvoru byla vložena automobilovým jeřábem, pro který bylo kromě provizorní příjezdové komunikace třeba zajistit i provizorní přemostění jednoho z mostů s nedostatečnou zatížitelností na příjezdové trase.

Realizace stavby proběhla v létě roku 2016. Zhotovitelem byla společnost Chládek a Tintěra, Pardubice a. s., divize mostních staveb. Stavbyvedoucí Miloš Krumpár.

3. Shrnutí

Při projektování a realizaci prezentovaných akcí bylo ověřeno, že i ve stísněných podmínkách a za relativně krátkých výluk lze s výhodou použít „klasické“ ocelové nosné konstrukce s plnostěnnými hlavními nosníky. Je však nutné již při návrhu hledat možnosti efektivního využití specifik jednotlivých konstrukčních řešení, přístupů a technologií. Ve spojení se zkušenými zhotoviteli je pak stavba relativně hladká a výsledkem je mostní objekt splňující požadovaná normová kritéria i přes počáteční omezující parametry a okrajové podmínky.

Ing. Ivan Šír
Ing. Ivan Šír, projektování dopravních staveb a. s.
Tel.: +420 603 181 473
E-mail: sir@sirivan.cz

Ing. Jan Fiala
Ing. Ivan Šír, projektování dopravních staveb a. s.
Tel.: +420 737 909 125
E-mail: fiala@sirivan.cz

Ing. Zdeněk Lakmayer
Ing. Ivan Šír, projektování dopravních staveb a. s.

Modernizace žst. Česká Lípa, mosty SO 14-20-02 a 14-20-03

Ing. Jan Komanec
Pontex spol. s r. o.

1. Úvod

Mosty se nacházejí v intravilánu města Česká Lípa v ulicích Mánesova (staniční obvod žst. Česká Lípa) a Dubická (v širé trati). Rekonstrukce obou těchto mostů je součástí Modernizace žst. Česká Lípa. Železniční mosty převádějí železniční trať přes silnice II. a III. třídy. Stávající mostní objekty nebyly s ohledem na stav nosné konstrukce mostů, jejich prostorovou průchodnost a přechodnost vyhovující pro požadavky modernizace trati v daném úseku. Z výše popsaných důvodů bylo nutno provést rekonstrukci těchto objektů a zároveň bylo nutno vzhledem k výlukám na trati minimalizovat celkovou dobu výstavby. Proto byly při návrhu nové nosné konstrukce upřednostněny deskové prefabrikáty před obvykle používanými zabetonovanými nosníky, neboť tyto konstrukce výrazně zkracují dobu výstavby. Výhodou těchto prefabrikátů je fakt, že k takto navržené konstrukci lze z hlediska detailů ve většině případů přistupovat obdobně nebo zcela v souladu se schváleným předpisem ČD MVL 511. Nová nosná konstrukce je uložena na ozub na nové železobetonové úložné prahy s krátkými závěsnými křídly vybetonovanými na stávající sanovanou spodní stavbu.

2. SO 14-20-02 žst. Česká Lípa, železniční most v ev. km 45,384

2.1 Původní mostní objekt

Původní čtyřkolejný železniční most na děčínském zhlaví žst. Česká Lípa měl jeden mostní otvor o rozpětí cca 8,70 m. Pod mostem je vedena komunikace III. třídy o dvou jízdních pruzích s oboustranným chodníkem o šířce cca 1,0–1,5 m. Volná výška nad niveletou komunikace je 4,03 m.

Nosná konstrukce byla tvořena jednou deskou ze zabetonovaných ocelových nosníků s železobetonovými římsami. Tloušťka kolejového lože byla v některých částech příčného řezu nedostatečná pod hranicí 0,3 m. Spodní pásnice zabetonovaných nosníků byly plošně

zkorodované, místy velmi silně. Deska mostovky na spodní ploše vykazovala řadu porušení podélnými a příčnými trhlinami s masivními průsaky vody, což ukazuje na absenci nebo nefunkčnost izolace kolejového žlabu.

Kamenné opěry jsou z kvádrového zdiva spojené vápennou maltou. Spáry vykazují lokální prorůstání mechem. Lícové zdivo opěr nevykazuje zjevné poruchy a je zachovalé. Úložné prahy byly betonové z doby rekonstrukce z roku 1934. Šikmá kamenná křídla jsou z kvádrového zdiva a nevykazují zjevné závažné poruchy.

2.2 Návrh nové konstrukce mostu

Most se nachází ve staničním obvodu v přímé; trať stoupá od 0,340 % do 0,350 %. Na mostě se uplatňuje sdružený mostní průjezdný průřez VMP 3,0 dle ČSN 73 6201.

Kolejové lože na mostě je průběžné, uzavřené a neoddělené. Rozměry kolejového lože jsou stanovené podle ČSN 73 6201 čl. 14 a podle ČD S3 – Příloha 3.

výška: min. 510 mm s rezervou 40 mm dle ČSN 73 6201, čl. 14.2.3
šířka: 2200 mm s rezervou 60 mm dle ČSN 73 6201, čl. 14.2.4

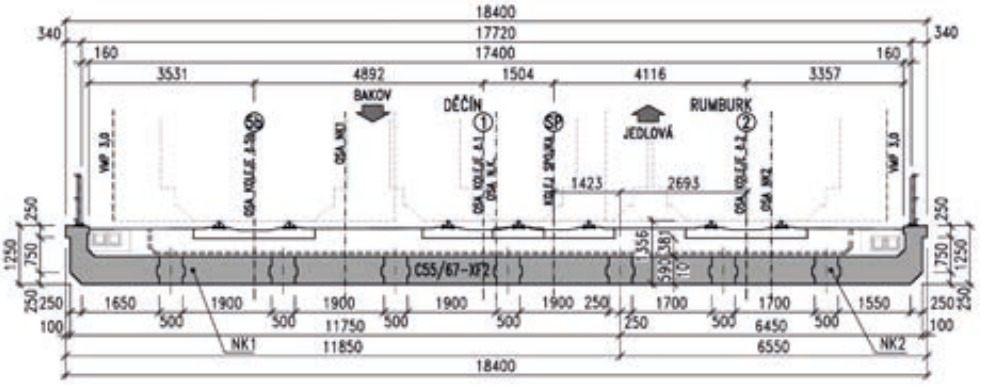
Zároveň je dodržena minimální tloušťka kolejového lože 300 mm pod ložnou plochou pražce. Na obou stranách mostu je v kolejovém loži vymezen prostor pro chráničky kabelových tras.

Požadavek, aby spodní hrana nové nosné konstrukce byla v nejnižším místě stejně vysoko jako hrana stávající konstrukce, byl dodržen. Světlost spodní stavby tak i po její rekonstrukci zůstává zachována. Stávající komunikace III. třídy vedená pod mostem se stavebními pracemi nemění. Taktéž tvar opěr zůstává i po rekonstrukci stejný.

Celková koncepce vychází z nového kolejového řešení a z nutnosti přestavby stávající nosné konstrukce na konstrukci obdobnou vyhovující novým požadavkům změněného směrového a výškového řešení. Těmto požadavkům plně vyhovuje nosná konstrukce z předem předpjatých deskových nosníků zmonolitněných pomocí petlicových styků a koncových příčníků, které budou uloženy do ozubů na nových úložných prazích. Typ této nosné konstrukce byl zvolen zejména s ohledem na nutnost maximálního možného urychlení výstavby konstrukce.

Pod kolejemi 1, 2, 5a a SP je navržena v příčném řezu jedna nosná konstrukce (zmonolitnění bylo provedeno v II. etapě výstavby). Jedná se o konstrukci tvořenou z prefabrikovaných deskových nosníků, zmonolitněných za pomoci petlicových styků do betonové vany pro kolejové lože. V podélném řezu je konstrukce uložena na nově zbudované železobetonové úložné prahy, staticky působící jako rozpěrák o rozpětí pole 9,40. Nosná konstrukce je uložena na ozubech. Délka nosné konstrukce je 10,40 m.

V příčném směru tvoří konstrukci 8 prefabrikátů, šest krajních a dva vnitřní. Součástí krajních prefabrikátů jsou mostní římsy. Široké petlicové spoje jsou ze spodní strany bedněny ztraceným bedněním. Desky jsou osazeny vedle sebe se spárami šířky 500 mm. Z desek vyčnívá do boku petlicová výztuž pro následné zmonolitnění spár a spřahující výztuž a předpínací lana z konce desky do koncového příčníku.



Obr. 1 – Vzorový příčný řez mostem SO 14-20-02

Délka nosníků je 8300 mm, šířka 1700–2000 mm a tloušťka 548–590 mm. Desky jsou vyrobeny z betonu C 55/67-XD1, XF2. Beton podélných spár a nadpodporových příčníků je C 30/37-XD1,XF2. Betonářská výztuž bude použita B500 B a jako předpínací výztuž budou použita předem předpjatá lana Y 1770 S7 (St 1570/1770) Ø 15,7 mm s velmi nízkou relaxací.

Prefabrikáty byly osazeny u opěr na provizorní rektifikovatelné podpory. Po vyrovnání všech desek došlo k zaarmování a vybetonování příčných spár a koncových příčníků, které zajišťují roznos zatížení, uložení konstrukce na opěře a ochranu předpínací výztuže. Konstrukce se propojí do jediného celku vybetonováním monolitických spár a koncových příčníků s uložením na opěře přes vrubový kloub.

Obr. 2 – Sestavená první část konstrukce SO 14-20-02

Obr. 3 – Sestavená první část konstrukce SO 14-20-02

Konstrukce byla budována ve 2 etapách. Nejprve byla zhotovena první část konstrukce z 5 prefabrikátů, a protože se jedná finálně o jedinou konstrukci bez podélné dilatační spáry, při zmonolitnění obou částí konstrukce v II. etapě výstavby bylo nutno přerušit po dobu technologicky nutnou pro dosažení 80% průměrné krychelné pevnosti betonu provoz na všech kolejích (nickolejný provoz).

3. SO 14-20-03 žst. Česká Lípa, železniční most v ev. km 45,470

3.1 Původní mostní objekt

Původní železniční most NK1 má jeden mostní otvor o rozpětí cca 7,30 m, železniční most NK2 má také jeden mostní otvor o rozpětí 8,10 m. Pod mostem je vedena komunikace II. třídy o dvou jízdních pruzích s odrazným obrubníkem o šířce cca 0,5 m. Volná výška nad niveletou komunikace je 3,26 m.

Obě nosné konstrukce byly tvořeny železobetonovými deskami prostě uloženými. Tloušťka kolejového lože byla v některých částech příčného řezu nedostatečná pod hranicí 0,3 m. Spodní povrch železobetonových desek byl povrchově degradovaný, výztuž měla zcela nedostatečné krytí a odhalená výztuž korodovala. Desky mostovky na spodní ploše vykazovaly řadu porušení podélnými a příčnými trhlinkami s průsaky vody mezi NK a opěrami, což ukazuje na absenci nebo nefunkčnost izolace kolejového žlabu.

Kamenné opěry pod NK1 jsou z kvádrového zdiva spojené vápennou maltou. Spáry vykazovaly lokální prorůstání mechem, byly patrné průsaky a vypadané spárování. Lícové zdivo opěr však nevykazovalo zjevné poruchy a bylo poměrně zachovalé. Úložné prahy byly

betonové a pocházely z doby rekonstrukce z roku 1968. Šikmá kamenná křídla jsou z kvádrového zdiva a nevykazují zjevné závažné poruchy.

3.2 Návrh nové konstrukce mostu

Most se nachází v širé trati v přímé; trať stoupá. Podélný sklon v koleji č. 1 je 0,010 % a v koleji č. 2 je 0,610 %. Na mostě se uplatňuje sdružený mostní průjezdný průřez VMP 3,0 dle ČSN 73 6201.

Kolejové lože na mostě je průběžné, uzavřené a neoddělené. Rozměry kolejového lože jsou stanovené podle ČSN 73 6201 čl. 14 a podle ČD S3 – Příloha 3.

výška: min. 510 mm s rezervou 40 mm dle ČSN 73 6201, čl. 14.2.3
šířka: 2200 mm s rezervou 60 mm dle ČSN 73 6201, čl. 14.2.4

Zároveň je dodržena minimální tloušťka kolejového lože 300 mm pod ložnou plochou pražce. Na obou stranách mostu je v kolejovém loži vymezen prostor pro chráničky kabelových tras.

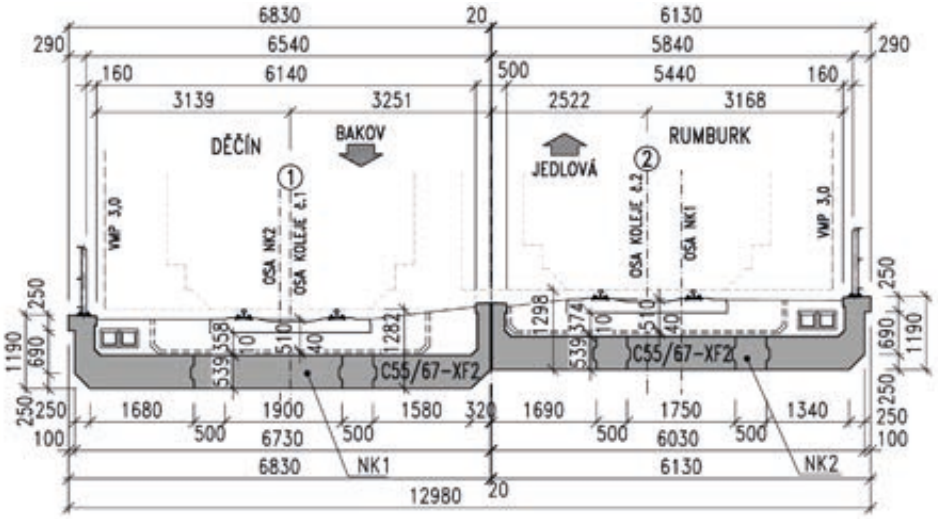
Požadavek, aby spodní hrana nové nosné konstrukce byla v nejnižším místě stejně vysoko jako hrana stávající konstrukce, byl dodržen. Světlost spodní stavby tak i po její rekonstrukci zůstává zachována. Stávající komunikace II. třídy vedená pod mostem se stavebními pracemi nemění. Taktéž tvar opěr zůstává i po rekonstrukci stejný.

Celková koncepce vychází z nového kolejového řešení a z nutnosti přestavby stávající nosné konstrukce na konstrukci obdobnou vyhovující novým požadavkům změněného směrového a výškového řešení. Těmto požadavkům plně vyhovuje nosná konstrukce z předem předpjatých deskových nosníků zmonolitněných pomocí petlicových styků a koncových příčníků, které budou uloženy do ozubů na nových úložných prazích. Na nosnou konstrukci mostu NK2 bude z důvodu rozšíření NK navazovat konstrukce římsových přechodových desek uložených na stávajících rovnoběžných křídlech. Typ této nosné konstrukce byl zvolen zejména s ohledem na nutnost maximálního možného urychlení výstavby konstrukce.

Pod kolejemi 1 a 2 jsou v příčném řezu navrženy dvě samostatné nosné konstrukce. Jedná se o konstrukce tvořené z prefabrikovaných deskových nosníků, zmonolitněných za pomoci petlicových styků s betonovou vanou pro kolejové lože. V podélném řezu je konstrukce uložena na nově zbudované železobetonové úložné prahy, staticky působící jako rozpěrák o rozpětí pole 6,70. Nosná konstrukce je uložena na ozubech. Délka nosné konstrukce je 7,80 m.

V příčném směru jsou konstrukce tvořeny 3 prefabrikáty, dvěma krajními a jedním vnitřním. Součástí krajních prefabrikátů jsou mostní římsy. Široké petlicové spoje jsou ze spodní strany bedněny ztraceným bedněním. Desky jsou osazeny vedle sebe se spárami šířky 500 mm. Z desek vyčnívá do boku petlicová výztuž pro následné zmonolitnění spár a spřahující výztuž a předpínací lana z konce desky do koncového příčníku.

Délka nosníků je pro NK1 5800 mm a pro NK2 6000 mm, šířka 1590–1930 mm a tloušťka 509–539 mm. Desky jsou vyrobeny z betonu C 55/67-XD1, XF2. Beton podélných spár



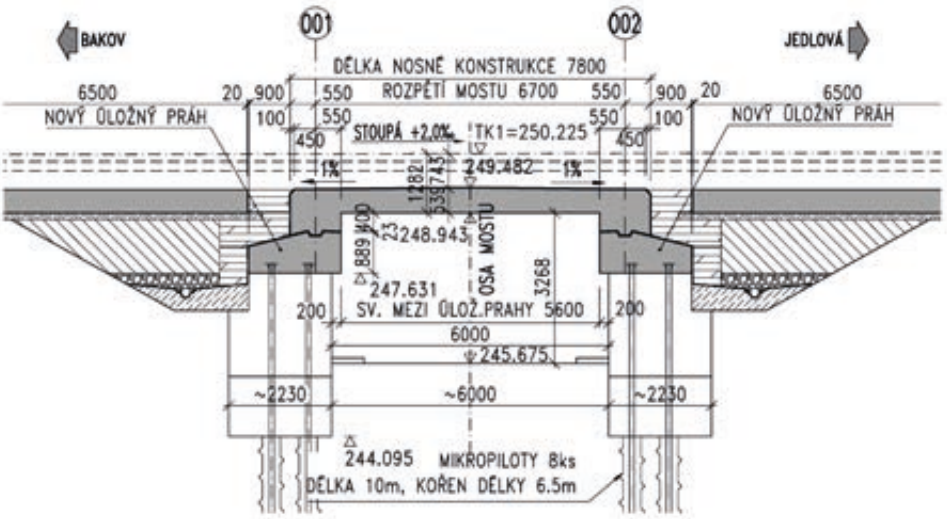
Obr. 4 – Vzorový příčný řez mostem SO 14-20-03

a nadpodporových příčníků je C 30/37-XD1,XF2. Betonářská výztuž bude použita B500 B a jako předpínací výztuž budou použita předem předpjatá lana Y 1770 S7 (St 1570/1770) Ø 15,7 mm s velmi nízkou relaxací.

Prefabrikáty byly osazeny u opěr na provizorní rektifikovatelné podpory. Po vyrovnání všech desek došlo k zaarmování a vybetonování příčných spár a koncových příčníků, které zajišťují roznos zatížení, uložení konstrukce na opěře a ochranu předpínací výztuže. Konstrukce se propojí do jediného celku vybetonováním monolitických spár a koncových příčníků s uložením na opěře přes vrubový kloub.

Nosné konstrukce budou budovány ve dvou etapách jako samostatné konstrukce s podélnou spárou mezi vnitřními římsami. Provoz na obou konstrukcích je nezávislý.

Obr. 5 – Sestavená první část konstrukce SO 14-20-03



Obr. 6 – Podélný řez mostem SO 14-20-03

4. Úpravy spodní stavby obou mostů

Úpravy spodní stavby jsou navrženy v takovém rozsahu, aby na původní spodní stavbu bylo možno osadit novou mostní konstrukci a nové přechodové desky. Stávající spodní stavba bude podchycena novým mikropilotovým roštem, který zajistí přenos vyššího zatížení od nové mostní konstrukce a přechodových desek do podloží. Stávající spodní stavba je dle výsledků geotechnického pasportu založena plošně.

Nový mikropilotový rošt bude tedy přenášet pouze zatížení, kterým již nebyla spodní stavba v minulosti zatížena (jedná se tedy pouze o přenos rozdílu mezi starým a novým zatížením). Spodní stavba je na stávající zatížení konsolidována mnohaletým těžkým železničním provozem. K aktivaci nového mikropilotového roštu vzhledem k jeho propojení s úložným prahem dojde v době osazení nosné konstrukce a přechodových desek. Při zatížení vlakem bude mikropilotový rošt plně spolupůsobit.

V místě mostu nedochází ke změně směrového vedení tratě, takže je možné využít stávající opěry beze zbytku, pouze s novými zavěšenými křídly a nutností rozšíření nové NK a vykonzolování přechodových desek na levé straně mostu NK2 (rozšíření vzhledem k nové poloze kabelových žlabů a dodržení VMP 3,0) u mostu SO 14-20-03.

Z dostupných podkladů bylo možno celkem odpovědně stanovit hloubku základových spár opěr včetně základních údajů o základové půdě. Základová spára opěr je situována cca 4,8–6,3 m pod spodní hranu železobetonových nosníků. Všechny základové spáry leží ve vrstvě písčitých hlín a jílovitých písků či štěrků.

Aby bylo možno provádět práce po etapách, je nutno před zahájením prací na I. etapě vybudovat v prostoru mezi kolejemi č. 1 a č. 2 záporovou stěnu, která umožní provádět stavební práce za provozu na koleji č. 1 a naopak.

Obr. 7 – Dokončovací práce - SO 14-20-02

5. Ochranná opatření proti účinkům bludných proudů

Vzhledem k tomu, že trať není elektrifikovaná a pro stavbu nebyl proveden žádný korozní průzkum, nepředpokládá projekt provedení žádných opatření proti účinkům bludných proudů. Provedou se jenom běžná opatření vycházející ze stupně 3 (primární a sekundární ochrana dle TP 124).

6. Deskové nosníky pro konstrukce mostů

Konstrukce navržené a realizované z deskových prefabrikátů navazují na tradiční použití prefabrikovaných nosníků na drážních stavbách. Prefabrikované konstrukce z předpjatých dílců s monoliticky dobetonovaným petlicovým stykem umožňují využít výhod tovární prefabrikace a současně potlačit nevýhody z tohoto procesu plynoucí.

Zásadní výhodou je použití vysokopevnostního betonu C 55/67-XD1, XF2, který zajišťuje delší životnost a vysokou odolnost díla proti vlivům okolního prostředí, než poskytují standardní konstrukční betony zpracovatelné na stavbě.

- Velmi dobrá zpracovatelnost betonu a podmínky ve výrobně zajišťují dokonalé přibetonování přepínacích lan a vylučují jejich korozi a z ní vyplývající snížení zatížitelnosti mostu
- Výroba probíhá v ideálním prostředí za příznivých klimatických podmínek bez časového omezení termíny výluky, případné problémy při výrobě je možné operativně odstranit. Je proto možno dosáhnout ideální kvality zhotovovaných výrobků.
- Vysoký modul pružnosti snižuje deformace mostu od nahodilých zatížení.
- Konstrukce jsou přirozeně nadvýšeny vlivem dotvarování od předpětí a působí tak příznivým estetickým dojmem
- Minimalizací monolitických částí nosných konstrukcí se zkracuje doba realizace mostu. Deskové prefabrikáty mohou být instalovány s již provedeným penetračně adhezním nátěrem povrchu a případně i prvky příslušenství, např. zábradlím

Obr. 8 – Dokončovací práce - SO 14-20-02

- Rozhodující části konstrukce mají již v době osazení stáří >28 dnů a konstrukce může být dříve uvedena do provozu
- Monolitické dobetonování styků vytvoří jednolitou konstrukci bez spár se spojitou deformací po příčném řezu, která zajistí ideální podmínky pro dlouhodobě správnou funkci izolačního systému
- Konstrukce díky použití vysokopevnostního betonu nevyžaduje po dobu životnosti prakticky žádnou údržbu

7. Závěr

Bezproblémová realizace obou mostů potvrdila předpoklady navrhovaného řešení a ukázala možný směr v použití kvalitních a vysoce odolných konstrukcí vyráběných z vysokopevnostního a vysoko- nebo ultravysokohodnotného předpjatého betonu na mostech a konstrukcích ve správě SŽDC.

Ing. Jan Komanec
Pontex spol. s r. o.
Bezová 1658
147 14 Praha 4
Tel.: +420 606 606 960
E-mail: j.komanec@pontex.cz

Pořadatel:

SUDOP PRAHA a. s.

Spolupořadatel:

Správa železniční dopravní cesty, s. o.

Mediální partner konference:

časopis **SILNICE ŽELEZNICE**

Internetový partner konference:

server **www.mosty.cz**

1. vydání, 2017
ISBN 978-80-906789-0-3

Vydavatel: SUDOP PRAHA a. s.
Olšanská 2643/1a, 130 80 Praha 3

Vyrobil: COPY GENERAL s. r. o.
Křížová 2598/4b, 150 00 Praha 5

SUDOP PRAHA

www.sudop.cz