



23. ročník konference



**ŽELEZNIČNÍ
MOSTY
A
TUNELY
2018**

SBORNÍK PŘÍSPĚVKŮ

18. ledna 2018

Pořadatelé

Mediální partneři



ŽELEZNIČNÍ MOSTY A TUNELY 2018

setkání správců, investorů, projektantů a stavitelů

SBORNÍK PŘÍSPĚVKŮ

23. ročník konference

1. vydání, 2018

ISBN 978-80-906789-1-0

Vydavatel: SUDOP PRAHA a.s.

Praha 3, Olšanská 1a, 130 80 Praha 3

ŽELEZNIČNÍ MOSTY A TUNELY 2018

setkání správců, investorů, projektantů a stavitelů



Modernizace trati
Rokycany - Plzeň



Modernizace trati
Tábor - Sudoměřice u Tábora



Modernizace trati
Praha-Běchovice - Úvaly

Mostní díla roku:

- 2015 - Přemostění dálnice D3 a železniční estakáda v traťovém úseku Tábor - Sudoměřice u Tábora
- 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



projekty - inženýring - konzultace



Správa železniční dopravní cesty

SPRÁVA ŽELEZNIČNÍ DOPRAVNÍ CESTY, STÁTNÍ ORGANIZACE

KDO JSME

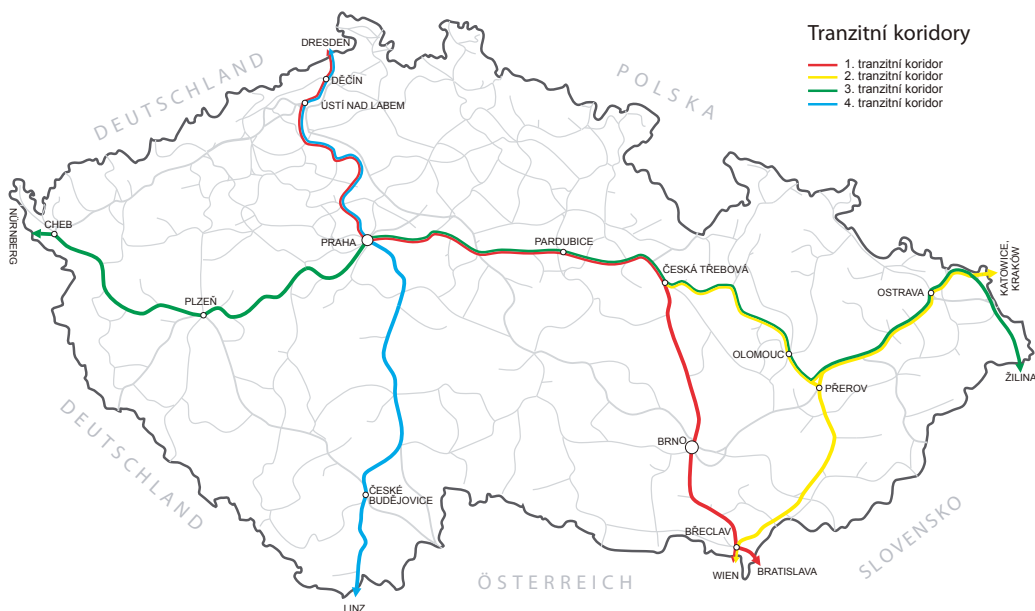
SŽDC je moderní, pružnou a zákaznický orientovanou organizací zajišťující rozvoj rychlé, kvalitní a kapacitní železniční sítě jako nedílné součásti evropského železničního systému. Vytváří předpoklady pro posílení tržní pozice železniční dopravy v národním i mezinárodním měřítku.



ŽELEZNIČNÍ SÍŤ SŽDC

Délka tratí celkem	9 459 km
Délka elektrizovaných tratí	3 217 km
Délka tratí normálního rozchodu	9 458 km
Délka úzkorozchodných tratí	23 km
Délka jednokolejných tratí	7 541 km

Počet mostů	6 798
Počet tunelů	164
Celková délka mostů	153 687 m
Celková délka tunelů	45 732 m
Počet železničních přejezdů	8 001



Tranzitní koridory

- 1. tranzitní koridor
- 2. tranzitní koridor
- 3. tranzitní koridor
- 4. tranzitní koridor

ROZVOJ A MODERNIZACE ŽELEZNIČNÍ DOPRAVNÍ CESTY

V této oblasti je činnost SŽDC dlouhodobě zaměřena především na přípravu a realizaci investičních akcí s důrazem na následující priority:

- modernizace tranzitních železničních koridorů,
- modernizace železničních uzlů,
- modernizace ostatních tratí zařazených do evropského železničního systému,
- postupná modernizace a rekonstrukce vybraných ostatních celostátních a regionálních tratí s cílem vytvořit podmínky pro zajištění kvalitní dopravní obslužnosti,
- zajištění interoperability vybraných tratí,
- investice do železniční infrastruktury pro rozvoj příměstské dopravy a integrovaných dopravních systémů,
- elektrizace vybraných železničních tratí,
- zvýšení bezpečnosti železniční dopravy, zejména bezpečnosti na železničních přejezdech,
- postupná příprava pro výstavbu Rychlých spojení.



Správa železniční dopravní cesty, státní organizace

Dlážděná 1003/7

110 00 Praha 1

tel.: +420 222 335 911

<http://www.szdc.cz>

e-mail: info@szdc.cz

OBSAH

1	Rekonstrukce Negrelliho viaduktu	1
	Ing. Tomáš Martinek, SUDOP PRAHA a.s.	
2	Rekonstrukce mostů pod Vyšehradem	9
	Ing. Martin Vlasák, SUDOP PRAHA a.s. doc. Ing. Pavel Ryjáček, Ph.D., prof. Ing. Michal Polák, CSc., Ing. Tomáš Plachý, Ph.D., Ing. Martin Macho, ČVUT v Praze, Fakulta stavební	
3	Aktuální poznatky z diagnostiky ocelových nosných konstrukcí	17
	doc. Ing. Pavel Ryjáček, Ph.D. a kolektiv řešitelů, Fakulta stavební ČVUT v Praze	
4	Přechodnostní parametry tratí – nová metodika	23
	Ing. Martin Vlasák, SUDOP PRAHA a.s. Ing. Vladimír Saňák, SŽDC, s.o., GŘ OTH (O13) Ing. Václav Podlipný, QUANTI s.r.o.	
5	Rekonstrukce tunelu Alter Kaiser-Wilhelm v Německu	29
	Ing. Jiří Matějček, Ing. Jiří Patzák, Subterra, a.s.	
6	Modernizácia železničnej trate na úseku Púchov – Považská Bystrica – tunely Diel a Milochov	37
	Ing. Ján Kušnír, REMING CONSULT a.s.	
7	Informace o praxi „Geotechnical Baseline Reports“	43
	Ing. Michal Uhrin, SUDOP PRAHA a.s.	
8	Diagnostika prostorové průchodnosti železničních tunelů	49
	Ing. Radek Vičar, Správa železniční dopravní cesty, státní organizace Technická ústředna dopravní cesty	
9	Předpisy pro ochrany mostních a tunelových staveb před účinky bludných proudů v ČR a SR 2017 Revize předpisu SR 5/7(S)	57
	Ing. Bohumil Kučera, JEKU s.r.o.	

10	Mimoúrovňová křížení na železnicích, příklady realizace	67
	Ing. Pavel Bulejko, ABM Mosty s.r.o., člen skupiny ABM Europe	
11	Navrhování a zatížení zábradlí na mostech	75
	doc. Ing. Pavel Ryjáček, Ph.D., Bc. Radek Sklenář, Bc. Jan Matějka, Fakulta stavební ČVUT v Praze Ing. Miroslav Kroupar, Ing. Petr Melzoch, VPÚ DECO PRAHA a.s.	
12	Železniční most v km 103,252 trati Plzeň – Domažlice – „Severní most přes Mikulášskou ulici“	81
	Ing. Jiří Elbel, Ing. Jakub Göringer, Ph.D., SUDOP PRAHA a.s.	
13	Uzel Plzeň, 2. stavba – SO 34-38-12 Železniční most v km 103,252 trati Plzeň – Domažlice (Severní most)	87
	Ing. Petr Hanzal, Ing. Jiří Lukeš, Ing. Tomáš Ptáček, Ing. Libor Hájek, Ing. Stanislav Rosenthal, Metrostav a.s.	
14	Železniční most přes ulici Mikulášská v Plzni – realizace z pohledu TDS	97
	Ing. Petr Toman, Ing. Vladimír Kasa, Ing. Stanislav Kejval, SŽDC, s.o.	
15	Protikorozní ochrana mostů u OŘ Brno	103
	Jaromír Horáček, SŽDC, s.o., Oblastní ředitelství Brno, Správa mostů a tunelů	
16	Oprava mostu v km 156,375 (Pražský viadukt) na trati Brno – Česká Třebová	111
	Ing. Gabriela Šoukalová, Ing. Libor Hökl, FIRESTA – Fišer, rekonstrukce, stavby a.s. Jaromír Horáček, Správa železniční dopravní cesty, státní organizace	
17	Hodnocení předpjatých železničních mostů	117
	Ing. Roman Šafář, Ph.D., Fakulta stavební ČVUT v Praze	
18	Most v km 36,651, žst. Moravský Beroun	125
	Ing. David Rose, Ing. Martina Mojrová, EXprojekt s.r.o.	
19	Zatížení ocelových železničních mostů větrem	139
	Ing. Jan Žitný, doc. Ing. Pavel Ryjáček, Ph.D., doc. Ing. Miroslav Sýkora, Ph.D., České vysoké učení technické v Praze prof. Ing. Sergei Kuznetsov, DrSc., doc. Ing. Stanislav Pospíšil, Ph.D., Ústav teoretické a aplikované mechaniky AV ČR	

GRP System FX na železnici

GRP 3000 – univerzální měřicí 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 – manuální 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	5 s
GRP + GPS	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 Negrelliho viaduktu

Ing. Tomáš Martinek

SUDOP PRAHA a.s.

1. Úvod

Od dubna roku 2017 probíhá komplexní rekonstrukce Negrelliho viaduktu v Praze podle projektové dokumentace zpracované projektanty SUDOPU PRAHA a. s. Cílem rekonstrukce mostu je obnovení jeho dobrého technického stavu a zajištění požadovaných parametrů pro provoz modernizované železniční trati na mostě.

Rekonstrukce především zajistí prostorovou průchodnost GC, traťovou třídu zatížení D4, úpravy geometrických parametrů koleje odstraňující lokální omezení rychlosti, dostatečnou kapacitu dráhy, dodržení hygienických limitů hluku a vibrací, v neposlední řadě i nahrazení nevyhovujících konstrukcí a zařízení. Jedná se o nemovitou kulturní památku, proto je realizace náročná i z důvodu předepsaných podmínek a rozsahu doplňujících průzkumných prací.

2. Negrelliho viadukt – historie

Viadukt byl uveden do provozu v roce 1850 jako součást Severní státní dráhy a je po Karlově mostě v pořadí druhým pražským mostem, který byl postaven přes Vltavu. Od roku 1841 byl budován na předměstí Prahy, tehdy od hlavního města ještě odděleném barokními hradbami, v katastru obce Karolinenthal – dnešního Karlína.

Z pískovcového zdiva (nebo žulového zdiva v případě plochých kleneb přes obě ramena Vltavy) bylo zbudováno 87 kleneb. Z nich osm kleneb (přes Vltavu) dosahuje světlosti 25,3 m, ostatní mají světlost 6,39–10,75 m. Výška mostu nad terénem byla při jeho návrhu zvolena tak prozíravě, že převáděná železniční trať odolala všem povodním, které území pod mostem v jeho historii postihly (obrázek 1).

Pilíře mostu byly zbudovány z lomového opukového kamene loženého na maltu, s lícovým zdivem z pískovce. U kleneb přes Vltavu byl líc pilířů zbudován opět ze žulových kvádrů.

Masivní pilíře byly založeny na mohutných dubových roštích nebo dubových pilotách beraněných tehdy parními berany, případně v pažených jámkách v korytě Vltavy až na skalním podloží.

Část kleneb a pilířů od ulice Za Poříčskou branou směrem k autobusovému nádraží Florenc byla vystavěna ze zdiva cihelného, z tzv. cihel zvonivek, tedy ostře pálených a odolných více proti povětrnosti. Některé klenby a pilíře jsou čistě z cihelného zdiva, místy v kombinaci s pískovcem (průčelní zdi a čelní pás klenby a také líc pilířů).

V roce 1875 (v době krátce po zbourání městských hradeb) byl postaven tzv. spojovací viadukt pro trať Hrabovka–Karlín ze zdiva cihelného u kleneb i pilířů a se dvěma ocelovými příhradovými mosty.

Kromě toku Vltavy viadukt tehdy překlenoval dnes již zaniklé říční ostrovy, mlýnské náhony a slepá ramena i s tehdejší Karlínským přístavem sahajícím až k dnešní ulici Pobřežní (obrázek 2). Tyto byly v průběhu doby zasypány a terén pod mostem v těchto místech o mnoho metrů zvýšen.



Obr. 1 – fotografie z roku 2013 – povodeň

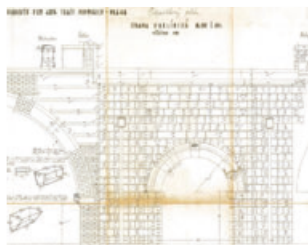


Obr. 2 – historická mapa Karlína s viaduktem

V průběhu 20. století byla dispozice mostu různě upravována. Pravděpodobně v roce 1932 došlo k náhradě části viaduktu na jeho začátku, u nynějšího autobusového nádraží, jednoplošnou deskou se zabetonovanými nosníky zajišťující průchod bývalé uhelné koleje. Původní příhradový most přes ulici Pernerova byl v 50. letech nahrazen ocelovou konstrukcí se spřaženou železobetonovou deskou. O něco později byla část kleneb – v místech křížení s ulicemi Křížíkova a Bubenské nábreží – nahrazena jinými konstrukcemi, z důvodu nedostatečné šířky a výšky pro provoz ve městě. Část viaduktu nad Křížíkovou ulicí byla v letech 1954–1956 nahrazena nosnou konstrukcí z prefabrikovaných nosníků z předem předpjatého betonu. Jednalo se o první realizaci tohoto typu konstrukce na železnici u nás. V roce 1981 nahradila klenby přes Bubenské nábreží dvojpolová nosná konstrukce z dodatečně předpjatých nosníků KT.

Podle částečně zachované archivní dokumentace byly ve 30.–50. letech 20. století některé klenby přezděny z nových pískovcových kvádrů, případně byl zcela vyměněn líc pilířů a průčelních zdí (obrázek 3). Kvalita použitého pískovce byla zřejmě velmi různorodá a bylo patrně již tehdy nutné dosloužilé kameny vyměnit. Některé cihelné i pískovcové klenby byly v této době nahrazeny železobetonovými klenbami na původních pilířích mostu.

V současné době je Negrelliho viadukt tvořen celkem 100 klenbami a pěti poli jiných nosných konstrukcí a jeho celková délka je cca 1110 m.



Obr. 3 – dobový plán
výměny kamenů



Obr. 4, 5 –poruchy zdiva



3. Důvod a příprava rekonstrukce

Hlavním důvodem rekonstrukce mostu je špatný technický stav klenbových konstrukcí. Vlivem poruch izolace a odvodnění a následného zatékání vody do konstrukce vykazují klenby řadu poruch (obrázek 4 a 5) a vyžadují sanaci zdiva nebo výměnu zdicích prvků. Je nutné vyměnit a obnovit systém odvodnění mostu a provést zesílení vybraných základů pilířů a zpevnění zdiva injektáží. V některých případech je vzhledem k rozsahu poškození zdiva nutné klenby kompletně rozebrat, dosloužilé kameny nahradit novými a klenby, případně i s pilíři, znovu vyzdít.

Před zpracováním projektové dokumentace bylo nutné provést řadu průzkumných prací. Počínaje fotogrammetrickým zaměřením konstrukce přes stavebně-technický a restaurátorský průzkum až po diagnostický průzkum zdiva zpracovaný ve spolupráci s Kloknerovým ústavem ČVUT, kdy byla zkoumána pevnost zdiva nutná pro posouzení stavu mostu a pro návrh rozsahu rekonstrukce. Samotnému projektu rekonstrukce předcházelo ještě zpracování studie pro posouzení stávajícího stavu Negrelliho viaduktu v roce 2006 a přípravná dokumentace zpracovaná v roce 2013. Samotná realizační dokumentace byla zpracována v průběhu roku 2014. Důvodem k zahájení realizace rekonstrukce až v roce 2017 bylo narovnání vlastnických vztahů k pozemkům pod viaduktem. Teprve po převodu vlastnických práv k jednotlivým pozemkům mezi ČD a. s., hl. m. Praha, SŽDC s. o. a ČSAD Praha holding a. s. byly uzavřeny smlouvy o právu provést stavbu a vyřízeno stavební povolení.

Negrelliho viadukt je nemovitou kulturní památkou. Veškeré opravy a udržovací práce tak musí být odsouhlaseny orgány památkové péče. Záměr rekonstrukce s nimi byl už od počátku konzultován a byly řešeny i detaily říms, odvodnění, trakčních stožárů a zábradlí. Pro tyto potřeby bylo zpracováno architektonické řešení stavby, které bylo památkářům předloženo pro získání jejich souhlasu s rekonstrukcí. Byla předepsána řada podmínek pro konečný vzhled mostu, které byly zahrnuty do projektové dokumentace, nicméně spolupráce s památkáři byla korektní a výsledný návrh svědčí o jejich plném pochopení pro prvořadou funkci mostu – převedení vlakové dopravy a s tím spojené požadavky na nové části mostu. Návrh sjednoceného vzhledu zábradlí (je navrženo ocelové, členěné ze svislých a vodorovných prvků nebo plná kamenná zídka) byl také výsledkem řady jednání, kdy pro výsledné rozhodnutí o jeho vzhledu posloužila vizualizace návrhu zpracovaná sudopskými kolegy architektky.

4. Navržený rozsah rekonstrukce

Návrh technického řešení rekonstrukce mostu vychází z požadavku zadavatele, který předpokládá co nejdelší možnou dobu provozu mostu bez dalších oprav. Na základě jeho požadavků je na rubu kleneb navržen systém pojistné izolace, překrytý propustným zásypem z mezerovitého betonu, na kterém je uložena samotná deska mostovky s římsami a vodotěsnou izolací žlabu kolejového lože.

Na základě předběžných průzkumů stavu zdiva a statického přepočtu jsou v projektu navrženy ke kompletnímu přezdění konstrukce 9 cihelných kleneb a 5 kamenných kleneb. Na ostatních klenbách dojde k lokálním výměnám zdicích prvků. Toto bude ještě upřesněno doplňujícím podrobným průzkumem, který v současné době probíhá.

Nové mostní konstrukce jsou v rámci rekonstrukce Negrelliho viaduktu navrženy pouze dvě, přes ul. Prvního pluku a ul. Křížkova, a nahrazují ty stávající konstrukce, které z dnešního hlediska již technicky a provozně nevyhovují.

Rekonstrukce řeší nevyhovující technický a stavební stav mostní konstrukce a dále výměnu železničního svršku, zabezpečovacího, sdělovacího a silnoproudého zařízení a trakčního vedení. Dnešní traťová rychlost se vzhledem k poloze mostu mezi staničními obvody výrazně nezvýší. Co se však změní výrazně, je kapacita trati díky novému zabezpečovacímu a sdělovacímu zařízení.

5. Dosavadní průběh rekonstrukce

Rekonstrukci mostu provádí na základě výsledku hospodářské soutěže sdružení firem HOCHTIEF, STRABAG RAIL a AVERS. Rekonstrukce bude probíhat v období 04/2017 – 12/2019 za úplné výluky provozu na mostě.

V rámci přípravných prací bylo v žst. Bubny zbudováno provizorní nástupiště pro vlaky ze směru Kladno s přestupem ve stanici metra Vltavská a od 4. 7. 2017 probíhá výluka provozu mezi žst. Bubny a žst. Masarykovo nádraží.

Na začátku rekonstrukce bylo provedeno odstranění vestaveb a přístaveb v prostoru mostu. Byly zbourány cihlové zdi, kterými byly zahrazeny mostní otvory, včetně vrat, vestavěných pater a dalších konstrukcí, dále byly zbourány přistavěné garáže a dílny i restaurace u Křížkovy ulice. Dále byl demontován železniční svršek a TV a odtěženo šterkové lože. Dočasně byl na podpůrné konzoly na boku mostu, případně na kabelové lávky vyvěšen silový kabel PREdi a.s. 22 kV, který byl veden původně po mostě a byl v kolizi s prováděnými pracemi.

Zdivo kleneb i pilířů bylo následně očištěno horkou párou a otryskáno tlakovou vodou s živcem a vzhled mostu se tak téměř obnovil ve stavu, kdy byl postaven (obrázek 6).

Do konce roku 2017 byla provedena téměř kompletní sanace založení vybraných pilířů mostu na základě předchozího statického posouzení, a to formou sloupů tryskové injektáže

provedených z úrovně terénu pod základovou spáru pilířů. Dále byla provedena nízkotlaká injektáž jádra pilířů z úrovně mostovky, prostřednictvím vrtů v rozteči cca 700 mm, vyplněných jílocementovou injektážní směsí. Důvodem tohoto opatření byla zjištěná vysoká mezerovitost vnitřku pilířů za lícovým zdívkem.

Ze stejné úrovně byly provedeny ve vybraných pilířích zemnicí mikropiloty, které budou sloužit pro omezení vlivu bludných proudů na konstrukci mostovky převádějící elektrifikovanou trať.

Dále byly u mostu přes Vltavu mezi Štvanicí a Bubenským nábřežím provedeny těsněné štětovicové jímky pro injektáž základu pilířů a opravu spárování zdíva dířku pilířů.

Nosná konstrukce mostu přes ulici Pernerova – SO 14-01 byla provizorně zdvižena o 2,5 m na ocelové konstrukci podepřené na bocích opěr na příhradových ocelových stojkách a u ocelových částí bylo provedeno jejich očištění a obnova PKO. Stávající úložné prahy byly odbourány, ložiska demontována a provedeno zesílení opěr pomocí mikropilot vrtaných z úrovně vršku opěry. Vzhledem k odlišnému směrovému vedení kolejí v novém stavu byla nosná konstrukce v řádu centimetrů příčně i podélně posunuta a spuštěna na nová ložiska uložená na nově vybetonované úložné prahy. Po odstranění stávající PKO byly zjištěny povrchové poruchy materiálu pásnic i nosníků, proto byla provedena podrobná diagnostika, která vyloučila možnou lamelaci materiálu a ověřila pouze povrchový charakter vady materiálu.

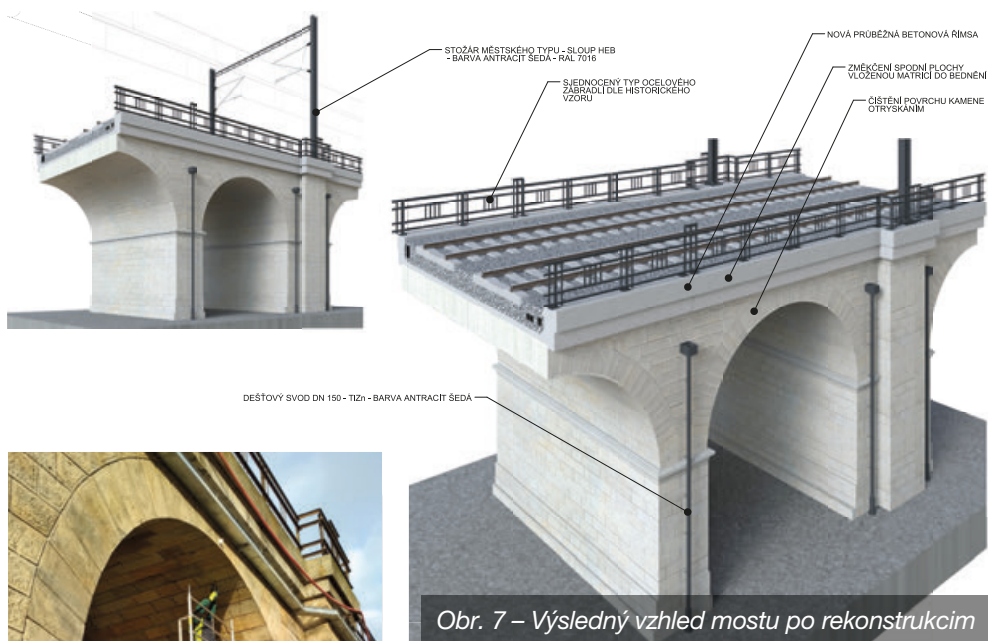
Pro zajištění stability a zachování tvaru kleneb při odtěžování zásypu jejich rubu byly na části kleneb mostu SO 14-13 na Štvanici již provedeny podpěrné skruže. Provádí se bourání zábradlí a říms mostu a postupné odebírání zásypu z rubu kleneb, s následnou diagnostikou stavu rubu kleneb a průčelních zdí.

U cihelných mostů SO 14-02 a 14-04 bylo po předchozím podskružení kleneb provedeno odebrání zásypu rubu kleneb a diagnostika stavu jejich rubu.

6. Doplňkové průzkumy

Jako podklad pro stanovení rozsahu výměn zdicích prvků je prováděn na 20 % kleneb Doplňkový stavebně technický průzkum (DSTP). Pro zadavatele rekonstrukce mostu jej zpracovává Kloknerův ústav ČVUT ve spolupráci s Fakultou stavební a je prováděn velmi podrobně v rozsahu:

- vizuální prohlídka přístupných a diagnostikovaných konstrukcí,
- odběr vzorku zdíva a jeho úprava pro destruktivní zkoušky pevnosti v tlaku,
- destruktivní zkoušky pevnosti zdíva v tlaku,
- stanovení objemové hmotnosti, nasákavosti, koeficientu změkčení,
- nedestruktivní zkoušky pevnosti zdicího prvku a malty v tlaku in-situ,
- orientační měření vlhkosti zdicího prvku příložitelným vlhkoměrem,
- stanovení převodního součinitele mezi nedestruktivně a destruktivně zjištěnou pevností zdicího prvku v tlaku,
- stanovení pevnosti zdíva v tlaku dle EN.



Obr. 7 – Výsledný vzhled mostu po rekonstrukci



Obr. 6 – Vzhled kamenného zdiva po očištění a diagnostický průzkum mostu po rekonstrukci

REKONSTRUKCE NEGRELLIHO VIADUKTU - PROJEKT C.3 Architektonická řešení stavby - 06/2014
 SUDOP PRAHA VZHLEDOVÉ ŘEŠENÍ - SEGMENT KAMENNÉHO MOSTU S OCELOVÝM ZÁBRADÍM

Zpracovatel DSTP tvoří také metodický postup pro zpracování doplňkového diagnostického průzkumu stavu zdicích prvků (zpracovaného zhotovitelem rekonstrukce), stanovuje hodnoty pro kalibraci měřidel pro nedestruktivní zkoušky zdicích prvků a zároveň kontroluje jeho dodržování i hodnoty dosažených výsledků. Na zbývajících cca 80 % kleneb provádí diagnostický průzkum stavu zdicích prvků zhotovitel (obrázek 6), pod metodickým vedením a kontrolou zpracovatele DSTP.

Oba tyto doplňující průzkumy zevrubně zkoumají stav každého zdicích prvku, zda může být ponechán v konstrukci nebo zda má být nahrazen novým. Rozsah výměny zdiva byl již v době zpracování projektu stanoven na základě vizuálního hodnocení poškození kamenů a cihel restaurátorským průzkumem. Doplňující průzkumy zpřesňují a doplňují navržený rozsah na základě vyhodnocení pevnosti a dalších vlastností jednotlivých zdicích prvků. Konečný návrh rozsahu oprav jednotlivých kleneb tak na základě výsledků průzkumů stanoví projektant ve spolupráci se zástupci orgánů památkové péče.

7. Další předpokládaný průběh rekonstrukce

Další postup rekonstrukce bude probíhat podle zpracované projektové dokumentace a bude zahrnovat u klenbových mostů tyto kroky:

- výměna zdicích prvků (kamenů/cihel), které nesplňují požadované vlastnosti nebo kompletní přezdění kleneb,
- provedení vyrovnávky na rubu kleneb ve formě cementové mazaniny a pojistné izolace na rubu kleneb a průčelních zdí, odvodněné drenáží napojenou na nové svody odvodnění,
- výplň rubu kleneb mezerovitým betonem,
- hloubkové spárování zdiva,
- provedení železobetonové roznášecí desky žlabu kolejového lože, s mírně vykonzolovanými římsovými nosníky, položení SVI,
- nový systém odvodnění (bude provedeno v ose mostu do prostoru pod klenby a svedeno svislými svody na boku mostu do rekonstruované kanalizace),
- vybudování nových železobetonových říms, s osazením zábradlí a stožárů TV.

Finální vzhled typické klenby z kamenného zdiva s novou roznášecí deskou a římsou – viz obrázek 7.

U mostu SO 14-03 přes ulici Prvního pluku bude demontována stávající ocelová nýtovaná nosná konstrukce a po úpravě spodní stavby (nový úložný práh založený na MP vrtaných skrze dířky opěry do podloží pod základovou spárou) bude namontována nová NK, která je navržena jako ocelová příhradová konstrukce s průběžným kolejovým ložem a spodní mostovkou (obrázek 8).

U mostu SO 14-07 přes ulici Křížíkova bude demontována stávající nosní konstrukce tvořená předem předpjatými železobetonovými nosníky, příčně spínanými a tvořícími společně nosný rošt. Bude nahrazena konstrukcí navrženou jako železobetonové rámy s vylehčením příčle, spráženou ocelobetonovou konstrukcí s proměnnou výškou průřezu příčle od 1,325 m do 1,70 m (obloukový pohled). Příčle jsou vetknuté do železobetonových stěn opěr tloušťky 1,5 m s náběhem v rámovém rohu, založených na soustavě mikropilot. Opěry budou obloženy kamenem, vzhledově bude obklad odpovídat stávajícím kamenným konstrukcím viaduktu (obrázek 9).



Ve finále po dokončení rekonstrukce mostů bude provedeno položení nového železničního svršku včetně antivibračních rohoží a instalace vedení zabezpečovacího zařízení, sdělovacího zařízení, EOV, osvětlení, trakčního vedení apod. Budou obnoveny povrchy komunikací a chodníků poškozené při rekonstrukci a znovu instalovány přístřešky autobusových stání na autobusovém nádraží Florenc dočasně demontované po dobu rekonstrukce mostu.

8. Závěr

Jelikož se jedná o rekonstrukci a navíc stavbu v městské zástavbě, jedná se o náročné podmínky nejen pro zhotovitele, ale i pro TDI a autorský dozor projektanta z hlediska časové náročnosti i nutných změn na základě skutečně zastíženého stavu. Stavba se nachází teprve ve svojí první čtvrtině a větší rozsah stavebních prací teprve bude realizován.

Z hlediska projektanta konajícího AD ji vnímáme jako velmi náročnou, nicméně z hlediska získávání zkušeností i velmi zajímavou.

Věříme, že jsme svým návrhem rekonstrukce přispěli k rehabilitaci tohoto jedinečného inženýrského díla, které po dokončení opravy bude nejen znovu plnit svoji funkci převádění železniční dopravy, ale stane se časem i součástí městského prostoru tím, že na provedenou rekonstrukci mostu naváže v dohledné době využití prostor pod mostem (obrázek 10) plánované Magistrátem hlavního města Prahy tak, jak je tomu v jiných světových metropolích (Paříž, Vídeň nebo Curych).

Ing. Tomáš Martinek

SUDOP PRAHA a. s.

E-mail: tomas.martinek@sudop.cz



Obr. 10 – Bývalé a možné budoucí využití prostor pod mostem

Rekonstrukce mostů pod Vyšehradem

Ing. Martin Vlasák
SUDOP PRAHA a. s.

doc. Ing. Pavel Ryjáček, Ph.D.
ČVUT v Praze, Fakulta stavební

prof. Ing. Michal Polák, CSc., Ing. Tomáš Plachý, Ph.D., Ing. Martin Macho
ČVUT v Praze, Fakulta stavební

Anotace

Příspěvek je věnován zkušenostem při zpracování zakázky na rekonstrukci železničních mostů na pražské Výtoni. Dominantním objektem je přemostění přes řeku Vltavu pod Vyšehradem, tzv. Železniční most. Dvoukolejný most o třech mostních otvorech s rozpětím 71,72 m a celkovou délkou 284,2 m byl vybudován v roce 1901.



Obr. 1 – Severní pohled po proudu řeky Vltavy na most v km 3,706 trati Praha hl. nádraží – Smíchov

1. Úvod

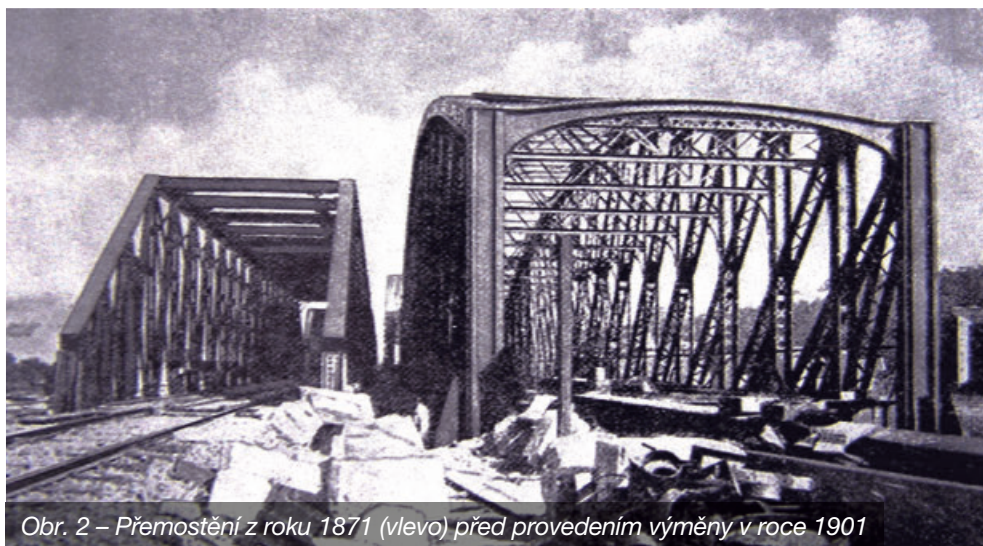
Součástí dokumentace na rekonstrukci mostů pod Vyšehradem je přepočítání stávajících mostních konstrukcí podle nových zásad daných Metodickým pokynem pro určování zatížitelnosti železničních mostních objektů v kategorii D, který vychází ze souboru platných norem ČSN EN.

Pro odpovědné provedení přepočtu byly v rámci zakázky zajištěny zejména tyto podklady:

- ověření rozměrů ocelové konstrukce a spodní stavby (globální zaměření, lokální oměření průřezu),
- vyhotovení výkresů (stávajícího stavu) nosné ocelové konstrukce a spodní stavby,
- podrobná prohlídka ocelové nosné konstrukce mostu se stanovením korozních úbytků prvků OK,
- zkoušky vzorků oceli (mechanické zkoušky, metalografické zkoušky, chemické složení),
- podrobná prohlídka kamenného zdiva opěr a pilířů (podvodní a nadvodní části),
- provedení statické a dynamické ověřovací zatěžovací zkoušky (ověření reálného chování),
- provedení dlouhodobého monitoringu účinků dopravního zatížení (stanovení spekter napětí pro posouzení mezního stavu únavy).

2. Historie mostního objektu

Oblast mostního objektu, který je v současné době tvořen pěti mosty, prošla během vývoje na konci 19. století a začátku 20. století velkou proměnou. Historicky první přemostění v daném úseku bylo na jednokolejné trati postaveno v roce 1871. S rozvojem železniční dopravy vznikla potřeba vybudovat kapacitnější dopravní spojení. Nejprve byly v roce 1901



Obr. 2 – Přemostění z roku 1871 (vlevo) před provedením výměny v roce 1901

vyměněny nosné konstrukce mostu přes řeku Vltavu včetně úseku předpolí za dvoukolejně a následně byla do roku 1907 rozšířena kamenná klenbová část pro druhou kolej. Návrh konstrukcí byl proveden mostárnou Bratří Prášilů. Výroba a dodávka ocelových konstrukcí byla zajištěna z mostáren Bratří Prášilů, První českomoravské strojírny a Pražské akciové strojírny. Výtoňské předpolí zajišťovaly Těšínské železářny.

V rámci elektrifikace železniční sítě proběhla v roce 1969–1970 na nosných konstrukcích z konstrukčního hlediska necitlivá úprava horního ztužení vč. koncových portálů. Konzoly trakčního vedení byly uchyceny přímo na profily svislic hlavního nosníku.

Rozsáhlejší konstrukční úpravy byly provedeny na mostovkové části v roce 1987, kdy byly zesíleny podélníky, bylo doplněno podmostovkové ztužení a brzdné ztužidlo u krajů a ve středu nosné konstrukce.

V roce 1994 byly vyměněny nosné konstrukce přemostění ul. Vyšehradské za nové, typu komorové provizorium KN 21. Výtoňské předpolí bylo komplexně rekonstruováno v roce 1997 až 1998, kdy byly zesíleny podélníky a u konstrukce ve 4. poli byla vyměněna dolní pásnice.

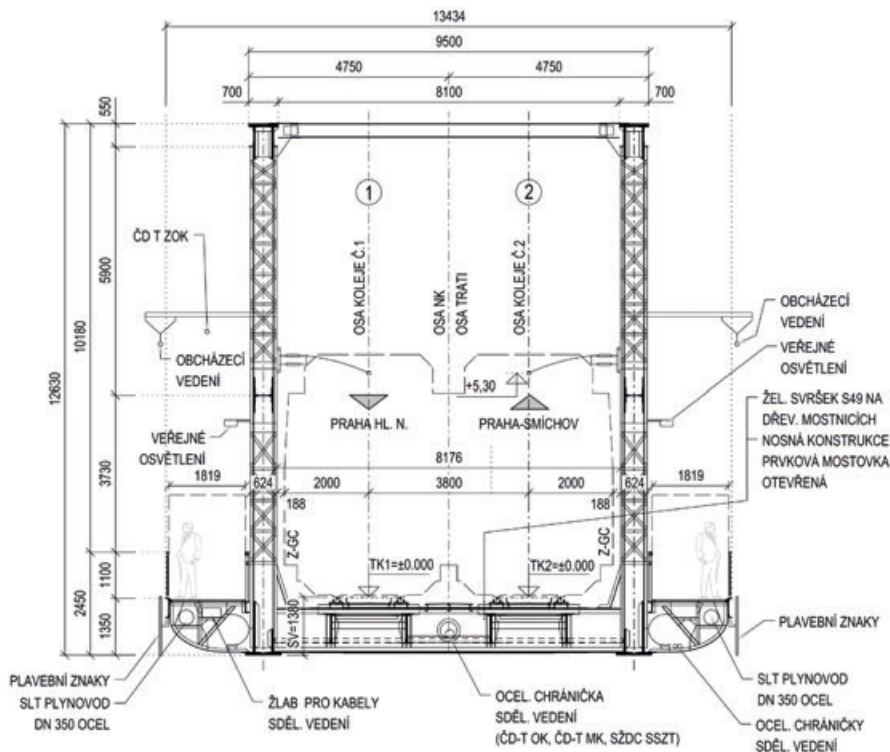
Mostní objekt už 116 let spoluutváří panoráma Prahy, a to jak při severním pohledu na Pražský hrad, tak při jižním pohledu na baziliku svatého Petra a Pavla (Vyšehrad). Soubor mostních konstrukcí přemostění Vltavy je od prosince 2004 kulturní nemovitou památkou „Železniční most – soubor železničních mostů na trati Praha hl. n. – Praha Smíchov“.

3. Popis stávajícího stavu

Mostní objekt je tvořen pěti mosty. Od nádraží Vyšehrad jej tvoří kamenný klenbový most o 5 otvorech v km **3,390**, ocelový trámový most o jednom otvoru přes ul. Vyšehradská v km **3,415**, kamenný klenbový most o 8 otvorech v km **3,470**, ocelový trámový se čtveřicí mostních otvorů přes pravobřežní komunikace v km **3,545** a ocelový příhradový železniční most se třemi mostními otvory přes řeku Vltavu v km **3,706**.

Nosné konstrukce mostu přes Vltavu jsou navrženy jako uzavřené příhradové násobné soustavy se zakřiveným horním pásem o shodném rozpětí 71,72 m, které byly v té době nejehospodárnějším řešením. Konstrukční uspořádání mostu odpovídalo době vzniku a snaze o snížení hmotnosti konstrukce. Jednotlivé profily jsou odstupňovány dle očekávaných namáhání. Detaily členěných prutů příhradové konstrukce nebyly řešeny s ohledem na nebezpečí rozvoje koroze oceli při poruše protikorozní ochrany (zejména šterbinové). Tento problém se týká zejména dolního pásu, diagonál a spodní části svislic.

Most je dvoukolejný s prvkovou mostovkou, tvořenou příčníky a nespojitými podélníky, které jsou vkládány mezi příčníky. Osová vzdálenost mezi hlavními nosníky je 8,80 m. Výška hlavního nosníku se mění od 7,136 m u portálu až po 12,347 m ve středu rozpětí. Tvar horního pásu je polygonálně lomený v místě styčnic. Hlavní nosník je členěný na 16 příhrad s délkami 3,46 m + 4,0 m + 4,40 m a 5 x 4,80 m na polovině rozpětí.



Obr. 3 – Příčný řez ve středu rozpětí přemostění řeky Vltavy

Jedna nosná konstrukce mostu přes Vltavu váží včetně mostního vybavení **593 t**, což odpovídá **8,0 t.m⁻¹**. Dle materiálových zkoušek se jedná o plávkovou ocel se zaručenou mezí kluzu 230 MPa, která odpovídá dnešní oceli S235JR.

Spodní stavba je masivní z řádkového kamenného zdiva, s výplní betonem. Způsob založení částí z roku 1871 je na dřevěném pilotovém roštu a částí z roku 1901 je plošné na výplňovém betonu. Pouze pilíře v toku řeky jsou založeny na ocelových nýtovaných kesonech.

4. Statická a dynamická ověřovací zkouška

Na mostním objektu byla dne 11. 5. 2017 prováděna ověřovací statická a dynamická zatěžovací zkouška. Účelem bylo ověřit shodu měřených veličin stanovených na výpočetním modelu mostu pro případnou jeho úpravu a dále stanovení únavových účinků dopravy na mostě (stanovení spekter dopravního zatížení). Z výsledků zkoušky byla vyhodnocena shoda předpokladu deformací a napětí s výsledky měření a prvních vlastních tvarů a frekvencí (torzní a ohybové).

Zatěžovací stavy byly voleny dle účelu:

- statické zatěžovací stavy: symetrické a nesymetrické,

- dynamické zatěžovací stavy: přejezdy rychlostmi 5 až 60 km.h⁻¹,
- brzdné zatěžovací stavy: zabrzdění z rychlosti 40 km/h na 0 a následný rozjezd.

Při statické zatěžovací zkoušce byly měřeny:

- svislý průhyb (radarovou interferometrií),
- deformace koncového příčnicku,
- normálové napětí na vybraných prvcích mostní konstrukce (horní a dolní pasy, diagonály, příčníky, podélníky).

Při dynamické zatěžovací zkoušce byla měřena odezva konstrukce na dynamické zatížení přejezdy zkušebního zatížení:

- zrychlení svislé deformace u_z a příčné deformace u_y ve středu rozpětí a cca v 1/4 rozpětí,
- normálové napětí na vybraných prvcích mostní konstrukce shodně se statickou zkouškou.

Paralelní měření absolutních deformací hlavního nosníku v průběhu zatěžovací zkoušky bylo pomocí radarové interferometrie firmou Vintegra s.r.o.

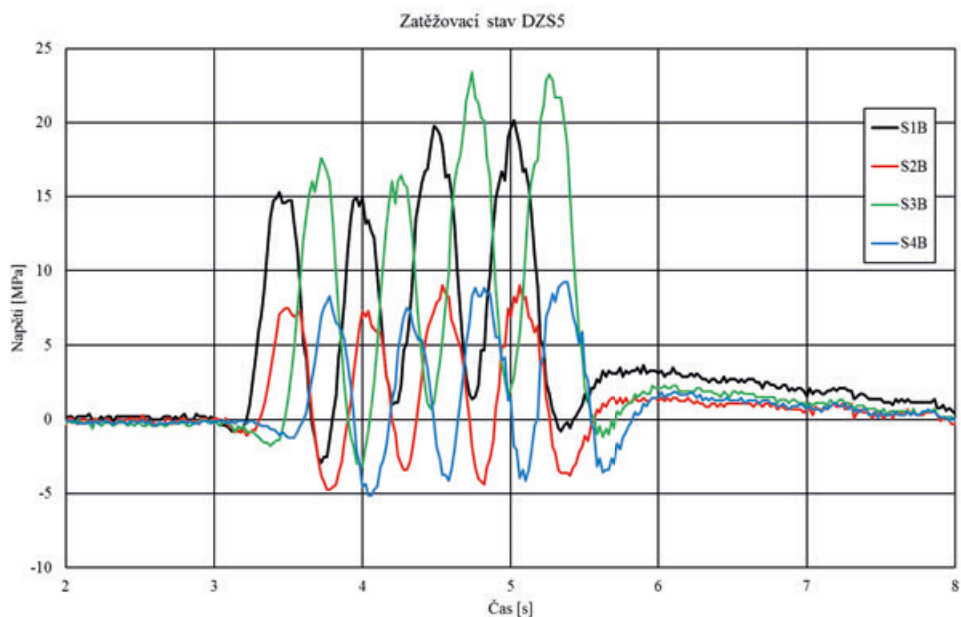
Pro zkoušení bylo použito vozidlo ř. 771 (Čmelák – jednička), dále jako zkušební zatížení bylo použito hnací vozidlo řady 749 (Bardotka).

Na základě výsledků byly vyhodnoceny vlastní frekvence a tvary konstrukce a porovnány s teoretickými hodnotami.

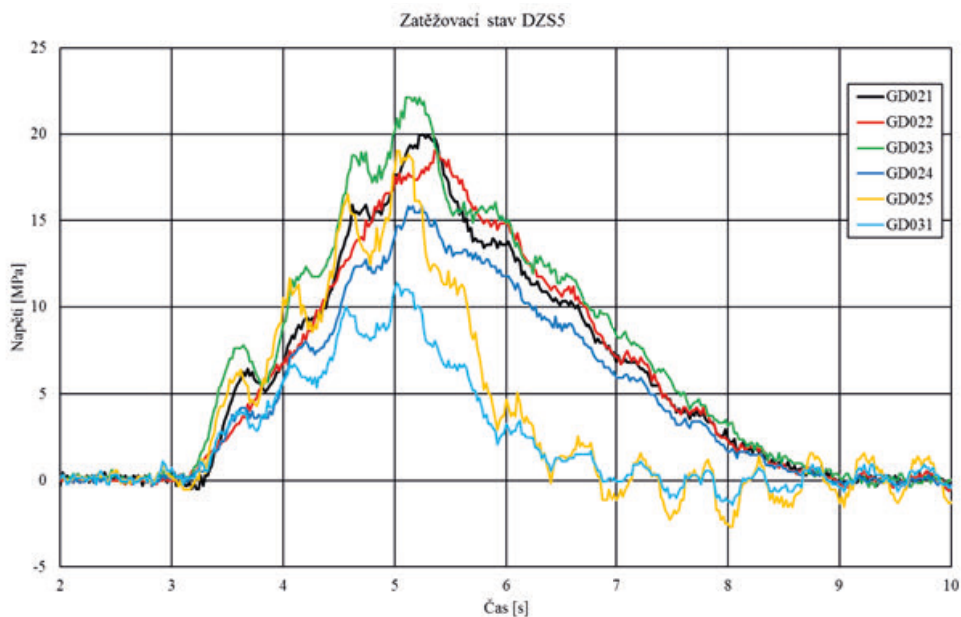
Tab. 1 – Porovnání odpovídajících si vypočtených a naměřených frekvencí vlastního kmitání pomocí odchylky $\Delta(j)$ sledovaného mostního objektu

Vlastní frekvence vypočtené		Vlastní frekvence naměřené			Odchylka vlastních frekvencí			Přípustná mezní odchylka frekvencí
Poř. č.	f_0	Poř. č.	f_0	Rozšířená nejistota $U_{k=2}$ [Hz]	$\Delta_{(j)}$			$\Delta_{(j)}$
(i)	[Hz]	(j)	[Hz]		[%]			[%]
(1)	2.03	(1)	2.09	+/- 0.06	-3.0	+/-	2.9	+10 ; -15
(2)	2.85	(2)	3.34	+/- 0.06	-17.2	+/-	1.8	+10 ; -15
(3)	4.15		x	+/- 0.06				+10 ; -15
(4)	4.35	(3)	4.41	+/- 0.06	-1.4	+/-	1.4	+/- 15.0
(5)	5.15		x	+/- 0.06				+/- 15.2
(6)	5.28	(4)	5.78	+/- 0.06	-9.5	+/-	1.0	+/- 15.3
(7)	6.41	(5)	6.84	+/- 0.06	-6.7	+/-	0.9	+/- 15.5

Dále pak byla vyhodnocena napětí v měřených místech. Na dalších obrázcích je ukázán typický průběh napětí při přejezdu podélníku a hlavního nosníku.



Obr. 4 – Časový průběh napětí na podélnicích při přejezdu zkušební železničního vozidla



Obr. 5 – Časový průběh napětí na dolním pase hlavního nosníku při přejezdu zkušební vozidla

Podkladem pro vytvoření spekter napětí stávající dopravy byla data získaná z monitoringu mostu, který probíhal v období od 11. 5. 2017 do 28. 5. 2017, celkem tedy 18 dní. Vybráno a vyhodnoceno bylo celkem 7 dní (neděle 21. 5. 2017 až sobota 27. 5. 2017), aby vytvořená spektra reprezentovala rozkmit napětí a jim odpovídající počty cyklů od dopravy na mostě během 1 typického týdne.

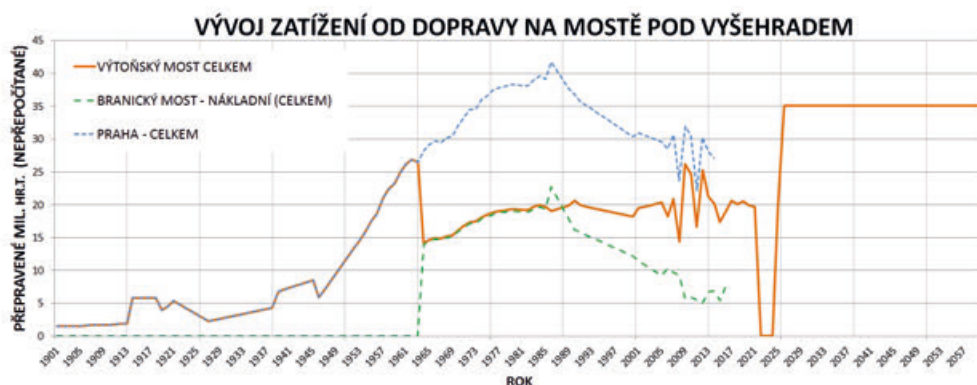
Na základě vyhodnocení spekter maximální rozkmit napětí na žádném z měřených míst nepřekročil hodnotu $\Delta\sigma = 25$ MPa. Největší účinky zatížení byly zachyceny na 3. příčniku, kde největší hodnota rozkmitu napětí dosáhla právě necelých 25 MPa. Naopak nejmenší hodnoty rozkmitů lze obecně pozorovat na levém a pravém dolním pase hlavních nosníků. Maximální hodnoty zde sice dosahují až 16 MPa, avšak jedná se jen o jednotky cyklů během celého týdne. Větší počet cyklů se objevuje až pro rozkmit o velikosti 4 MPa a méně.

5. Průzkum dopravního zatížení na trati

Pro potřeby posouzení mezního stavu únavy pomocí metody „kumulace únavového poškození“ bylo nezbytné získat informace o dopravním zatížení od vzniku mostu až po dobu plánované životnosti, tzn. od roku 1901 až po 2055 (30 let po provedení rekonstrukce mostu).

Přemostění v místě trati Praha hlavní nádraží – Smíchov je specifické s ohledem na sdruženou funkci s Branickým mostem, který překonává řeku Vltavu na jižním okraji Prahy a převádí tzv. Jižní spojku Radotín – Krč – Vršovice. V roce 1964 byla větší část nákladní dopravy převedena právě na tuto trať. Část nákladních vlaků směr Kladno byla na mostě ponechána společně s osobní dopravou.

Historická data byla rozdělena na intenzity připadající Branickému mostu a intenzity připadající mostu pod Vyšehradem. Z pohledu celkové intenzity přeprav je nutné na obě trati pohlížet jako na jeden úsek. Metodicky byla data intenzit dopravy vyhodnocena dle postupů prof. L. Frýby shrnutých v dizertační práci Ing. L. Žemličkové, Ph.D. „Ekvivalentní rozkmit napětí železničních mostů“, 2004.



Obr. 6 – Graf vývoje intenzity dopravního zatížení na mostě přes Vltavu a Branickém mostě

Z přehledu historie cyklického zatížení je patrné, že výhledová doprava bude dosahovat téměř dvojnásobku průměru dopravy do této doby. Zatížení na mostě tedy enormně vzroste, což má dopady do návrhu rekonstrukce mostu.

6. Rozsah úprav rekonstrukce mostů pod Vyšehradem

Hlavním stavebním objektem stavby, který je rozhodující pro stanovení koncepce řešení rekonstrukce, je přemostění řeky Vltavy. Mostní konstrukce z roku 1901 je dle provedeného diagnostického průzkumu z roku 2017 v technicky nevyhovujícím stavu. Zejména se jedná o korozní oslabení ocelové nosné konstrukce, které má akcelerační charakter a časem se zrychluje. Celkově lze stávající stav prvků mostu charakterizovat, že jsou na hranici své životnosti. Zejména se jedná o omezení životnosti prvků mostovky vlivem cyklického zatížení, které je velmi ovlivněno intenzitou stávající dopravy a dále jejím výhledovým zvýšením na dvojnásobek.

Pro zajištění zbytkové životnosti 30 let při zachování stávající přechodnosti traťovou třídou C3/60 by bylo třeba u nosných ocelových konstrukcí uvažovat s výměnou korozí poškozených prvků. Zejména se jedná o tažené prvky (dolní pas, diagonály svislice, prvky mostovky, ztužení apod.), které jsou náchylnější k destruktivnímu porušení (např. náhlý křehký lom). Celkově by se jednalo o výměnu cca 60 % prvků ocelové konstrukce a demontáž a zpětné osazení dalších 20 % prvků mostu. Takto náročná rekonstrukce by si vyžádala odpovídající čas na vlastní realizaci (předpoklad 3–4 roky), která by probíhala v místě stavby nad vodním tokem.

S ohledem na skutečnost, že výše uvedený předpokládaný rozsah rekonstrukce ocelových konstrukcí mostů a následné dopady do okolí mostu jsou neúměrné výsledně dosaženým parametrům s omezenou životností, bude nezbytné v nejbližší době zpracovat také alternativní řešení, které by zajišťovalo bezpečný provoz na návrhovou dobu min. 100 let.

V současné době je prováděno zpřesňování návrhu na rekonstrukci dle výsledků přepočtu nosných konstrukcí mostů, přičemž výsledný návrh na rekonstrukci mostů bude dokončen do poloviny roku 2018.

Ing. Martin Vlasák

SUDOP PRAHA a.s., středisko mostů

Tel.: +420 267 094 462

E-mail: martin.vlasak@sudop.cz

doc. Ing. Pavel Ryjáček, Ph.D.

ČVUT v Praze, Fakulta stavební

Tel.: +420 22435 3876

E-mail: pavel.ryjacek@fsv.cvut.cz

Aktuální poznatky z diagnostiky ocelových nosných konstrukcí

doc. Ing. Pavel Ryjáček, Ph.D. a kolektiv řešitelů
Fakulta stavební ČVUT v Praze

1. Úvod

Příspěvek popisuje výsledky podrobných průzkumů ocelových železničních mostů, které byly provedeny v druhé polovině roku 2017. Jednalo se o celkem o podrobné prohlídky a diagnostické průzkumy 20 nosných konstrukcí celkem 9 mostů. Rozsah průzkumů byl prováděn tak, aby poskytl podklad pro následné přepočty zatížitelnosti nosných konstrukcí v kategorii „C“. Současně v roce 2017 byly provedeny dva přepočty zvolených železničních mostů z této skupiny.

2. Přehled provedených průzkumů

S ohledem na velký rozsah podrobných průzkumů byla pro všechny konstrukce stanovena jednotná metodika tak, aby získané výsledky odpovídaly potřebě statických přepočtů zatížitelnosti a byly vzájemně srovnatelné. Veškeré průzkumy se podařilo provést v krátkém rozmezí pouhých 5 měsíců, terénní práce na 4 rozsáhlejších objektech byly prováděny s pomocí revizní skupiny SŽDC. Současně byly dva z uvedených mostů přepočteny a byla zde stanovena zatížitelnost a přechodnost.

Tabulka 1 – Přehled diagnostikovaných mostů

TÚ	Evid. km	Místní název	Rozpětí
2101	74,798	Morava u Kojetína	L = 35,68 + 47,60 + 35,68 m, příhradová NK s dolní mostovkou
1331	75,540	Přes Moravu u tunelu	L = 18,90, příhradová NK s horní mostovkou

TÚ	Evid. km	Místní název	Rozpětí
2191	28,161	Za lomem	L = 19,50, plnostěnná NK s mezilehlou mostovkou
2561	32,544	Langrův nosník přes Ostravici	L = 100,00 Langerův trám
0821	1,508	Chvatěrubák	Langerův trám L = 42 + 81+ 42 m Předpjatá komora L = 3 x 27 m
0206	2,512	Záběhlický	L = 33 + 39 + 33 m, plnostěnná NK s horní mostovkou s žb nespřaženým žlabem, 2 mosty
0581	215,615	Přes Chomutovku v Postoloprtech	L = 20,52 + 20,52 m, plnostěnná NK s mezilehlou mostovkou
0502	200,916	Řeka Ohře u Libočan	L = 58,00 + 58,00 m, příhradová NK s mezilehlou mostovkou
2362	25,938	Potok „Luženský“ a polní cesta	L = 38,0 + 38,0, 2 mosty Příhradová NK s horní mostovkou

3. Metodika provádění diagnostických průzkumů

Podrobné průzkumy mostů probíhaly za pomoci plošin, revizních lávek, horolezeckými metodami a za pomoci žebříků. Na dvou mostech (Ostrava, Kojetín) byla pro prohlídku částí mostu v blízkosti trakce a ve velké výšce úspěšně použita technologie dronu, který místo kamery nesl dálkově ovládaný fotoaparát s velkým rozlišením.

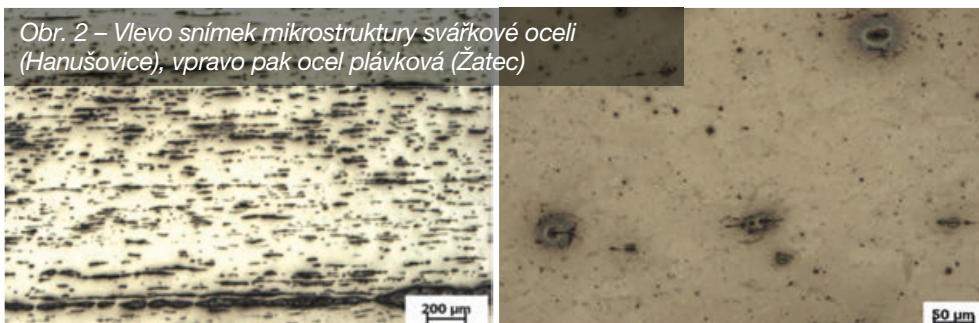
Pro každý prvek byla na základě zkušeností z nedávno prováděných přepočtů různých firem pro SŽDC (Hracholusky, Prostřední Žleb, Červená) zpracována karta, do které byla zaznamenána poškození včetně polohy, a bylo měřeno oslabení. Oslabení koroze bylo měřeno ultrazvukovými přístroji, které byly účelné spíše na zjištění skrytých míst, koroze skryté ve štěrbinách a na rovnějším povrchu. Na poškozených plochách byla neoptimálnější metoda za pomoci klasické šuplery. Oslabení bylo zaznamenáno na konci, začátku a uprostřed každého prvku. Výsledně bylo korozní oslabení zakresleno do přehledného výkresu. Oslabení bylo zjišťováno jak maximální, tedy většinou hloubka korozních důlků, tak i průměrné na každé části průřezu (tedy například stojina, horní a dolní pásnice vlevo a vpravo samostatně). Pro průřezové parametry do statického výpočtu jsou důležité průměrné hodnoty, maximální oslabení pak popisuje spíše celkový stav prvku.

Pro odběry materiálových vzorků byla metodika založena na kombinaci destruktivních a nedestruktivních metod. Destruktivní metody spočívaly v odběru základního materiálu pro reprezentativní typy prvků (plechy, válcované profily, případně prvky různých materiálů a stárí dle dokumentace). Takto bylo odebráno na každém mostě cca 4–6 vzorků.

Obr. 1 – Fotografie ze snímkování dronem a pohled na dron



Obr. 2 – Vlevo snímek mikrostruktury svářkové oceli (Hanušovice), vpravo pak ocel plávková (Žatec)



Na každém vzorku se provedla 3 zkušební tělesa pro zkoušku tahem. Dále na každé NK byly provedeny 2 zkoušky vrubové houževnatosti při $-20\text{ }^{\circ}\text{C}$, 2 zkoušky chemického složení, 2 metalografické rozборы (mikrostruktura), a to pro plech a válcovaný profil. Tento rozsah typů zkoušek považujeme za minimální, aby bylo možné zhodnotit typ a parametry oceli – plávková, či svářková. A takovýto počet zkoušek je nezbytné doplnit rozsáhlejšími nedestruktivními metodami.

Odběrná místa se nalézala na částech mostu, které jsou přístupné a staticky nevyužité, typicky oblasti u ložisek, příruby úhelníků, plechy pásnic za odstupňováním, koutové výztuhy svislic. Bylo by tedy odvážné na základě těchto odběrů vztáhnout výsledky na části mostu, které odebírat nelze. Současně zvýšit počet zkoušek by rovněž nevedlo k výrazně lepší znalosti materiálu NK, neboť by opět byly prováděny v obdobných nevyužitých místech.

Z uvedených důvodů bylo provedeno tvrdoměrné testování celé NK, a to obvykle v 30–40 místech na nosné konstrukci. Zkoušeny byly všechny důležité prvky (svislice, diagonály, pasy, příčníky, podélníky a ztužení). Na každém místě byla provedena série 3 měření, každé o 3 jednotlivých měřeních. Místa byla pečlivě připravena odbroušením PKO a případné koroze až na hladký kov. Místa byla dále volena tak, aby se nacházela v pevných částech v blízkosti výztuh a vyloučilo se rozkmitání prvku od úderu zařízení, které by mohlo zkreslit výsledky. Dále byly zkoušeny prvky kolmo k rovině plechů, řezané hrany s ohledem na ovlivnění při dělení by poskytovaly zkreslené výsledky. Použit byl digitální přenosný tvrdměr KT-C, který umožňuje měřit tvrdost oceli metodou Leeb. Pro měření byla použita sonda typu G – s ohledem na vyšší hmotnost úderníku a menší citlivost na povrchové nedokonalosti.

Výsledné tvrdosti byly převedeny pomocí převodního vztahu mezi HL (tvrdost podle metody Leeb) na pevnost oceli v MPa. Pevnosti pak byly statisticky zpracovány a byl vyhodnocen odpovídající variační součinitel na konstrukci. Vyšší hodnota variačního součinitele byla pak použita pro stanovení součinitele materiálu a následně návrhové meze kluzu.

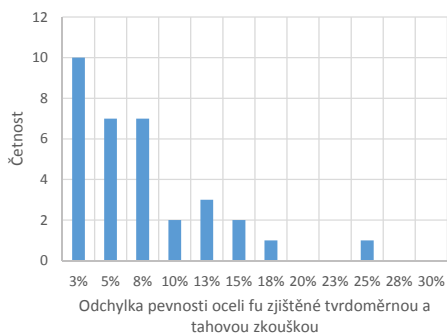
Na zkušebních tělesech byla také porovnána pevnost zjištěná tvrdoměrnou zkouškou (je důležité poznamenat, že byla měřena in situ na mostě kolmo ke vzorku, tedy v reálných a nikoliv laboratorních podmínkách) a pevnost ze zkoušky tahem. Zjištěné odchylky se pohybovaly ve velké většině v rozmezí obvykle do $\pm 10\%$, přičemž průměrná odchylka byla 7,4 %. V jednotlivých případech byly i větší, což může být dáno rozdílnou pevností na povrchu plechu a uvnitř plechu (kde se vyráběla zkušební tělesa), tyto části v tloušťce mají pevnosti a tvrdosti rozdílné.

Přestože je tvrdoměrnou zkouškou měřena pevnost oceli f_u , lze na základě zkoušek a i na základě provedených průzkumů starých železničních mostů, provedených Hołowatym [1], orientačně usuzovat na mez kluzu. Pokud definujeme součinitel $\alpha = f_y/f_u$, můžeme jeho hodnotu zjištěnou zkouškami zobrazit na obrázku 4.

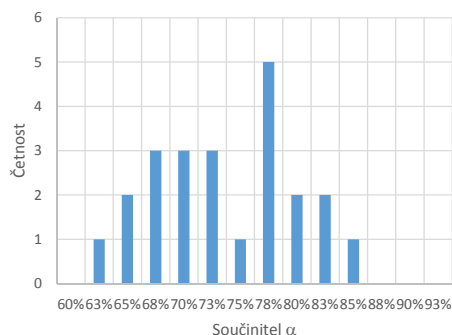
Hołowaty pak na základě velkého množství zkoušek uvádí a doporučuje obdobné hodnoty v závislosti na obsahu uhlíku v oceli:

Tabulka 2 – Vztah mezi součinitelem α a obsahem uhlíku v oceli

$C < 0,02\%$	$\alpha = 0,64$
$C = 0,02 \div 0,05\%$	$\alpha = 0,70$
$C = 0,05 \div 0,10\%$	$\alpha = 0,75$
$C = 0,10 \div 0,15\%$	$\alpha = 0,69$
$C = 0,15 \div 0,20\%$	$\alpha = 0,65$
$C = 0,20 \div 0,28\%$	$\alpha = 0,64$
$C > 0,28\%$	$\alpha = 0,60$



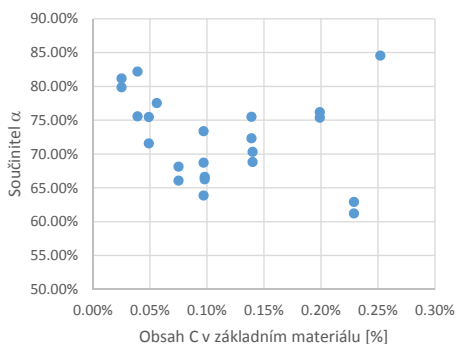
Obr. 3 – Porovnání četností odchylek mezi pevností zjištěnou metodou Leeb tvrdoměrným měřením a konverzním vztahem a pevností ze zkoušky tahem



Obr. 4 – Četnosti součinitele α z provedených zkoušek

Tyto hodnoty jsou v zásadě srovnatelné, co se týče velikosti, uvedená závislost na obsahu C je v našem případě odlišná a nelze ji jednoznačně specifikovat, jak je patrné z obrázku 5. Faktem je, že součinitel β dosahuje vyšších hodnot až 0,84 v případě oceli s velmi nízkým, nebo naopak velmi vysokým obsahem C.

Tato metodika, kombinující destruktivní a nedestruktivní metody, se ukázala jako přiléhavá a účelná, na některých konstrukcích byly odhaleny prvky s pevností cca 260 MPa, což ukázalo na méně kvalitní ocel a výsledně snížilo návrhovou hodnotu meze kluzu. Na jiných mostech naopak dobré výsledky tahových zkoušek společně s velmi podobnými výsledky tvrdosti vedly ke značnému zvýšení návrhové meze kluzu. Ve všech případech ale návrhová vyhodnocená mez kluzu byla vyšší než hodnota z Metodického pokynu (cca v rozmezí od 196,6 do 228,5), přičemž zvýšení meze kluzu oproti MP lze na základě takto podrobné znalosti konstrukce pokládat za dostatečně podložené.



Obr. 5 – Závislost součinitele α na obsahu uhlíku C v základním materiálu pro zkoumané mosty

4. Zjištěné závady zkoumaných mostů

Zjištěné závady v zásadě odpovídají typickým a známým závadám, které se objevují na železničních mostech. S ohledem na rozsah článku je uvedena pouze stručná rekapitulace.

Jedná se o:

- Korozní oslabení, a to na vodorovných plochách styčnickových plechů, vodorovných prvcích ztužení, místa bez odtoku vody, kouty, místa stykání příložek. Obecně však rozsah a stav oslabení byl poměrně přijatelný, v nejhorším stavu byly konstrukce se stářím cca 130 let, ale ani zde nešlo o oslabení hlavních prvků, ale ztužení či případné mostovky.
- Poruchy se vyskytovaly zejména na mostovce, šlo o uvolněné či porušené nýty a šrouby, na jednom mostě pak o prasklé šrouby na styku hlavních nosníků z důvodu chybného spasování při montáži. Dále pak o mezery pod pozednicí, prasklé podložiskové desky.
- Únavové trhliny byly nalezeny pouze na mostovce, a to na podélnících pod mostnicemi (vylamování mostnic) a prvcích kotvení podélníků proti tahovým reakcím. Na nosných prvcích ve staticky významných místech nebyly únavové trhliny nalezeny, kromě mostu v Kralupech. Zde byly nalezeny systematické trhliny v koutových svarech stojiny příčniku k dolní pásnici nad ložiskem. Jde o důsledek únavy a nedostatečného a neprovařeného kořene svaru.

*Obr. 6 – Trhlina na mostě v TU0821 v km 1,508
na styku stojiny a pásnice příčniku nad ložiskem*



*Obr. 7 – Korozní oslabení přičle vodorovného ztužení
a mezera pod podélníkem v uložení na příčník*



5. Závěr

Na závěr lze konstatovat, že rozsáhlá skupina ocelových mostů umožnila použít i některé méně využívané metody diagnostiky a poskytla poměrně dobrý soubor pro porovnání různých poznatků o stavu ocelových mostních konstrukcí. Lze i konstatovat, že celkový stav zkoumaných mostů je z hlediska závad a korozního oslabení lepší, než by se mohlo jevit na první pohled či z fotografií.

Literatura

- [1] Hołowaty, J., Wichtowskia, B.: Remarks on the material testing of historical railway bridges, Steelworks built from 1873 to 1950. EUROSTEEL 2017, September 13–15, 2017, Copenhagen, Denmark

Poděkování

Příspěvek byl zpracován za podpory projektu ŠZDC „Metody expertního hodnocení železničních mostů a stanovení predikčních postupů“.

doc. Ing. Pavel Ryjáček, Ph.D. a kol.

ČVUT v Praze, Fakulta stavební

Tel.: +420 602 250 860

E-mail: pavel.ryjacek@fsv.cvut.cz

Přechodnostní parametry tratí – nová metodika

Ing. Martin Vlasák

SUDOP PRAHA a. s.

Ing. Vladimír Saňák

SŽDC, s. o., GŘ OTH (O13)

Ing. Václav Podlipný

QUANTI s. r. o.

Anotace

Příspěvek je věnován novému systému SŽDC pro zařídování železničních vozidel, vyhodnocování přechodnosti tratí a posuzování mimořádných zásilek. Nový systém pro vyhodnocování přechodnostních parametrů tratí je v souladu se souborem norem ČSN EN (zejména ČSN EN 1991-2 a ČSN EN 15528). Součástí projektu SŽDC byla jak teoretická – metodická část, tak programová – softwarová část, která je v současné době v testovacím provozu.

1. Úvod

Pro ověření přechodnostních parametrů tratí se doposud používal s řadou omezení modul **MQA** ze systému **CASANDRA**, který vznikl na SUDOPU PRAHA v letech 1991–1994 pod vedením kolegů Ing. Davida Krásky a Ing. Tomáše Wanglera. Od doby vzniku však tento systém zastaral jak po stránce změny legislativy, tak po stránce programové vč. komfortu ovládání pro uživatele.

Na základě analýzy původního systému, platné legislativy a potřeb uživatelů byl původní systém přepracován tak, aby umožňoval efektivní činnost pracovníků SŽDC při ověřování přechodnostních parametrů tratí.

V rámci dalšího vývoje je plánováno propojení systému **PPTR** s mostním evidenčním systémem **MES**.

2. Popis systému přechodnostní parametry tratí (PPTR)

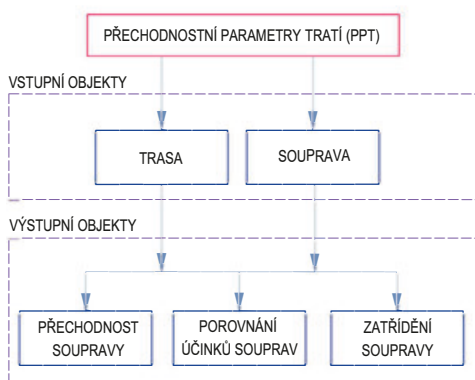
Systém PPTR je koncipován pro kvalifikované uživatele z řad pracovníků SŽDC znalých problematiky přechodnosti tratí. Zejména se jedná o znalost základních normativů v dané problematice:

- Metodický pokyn pro určování zatížitelnosti žel. mostů (MP 2015),
- norma Zatížení mostů dopravou ČSN EN 1991-2,
- norma Železniční aplikace – Traťové třídy zatížení ČSN EN 15 528.

Systém PPTR umožňuje řešit zejména tyto úlohy:

- posouzení přechodnosti libovolné sestavy železničních vozidel (např. mimořádných přeprav),
- posouzení přechodnosti hnacích vozidel pro tabulky traťových poměrů (TTP),
- porovnání účinků více vozidel nebo zatěžovacích schémat (od roku 1870 do 2017),
- zařazení vozidla nebo soupravy dle ČSN EN 15 528.

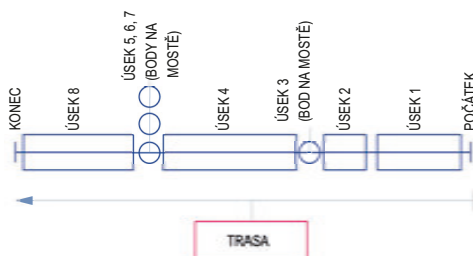
Systém **PPTR** je tvořen na bázi samostatných objektů, které na sebe vzájemně navazují. Tvorba a správa těchto objektů je však nezávislá. Systém se skládá ze vstupních a výstupních objektů.



Obr. 1 – Schéma základní funkcionality systému PPTR

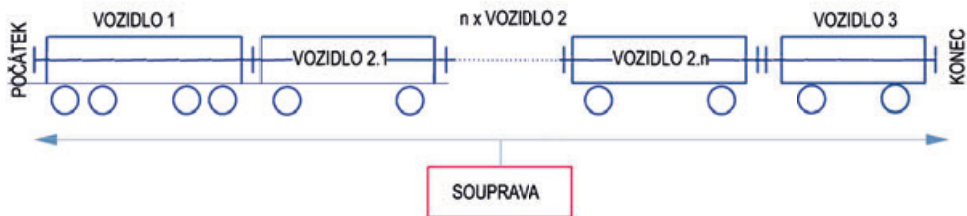
Vstupní objekty (TRASA, SOUPRAVA) jsou pro přípravu dat dále členěny na podobjekty. V podobjektích jsou zadávány vstupní parametry, tzn. definice zadání (např. rozměry a typy částí mostu, rozměry a účinky vozidel, definování tras, definování souprav apod.), a vedeny databáze s těmito údaji (oficiální – základní a uživatelské).

Ve výstupních objektech (PŘECHODNOST SOUPRAVY, POROVNÁNÍ ÚČINKŮ SOUPRAV, ZATŘÍDĚNÍ SOUPRAVY) se provádí výběr dat ze vstupních objektů, resp. podobjektů. V těchto objektech je provedeno zadání dat pro vlastní výpočet (okrajové podmínky provozu, výběr normativu apod.).



Obr. 2 – Schéma řazení ÚSEKŮ do TRASY

V objektu TRASA jsou zadávány vstupní informace o posuzovaném místě, tzv. ÚSEKU. ÚSEK může zahrnovat více míst (např. skupinu mostů) nebo pouze jedno konkrétní místo na mostní konstrukci (např. příčník/podélník/oblouk/trám/desku apod.).



Obr. 3 – Schéma řazení VOZIDEL do SOUPRAVY

V objektu SOUPRAVA jsou zadávány vstupní informace o uvažovaném zatížení, tzn. VOZIDLECH. Vybraným vozidlům jsou následně doplňovány další provozní údaje. Používány jsou aktuální uložené údaje z databáze vozidel, to znamená, že data o vozidle zařazeném do SOUPRAVY jsou vždy aktuální.

3. Popis metodiky systému PPTR

Systém PPTR pracuje na elementárním principu vzájemného porovnávání svislých účinků. Vždy je třeba definovat porovnávané hodnoty svislých účinků. Obecně lze porovnání vyjádřit vztahem:

$$\lambda_1 = E1 / E2,$$

kde λ_1 - účinnost SOUPRAVY 1,
 $E1$ - představuje svislý účinek SOUPRAVY 1,
 $E2$ - představuje svislý účinek SOUPRAVY 2.

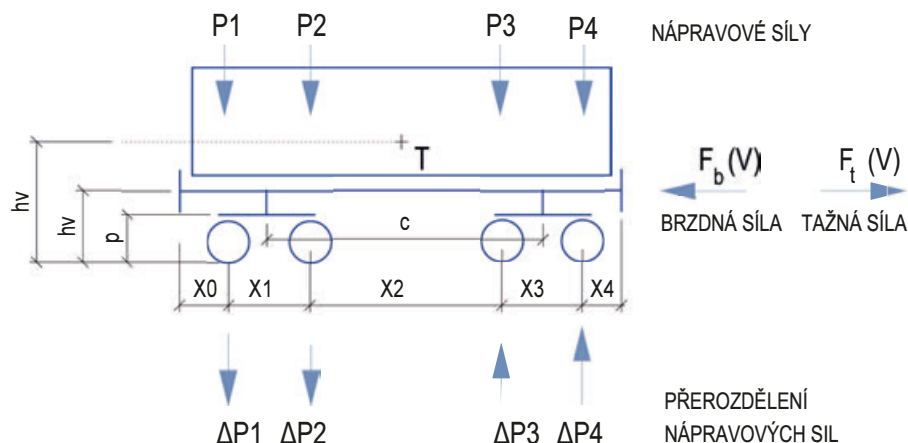
Na základě hodnoty účinnosti je v programu vyhodnocen hledaný výsledek.

Při stanovování svislých účinků SOUPRAVY jsou uvažovány zejména tyto parametry:

- vnitřní veličina (V posouvající síla, M ohybový moment, obecná/libovolná veličina),
- geometrické informace o prvku (rozměry, část mostní konstrukce),
- geometrické informace o vozidle (nápravové síly vč. jejich přerozdělení vlivem tahu a brzdění),
- geometrické údaje o SOUPRAVĚ (řazení vozidel, stav ve službě/mimo službu),
- údaje o rychlosti SOUPRAVY,
- údaje o přechodnosti/zatížitelnosti prvku,
- dynamický součinitel,
- mezní stavy (součinitele spolehlivosti pro MS únosnosti/použitelnosti),
- normativ (předpisy a normy od roku 1870 až po současnost).

Vztahy pro přerozdělení nápravových sil vozidla vlivem tahu a brzdění se v systému PPTR využívají pro stanovení zatížení vozidlem. Velikost přerozdělení je závislá zejména na

rychlosti V , schématu podvozku a na výšce působení vodorovných sil h_v . Na základě konstrukce podvozku (schéma podvozku) byly odvozeny obecné vztahy pro výpočet přerozdělení nápravových sil vlivem brzděné síly nebo tahu pro vozidla v databázi systému PPTR.



Obr. 4 – Schéma podvozku – přerozdělení nápravových sil vlivem brzděné síly nebo tahu

4. VÝSTUPY SYSTÉMU PPTR

V rámci systému PPTR jsou z každého výstupního objektu připraveny výstupové protokoly, které dokumentují v přehledových tabulkách a grafech vypočtené hodnoty. Systém PPTR je vytvořen jako webová aplikace pro cca 30 uživatelů na platformě databáze ORACLE. Systém PPTR má modulární architekturu a bude pracovat na serverech SŽDC na platformě MS Windows v rámci intranetu SŽDC. V současné době je systém PPTR v testovacím provozu.

Ing. Martin Vlasák

SUDOP PRAHA a.s., středisko mostů

Tel.: +420 267 094 462

E-mail: martin.vlasak@sudop.cz

Leica Nova MS50

Robotická totální stanice a 3D laserový skener v jednom přístroji

Technologie:

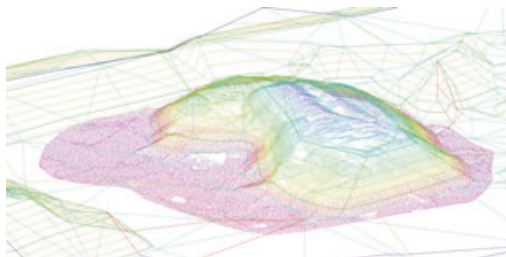
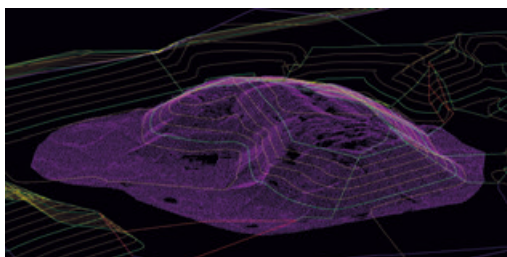
- mergeTECH: integrované 3D skenování v totální stanici s rychlostí až 1000 b/s do 300 m,
- dosah skenování až 1000 m, milimetrová přesnost skenování,
- super rychlý bezhranolový dálkoměr R2000 s dosahem až 2000 m,
- 2 kamery: 20 Hz širokoúhlá pro asistenci měření a pořizování panoramatických obrázků, 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 měřicí tlačítka	
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

Sřředisko 204 inženýringu a geodézie

Vedoucí střediska: Ing. Roman Čítek

tel.: 267 094 100, e-mail: roman.citek@sudop.cz

Rekonstrukce tunelu Alter Kaiser-Wilhelm v Německu

Ing. Jiří Matějčík, Ing. Jiří Patzák

Subterra, a. s.

1. Abstrakt

Článek popisuje stavbu „Rekonstrukce tunelu Alter Kaiser-Wilhelm“ v Německu (AKWT). Tento železniční tunel leží na trati Koblenz – Perl a jeho stáří je přibližně 140 let. Rekonstrukce spočívala v kombinaci sanace původní kamenné obezdívky a výstavby nového definitivního ostění z vyztuženého vodostavebního betonu. Profil tunelu byl zmenšen ze stávajícího dvukolejného na profil jednokolejný. Druhá kolej je v současnosti provozována v novém, paralelně vybudovaném tunelu (NKWT), zprovozněném v dubnu 2014. Generálním zhotovitelem stavby je Subterra a. s., Praha.

2. Úvod

Tunel je součástí koridorové trati Koblenz – Perl. Cílem výstavby nového a rekonstrukce starého tunelu je zvýšení bezpečnosti provozu na trati – nahrazení dvukolejného tunelu dvěma jednokolejnými – a tím dosažení standardu provádění tunelových staveb na koridorových tratích.

Tunely AKWT a NKWT jsou po vzdálenosti 500 m navzájem propojeny celkem osmi tunelovými propojkami.

Rekonstrukce AKWT je rozmanitá, velmi členitá a svým způsobem ojedinělá stavba, protože kombinuje prvky rekonstrukce starého tunelu s prvky výstavby tunelu nového.

3. Základní údaje o stavbě

Název stavby: Erneuerung Alter Kaiser-Wilhelm-Tunnel, VP 07

Investor stavby: DB Netz AG

Trat': 3010 Koblenz – Perl

Umístění stavby: Cochem (severní portál), Ediger-Eller (jižní portál), Porýní – Falc

Délka tunelové trouby: 4205 m

Materiál ostění: řádkové kamenné zdivo, střídavě pískovec a břidlice

Termíny stavby: červen 2014 (zahájení prací v tunelu), prosinec 2016 (předání hrubé stavby), červen 2017 (zprovoznění tunelu)

4. Historie tunelu

Výstavba AKWT začala v roce 1874. Prorážka proběhla v roce 1877. Do provozu byl tunel oficiálně uveden v srpnu 1879 (zprovoznění traťového úseku).

Až do roku 1988 byl AKWT nejdelším železničním tunelem v Německu. Jeho výstavbou byla zkrácena trasa mezi Cochemem a obcí Neef z původních 30 km na 5 km. Tuto zkratku tvoří kromě AKWT ještě ocelový dvoukolejný most přes řeku Moselu a tunel Petersberg dlouhý 367 m.

S nárůstem počtu vlaků, nasazením výkonnějších a rychlejších lokomotiv a tedy se zvýšenou exhalací zplodin musel provozovatel již počátkem 20. století vyřešit problém s odvětráním tunelu. Řešením bylo roku 1904 zabudování dvojice ventilátorů o průměru 3,5 m na cochemském portálu. Tyto ventilátory však nebyly svým výkonem dostačující. Proto byla v letech 1913–1915 vybudována odvětrávací šachta o průměru 4 m a hloubce 230 m cca ve třetině tunelu směrem od ellerského portálu. V roce 1937/1938 byly dva velké ventilátory nahrazeny deseti výkonnými turbínovými ventilátory.

V roce 1974 byla trať elektrifikována. Větrací šachta tím pozbyla na významu, bylo ale nutné vyřešit její nechtěnou funkci sběrné šachty pro podzemní vodu v okolí. Sanace by byla příliš náročná, bylo tedy rozhodnuto šachtu zaplnit a nahoře zaslepit.

4.1 Nový tunel (NKWT)

Nový tunel Kaiser Wilhelm byl vyražen paralelně s AKWT technologií TBM o průměru štítu 10,15 m (světlý profil tunelu má průměr 8,8 m). Ostění tunelu je vybudováno ze železobetonových tybinků tloušťky 40 cm.

Realizace trvala od srpna 2008 do dubna 2014. V tunelu je železniční svršek řešen pevnou jízdní dráhou, která v případě nehody umožňuje pojezd kolových zásahových vozidel.

5. Technické řešení

5.1 Základní koncepce

Rekonstrukce spočívala v zabudování nového definitivního ostění z vodostavebního železobetonu do původní obezdívky AKWT. Za tímto účelem byla stávající zděná klenba plošně reprofilována. Minimální tloušťka nového definitivního ostění je 40 cm.

Dno tunelu bylo prohloubeno o cca 1,5 m (nové definitivní ostění bylo navrženo s protiklenbou), stávající odvodnění bylo nahrazeno novým.



Oba historické, památkově chráněné portály budou zachovány a bude provedena jejich sanace včetně restaurování kamenných skulptur.

5.2 Demontáž vstrojení tunelu

Před zahájením hlavních stavebních prací bylo nutno provést demontáž veškerého vstrojení tunelu (trakční vedení, zabezpečovací a sdělovací zařízení včetně kabelových vedení, osvětlení, požární suchovod, kolejový svršek, původní odvodnění).

5.3 Zajištění stávajícího kamenného ostění

Před zahájením profilačních prací byl na návrh Subterra a. s. optimalizován navrhovaný tvar definitivní obezdívky. Světlý profil tunelu byl snížen ve vrchlíku klenby cca o 22 cm (při dodržení normového průjezdného profilu). Pozitivním důsledkem této optimalizace byla významná redukce bouracích prací.

Původní obezdívka tunelu byla geodeticky zaměřena pomocí 3D scanneru. Vyhodnocením stávajícího profilu vůči projektované geometrii nového ostění byl určen rozsah profilačních prací. Jedná se o dva základní případy – podprofil (plošné odbourání a následná profilace) nebo nadprofil (plošné vyplnění prostoru stříkaným betonem).

5.4 Podprofil

Původní ostění bylo ofrézováno nebo ubouráno a zajištěno stříkaným betonem tloušťky minimálně 5 cm. Pro tyto práce bylo definováno 6 technologických tříd, v závislosti na hloubce zásahu do ostění, rozsahu profilované plochy a na stavu kamenné obezdívky.



Obr. 2 – Tunelová pila s kinematikou uzpůsobenou pro práce v tunelu

Nejtěžší technologická třída profilace podprofilu znamenala v podstatě kompletní náhradu stávající kamenné obezdívky. Délka jednotlivých záběrů v oblasti klenby byla omezena na 0,8 m. Zajištění výrubu bylo prováděno pomocí radiálních samozávrtných kotev délky 5,0 m, příhradových rámců, svařovaných sítí a stříkaného betonu. Pro zajištění stability stávající kamenné klenby v průběhu bouracích prací bylo prováděno radiální nařezávání obezdívky do hloubky až 0,4 m. Řezání probíhalo pomocí tunelové pily s diamantovým kotoučem a s kinematikou uzpůsobenou tunelovému profilu (viz obr. č. 2).

Ostatní technologické třídy byly navrženy s jednou vrstvou výztužných sítí. Po ofrézování ostění byly sítě přikotveny a plocha zastříkána betonem tloušťky 5 až 15 cm.

Frézování probíhalo pomocí rotačních roubíkových fréz namontovaných na pásových bagrech. Technologie frézování se obecně doporučuje u materiálů s pevností do 60 MPa. I přes laboratorně zjištěné vysoké pevnosti hornin tvořících kamenné zdivo (až 170 MPa) bylo frézování vyhodnoceno jako nejefektivnější technologie pro plošné ubourání obezdívky.

5.5 Nadprofil

V oblastech nadprofilů byla prováděna vrstva výplňového stříkaného betonu v tloušťkách od 5 do 40 cm.

Plochy, kde nebylo prováděno frézování nebo jiný zásah do obezdívky, byly v předstihu tlakově otryskány. Tato technologie byla velmi náročná jak z hlediska samotného provádění prací (např. nutnost vybavit pracovníky nadstandardními ochrannými pomůckami), tak z hlediska kontroly kvality otryskaných ploch. I přes různorodost povrchu obezdívky

(kamenné zdivo, stříkaný beton různého stáří a různé kvality) a přes ztížené pracovní podmínky bylo dosahováno poměrně velkých denních výkonů. Celková otryskaná plocha byla cca 60 000 m². Doba realizace byla celkem 3 měsíce.

5.6 Drenážní pásy

Před aplikací stříkaného betonu byly na původní obezdívku osazovány drenážní pásy šířky 1 m. Pásy byly osazeny v pravidelných rozestupech 10 m a jsou napojeny do středové drenáže ve dně. Jejich účel je zachovat v nejvyšší možné míře drenážní funkci tunelu, resp. minimální dopad rekonstrukce na režim spodních vod v nadloží tunelu. V úsecích, kde proběhly výplňové injektáže za obezdívkou, byly drenážní pásy doplněny vějířem vystrojených odlehčovacích vrtů Ø 150 mm.

5.7 Stabilizace obezdívky cementovými injektážemi

Původní projekt počítal se zpevněním základky cementovými injektážemi pouze v oblasti portálu Cochem na délce cca 20 m a dále u tunelových propojek do NKWT pro zajištění stability ostění při jejich rozšíření.

Po zahájení vrtných prací pro injektáže na severním portálu bylo zjištěno, že tloušťka kamenné obezdívky je v některých úsecích výrazně menší, než bylo uváděno v zadávací dokumentaci. Investorem byl okamžitě odsouhlasen rozsáhlý doprůzkum. Po zavedení zjištěných skutečností do statického výpočtu bylo rozhodnuto o podstatném navýšení rozsahu injektážních prací. Celkem bylo zainjektováno cca 20 % délky tunelu, jednalo se zejména o příportálové oblasti a dále oblasti u propojek a výklenků pro napínací zařízení trakčního vedení.

Celková doba realizace injektážních prací byla 8 měsíců, spotřebováno bylo cca 6 200 m³ injektážní směsi.

5.8 Prohloubení a zajištění dna

Z hlediska geologických poměrů je tunel rozdělen na dvě části. Přibližně polovina tunelu od severního portálu se nalézá v tzv. spodním Cochemském souvrství, kde převažují jílovité břidlice s tenčími lavicemi pískovců a prachovců. Druhá polovina tunelu prochází tzv. Singhofenským souvrstvím, kde je významně vyšší podíl jílovců a prachovců oproti břidlicím.

Původní projektová dokumentace rozdělovala ražbu dna na čtyři technologické třídy S4.1. až S4.4., v závislosti na geotechnických podmínkách. Tyto třídy se lišily maximální přípustnou délkou záběru (3 m až 15 m), minimální tloušťkou zajištění stříkaným betonem (15 cm až 25 cm) a vyztužením (bez výtzuže, s jednou nebo dvěma vrstvami svařovaných sítí). Prognóza, založená na inženýrskogeologickém průzkumu, začlenila 70 % délky tunelu do tříd S4.2. nebo S4.3. (délka záběru 10 m, resp. 5 m). Plánované denní postupy byly v průměru 30 m za den.

Po vyražení prvních 300 m tunelu bylo zjištěno, že základová spára stávající obezdívky je o cca 1 m výš, než bylo uváděno v podkladech, které byly součástí zadávací dokumentace. Práce byly přerušeny, projektant znovu provedl posouzení stability a po vyhodnocení výsledků zavedl novou technologickou třídu ražby S4.6., se zajištěním ze stříkaného betonu

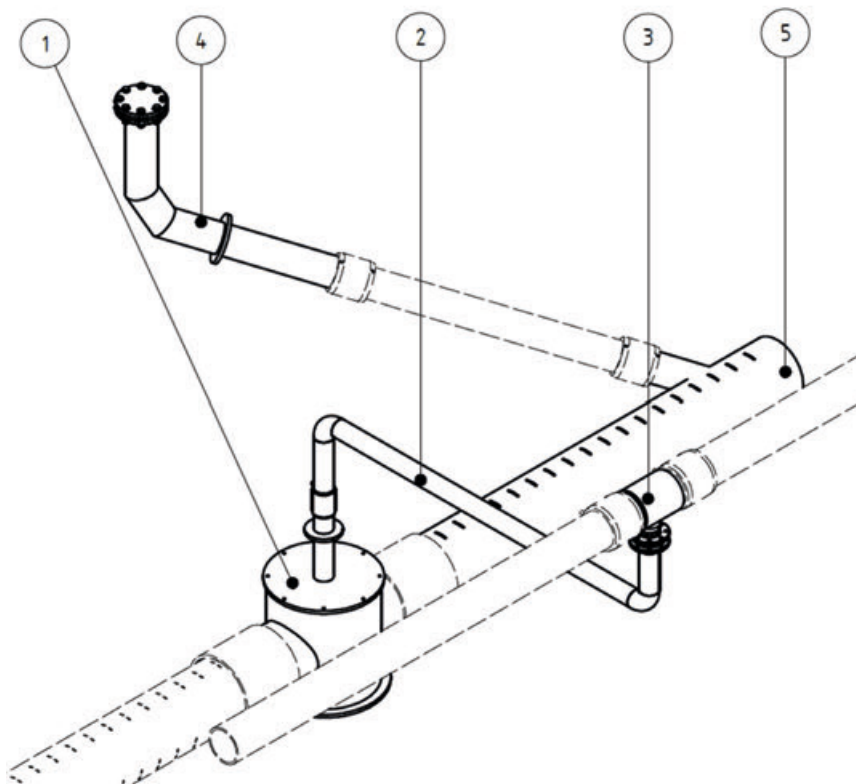
minimální tloušťky 20 cm a se dvěma vrstvami výztužných sítí. Zásadní změnou oproti původním třídám bylo doplnění zajištění výrubu dna o samozávrtné kotvy IBO R51 délky 4 m.

Kotvy byly prováděny v předstihu před výrubem dna na samostatném pracovišti. Pokud byl výrub takto předzajištěn, bylo možné razit dno po záběrech délky 10 m. Díky těmto dvěma faktům byly i přes výrazně složitější zajištění výrubu a komplikovanou logistiku dopravy materiálů dosahovány postupy ražby až 20 m denně.

Ražba probíhala strojním způsobem pomocí tunelového bagru s impaktorem (s hydraulickým kladivem).

5.9 Odvodnění tunelu

Celý traťový úsek, jehož součástí je tunel, klesá směrem od Elleru ke Cochemu. Sklonové poměry jsou z hlediska odvodnění nevýhodné – výškový rozdíl mezi portály je 14 m, což na délce 4205 m znamená průměrný podélný sklon pouze 0,3 %. Aby byla zachována



Obr. 3 – Odvodnění tunelu ve 3D

1 – sběrná šachta, 2 – propojovací potrubí DN110, 3 – odvodňovací potrubí DN225/180, 4 – čistící potrubí DN180, 5 – drenážní potrubí DN400/DN225

drenážní funkce tunelu, bylo nutné zvolit takové řešení odvodnění, které umožní odtok podzemní vody samospádem po celé délce tunelu, potrubím s dostatečnou kapacitou.

Podzemní voda nebude z tunelu odváděna přímo středovou drenáží. Po vzdálenostech 50 m byly na drenáži osazeny plastové sběrné šachty, z nichž je voda pomocí trubek zabetonovaných do protiklenby odvedena do podélně uloženého odvodňovacího potrubí. To je zabetonováno v pravém banketu a v definitivním stavu bude napojeno na povrchové odvodnění mimo tunel.

5.10 Definitivní ostění

Definitivní ostění bylo navrženo z litého železobetonu C30/37 XC4 XF1 XA1 WU 30. Je děleno na dilatační celky o délce 10 m. Z důvodů zvýšení požární odolnosti byl pro horní klenbu použit beton s příměsí polypropylenových vláken.

Spodní klenba byla betonována s využitím ztraceného bednění. Použití těchto elementů urychlilo betonáž, navíc jejich dvoudílné provedení usnadňovalo osazení spárových těsnících pásů.

Instalace výztuže horní klenby probíhala z armovacího vozu, k němuž byl připojen zásobovací vůz. Ten byl vybaven zdvihacím zařízením pro paletový výměnný systém o nosnosti 6 tun.

Horní klenba byla betonována pomocí dvou betonážních komplexů sestávajících celkem z 15 vozů. Po zvážení možných variant rozvinutí betonážních prací v tunelu byla zvolena varianta, kdy první bednicí komplex prováděl pouze „sudé“ bloky, druhé bednění pak pouze bloky „liché“.

Receptury betonů horní klenby byly zpracovány ve více variantách, které umožňovaly reagovat na teplotní změny prostředí v tunelu a dodržet požadované časy pro odbednění forem.

Hodnota pevnosti betonu pro odtržení formy byla 3 MPa. Tato hodnota byla doložena statickým výpočtem a byla kontrolována kyvadlovým Schmidtovým kladívkem.

Pracovní spáry mezi spodní a horní klenbou jsou těsněny spárovými plechy. Dilatační spáry mezi jednotlivými bloky jsou těsněny vnitřními spárovými pásy z elastomeru s ocelovými pásnicemi. Ve všech spárách byly osazeny injektážní hadičky pro možnost případných těsnících injektáží.

Mezi primárním ostěním ze stříkaného betonu a definitivním ostěním z litého betonu byla zabudována separační vrstva z bublinkové PE fólie.

5.11 Sanace historických portálů

Sanační práce na historických portálech Cochem a Ediger-Eller sestávají z čištění a částečné výměny kamenného zdiva, z kompletního přespárování, z výplňové injektáže volných zdív a z restaurátorských prací na kamenných skulpturách (orlice) a reliéfních deskách. Část sanačních prací na portálu Ediger-Eller je prováděna za drážního provozu.



6. Atypické aspekty projektu

Na závěr malé shrnutí zajímavých technických aspektů této stavby.

Vnější podmínky (zejména délka tunelu, rozsah a umístění ploch zařízení staveniště, smluvní termíny dokončení) do značné míry determinovaly i logistiku stavby. Zatímco na ellerské straně byla k dispozici poměrně velká plocha pro zařízení staveniště, prakticky neomezený příjezd do tunelu a mezideponie, v Cochemu téměř žádný manipulační prostor před tunelem nebyl. Z důvodu nutnosti dodržení termínů musely veškeré pracovní operace probíhat paralelně a většina materiálů byla navážena po mostní konstrukci v centru historického města. Teprve po dokončení betonáže protiklenby byl tunel průjezdný pro nákladní vozidla a zásobování bylo možno realizovat z výhodnější strany jižního portálu.

Všechny pracovní postupy – ražba a zajištění protiklenby, pokládka kluzné vrstvy, instalace výztuže, spárových plechů a pásů, injektážních hadiček, montáž prvků odvodnění, betonáž – probíhaly paralelně. Při požadovaném maximálním denním výkonu to znamenalo, že nesmělo dojít k přerušení dodávek jednotlivých materiálů, bylo nutné detailně koordinovat jednotlivé činnosti, neustále hledat časové rezervy a úspory, a to vše při zajištění požadované kvality prováděných prací pod dohledem náročného investora.

Ing. Jiří Matějčíček

Subterra, a.s.

Tel.: +420 725 058 207

E-mail: jmatejcek@subterra.cz

Ing. Jiří Patzák

Subterra, a.s.

Tel.: +420 602 506 817

E-mail: jpatzak@subterra.cz

Modernizácia železničnej trate na úseku Púchov – Považská Bystrica – tunely Diel a Milocho

Ing. Ján Kušnír

REMING CONSULT a.s.

Tak ako v Čechách tak aj na Slovensku je ešte stále možné čerpať financie na rozvoj infraštruktúry z európskych fondov, resp. operačných programov. Do operačného programu Integrovaná infraštruktúra na roky 2014 až 2020 bola zahrnutá stavba modernizácie železničnej trate z Púchova po Považskú Teplú na rýchlosť 160 kilometrov za hodinu. V rámci železníc Slovenskej republiky ide o technicky najzložitejšiu stavbu od Bratislavy po Žilinu. A práve tunely Diel a Milocho sú toho dôkazom.

1. Všeobecné informácie o stavbe

Jedným z troch paneurópskych železničných koridorov definovaných na Kréte v roku 1994 je koridor Va – v úseku vetvy A – Bratislava – Žilina – Čierna nad Tisou (obr. č. 1). Do tohoto úseku patrí od mesta Púchov po Považskú Teplú popisovaná stavba. Dĺžka úseku je v existujúcom trasovaní 18,742 km, v navrhovanom trasovaní (po modernizácii) 15,928 km. Skrátenie železničnej trate po modernizácii predstavuje 2 814 m k existujúcemu stavu.

Medzi rozhodujúce parametre modernizovanej trate patrí dosiahnutie priechodnosti trate pre kinematický obrys vozidla UIC GC a dosiahnutie minimálnej požadovanej rýchlosti 160 km/hod. Toto sa dá dosiahnuť znížením výškových rozdielov vedenia trate a vyrovnaním smerového vedenia, z čoho vyplýva potreba nových umelých stavieb, medzi ktorými sú rozhodujúce tunely a mosty. Na tomto úseku vznikli v postupnom procese projektovania cez všetky stupne prípravy dva tunely rôznej dĺžky no podobnej konštrukcie.

Koridor stávajúcej aj navrhovanej modernizovanej železničnej trate v úseku Púchov – Považská Teplá je situovaný do údolnej nivy rieky Váh, pričom nová trasa prekonáva morfológické vyvýšeniny v meandri Váhu tunelmi Diel a Milocho. Kanál Váhu, rieku Váh a VN Nosice prekonáva mostnými objektami.

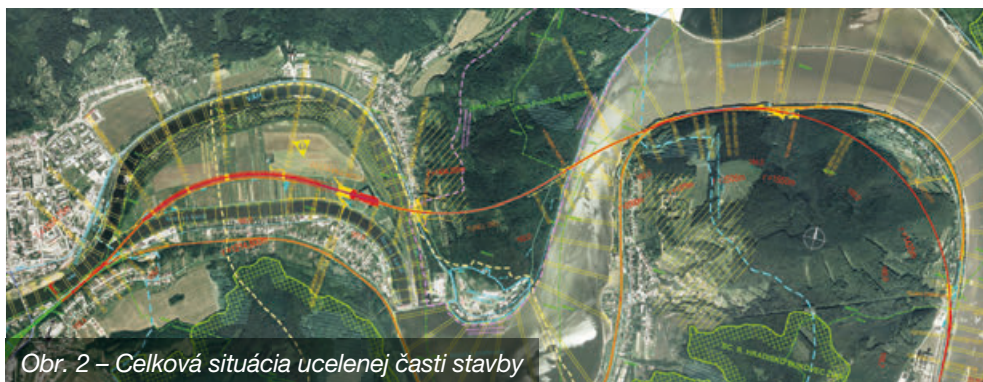
*Modernizácia železničnej trate na úseku
Púchov – Považská Bystrica – tunely Diel a Milochovej*



Obr. 1 – Mapa železničných koridorov

Územie je pokryté prevažne kvartérnymi sedimentami, lokálne v miestach zárezov na povrch územia vystupujú mezozoické horninové komplexy. Kvartérne sedimenty sú v hodnotenom území zastúpené prevažne fluvialnými náplavmi (prevažne ílmi, pieskami a hlinami), sedimentami korytovej fácie (štrky a piesky) a sedimentami pleistocénnych riečnych terás (prevažne ílovité štrky). Pokryv priľahlých svahov a terás je tvorený deluviálnymi ílmi a hlinami a suťami rôzneho charakteru. Najmä v oblasti Považskej Bystrice a Púchova sa hojne vyskytujú antropogénne (stavebné navážky a smetiská) sedimenty. Podložie skúmaného územia je budované horninami mezozoika bradlového pásma s dominantným zastúpením flyšoidných ílovcov, slieňovcov, pieskovcov a zlepcov. V mieste mosta cez kanál Váhu v Púchove (Nosicach) boli zistené vápence bradlového pásma. Tektonická stavba – hlavne stupeň porušenia hornín a orientácia puklinových systémov – bude výrazne ovplyvňovať podmienky razenia tunelov.

V súčasnosti na oboch tuneloch prebiehajú stavebné práce. Na tuneli Diel je zhotovený západný portál a razí sa tunelová rúra. Na tuneli Milochovej sa pripravujú na oboch stranách portáli na razenie.



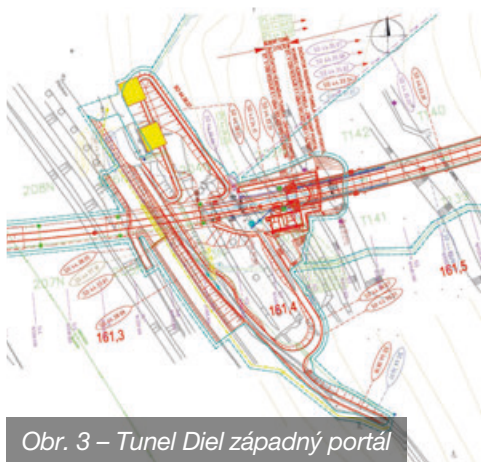
Obr. 2 – Celková situácia ucelenej časti stavby

2. Tunel Diel

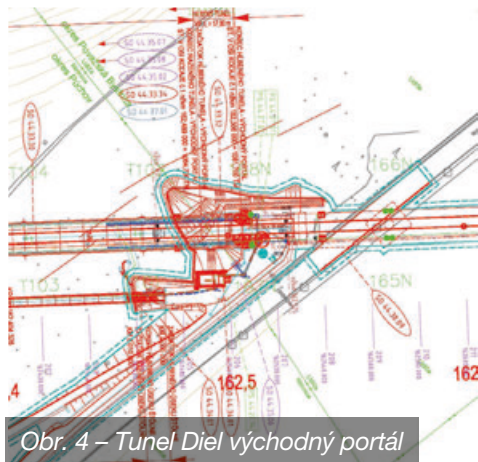
Tunel Diel je navrhovaný s celkovou dĺžkou 1081,700 m. Prechádza masívom vrchu Diel, ktorý tvorí centrálnu časť meandru Váhu v tomto úseku jeho toku.

Tunelová rúra je rozdelená na úseky budované razením a hĺbením. Hĺbené úseky sú budované v otvorenej stavebnej jame na oboch portáloch, ktoré budú následne zasypané. Povrch zásypaní bude rekultivovaný zatrávnením a vhodnou výsadbou kríkov a drevín, tak aby charakter prírodného prostredia bol zachovaný.

Razená časť tunela bude realizovaná v zmysle zásad Novej rakúskej tunelovacej metódy (NRTM) s použitím mechanického rozpojovania pomocou tunelbagra v priortálových oblastiach. Trhavinové rozpojovania sa bude používať po zarazení sa tunelovej rúry do kompaktniejšieho horninového masívu.



Obr. 3 – Tunel Diel západný portál



Obr. 4 – Tunel Diel východný portál

Tunelové ostenie je navrhnuté dvojplášťové tvorené primárnym a sekundárnym ostentím, oblúkového tvaru.



Obr. 5 – Západný portál tunela Diel

Bezpečnosť tunela je dosiahnutá radom konštrukčných a technologických opatrení. Na základe požiadavky predpisu TSI-INS, TSI-SRT (2008/163/ES) bude tunel Diel vybavený únikovou štôľňou dl. cca. 304,150 m a priečnym prepojením do tunelovej rúry dl. cca. 21 m. Profil priečneho prepojenia je totožný s profilom únikovej štôľne. Smerové vedenie štôľne je navrhnuté ako polygón súbežne s osou tunelovej rúry. Štôľňa je vyústená na východnom portáli tunela Diel.

V rámci stavby sa tunel rozdelil na 5 objektov, západný portál, východný portál, tunelová rúra, úniková štôľňa a monitoring tunela.

3. Tunel Milochovej

Na preklopenie úpätia vrchu Stavná, južne od miestnej časti Horný Milochovej – mestskej časti Milochovej mesta Považská Bystrica, je navrhnutý nový tunel Milochovej ako dvojkolajný jednorúrovňový tunel pre osobnú i nákladnú železničnú dopravu s najvyššou traťovou rýchlosťou 160 km/h, v prípade vlakových súprav s výkyvnými skriňami s najvyššou traťou rýchlosťou 200 km/h.

Dĺžka tunelovej rúry v jej osi je 1861 m. Trasa tunela je z väčšej časti vedená v extraviláne, do intravilánu miestnej časti Horný Milochovej zasahujú len oblasti portálu únikovej štôľne a východného portálu.



Obr. 6 – Tunel Milochovej západný portál



Obr. 7 – Tunel Milochovej východný portál

Svetlý tunelový prierez je určený združeným tunelovým priechodným prierezom, obojstrannými únikovými cestami, poistným priestorom, obojstranným bezpečnostným priestorom šírky 0,5 m. V zmysle predpisu Ž11 sa pri návrhu uvažoval priechodný prierez C s elektrifikačným nástavcom a obrys vozidla UIC GC. Vzájomná vzdialenosť koľají je 4200 mm. Teoretická plocha svetlého tunelového prierezu tunela nad rovinou neprevyšných temien koľajnicových pásov je 79,71 m².

Súčasťou tunela sú bezpečnostné stavebné prvky, ako obojstranné únikové chodníky šírky min. 1,2 m; bočná úniková štôľňa ako núdzový východ z tunelovej rúry s rozmermi priechodného prierezu 2,25 m x 2,25 m; prístupové komunikácie šírky 4 m k obojom portálom tunelovej rúry a nástupné plochy pre záchranné zložky pri všetkých portáloch, každá > 500 m².



Obr. 8 – Západný portál tunela Milochovej

Ďalšími súčasťami tunela sú požiarno-technické zariadenia, požiarny vodovod s výtakovými stojanmi, požiarna nádrž a automatická tlaková stanica a technologické vybavenie tunela.

Nadložie tunela dosahuje 5–110 m. V etape podrobného prieskumu boli odvrátené prieskumné diela. Novonavrhovaná trasa bola ďalej preskúmaná povrchovými geofyzikálnymi meraniami a inžinierskogeologickým mapovaním. Pre zhodnotenie boli využité i archívne prieskumné diela zo širšieho okolia.

Tak ako tunel Diel, aj tunel Milochovej bol rozdelený na viaceré stavebné objekty.

4. Záver

V tomto príspevku som chcel prezentovať základné údaje o dvoch v súčasnosti na Slovensku budovaných železničných tuneloch a dúfam že to nebudú na dlhú dobu posledné takéto stavby v sieti železníc. Tunel sa totiž pre európskych úradníkov začína zdať ako zbytočne drahé dielo a preto sa poľavuje v predstavách modernizácie, kedy v miestach kde

*Modernizácia železničnej trate na úseku
Púchov – Považská Bystrica – tunely Diel a Milochovej*

mi mali rýchlosť zvýšiť práve tuneli bude postačujúca rýchlosť v pôvodnom telese a hoci len 90 km/hod.

Zároveň som chcel priblížiť čím momentálne žije stavba, s čím sa musí vyrovnávať a čo musíme postupne v priebehu riešiť.

Literatúra:

- [1] ŽSR – Modernizácia železničnej trate Púchov – Žilina na rýchlosť do 160 km/hod., projektová dokumentácia stupňa DRS a DSPRS, REMING CONSULT a. s., Basler & Hofmann Slovakia, s.r.o., Tarosi s.r.o.
- [2] Podrobný inžiniersko-geologický prieskum, Záverečná správa, CAD-ECO a. s., 2015

Ing. Ján Kušnir

REMING CONSULT a.s., Trnavská cesta 27, 834 01 Bratislava

Tel.: 00421250201808

E-mail: kusnir@reming.sk

Informace o praxi „Geotechnical Baseline Reports“

Ing. Michal Uhrin
SUDOP PRAHA a. s.

1. Úvod

1.1 Záměr příspěvku

Častou příčinou sporů ve stavebnictví jsou tzv. neočekávané podmínky podloží, resp. rozdílný pohled různých stran na to, jaké podmínky jsou očekávané a jaké již ne. Tato problematika je tím významnější, čím významněji ovlivňují geotechnické podmínky návrh a provedení dané stavby. Zcela klíčový vliv má geologické prostředí zejména na ražbu tunelů a provádění obdobných podzemních staveb. Otázky spojené s řešením výskytu neočekávaných základových poměrů se řeší v mnoha zemích světa a z přijatých opatření lze čerpat poučení.

Ve Spojených státech amerických se v reakci na toto téma vyvinula praxe tzv. Geotechnical Baseline Reports (GBRs). Jedná se o geotechnické zprávy zpracované na základě dostupných údajů z průzkumných prací, ale sestavené a koncipované jiným způsobem než běžné průzkumné zprávy. Jsou součástí zadávací a smluvní dokumentace a slouží k pragmatické definici očekávaných podmínek a tím také jako nástroj pro rozlišení, zda skutečně zastižené podmínky jsou nebo nejsou očekávané.

Tato praxe byla původně zaměřená zejména na podzemní stavby, ale vzhledem ke své úspěšnosti získala na popularitě a začala se používat i pro jiné typy staveb s výraznými geotechnickými prvky a prosazuje se i v dalších zemích světa (Velká Británie, Švýcarsko, Hongkong, Singapur, Austrálie, Nový Zéland, Japonsko). Záměrem tohoto článku je informovat o základních rysech této praxe.

1.2 Specifika tunelových staveb

Stavby tunelů jsou liniové, v délce od desítek metrů po desítky kilometrů. Podmínky podloží po délce tunelu se mohou přirozeně měnit. Vzhledem k délce stavby, různým překážkám

na povrchu nebo v podzemní a ekonomickým omezením není často možné podloží po celé délce tunelu dostatečně prozkoumat. Skutečně zastižené poměry při ražbě mají přímý vliv na technologii, postup a cenu prováděných prací.

Tunely se razí cyklickými metodami výstavby a dokončená délka tunelu obvykle slouží jako jediná dopravní cesta na čelbu (pro pracovníky a materiál) a z čelby na povrch (odvoz rubaniny). Pokud v tunelu dojde k mimořádné události, má taková událost přímý dopad na většinu aktivit ražby a může snadno vést k zastavení celé stavby. Tím se podzemní stavby liší od staveb pozemních, u kterých je možné při zastavení práce na jedné části staveniště pokračovat v práci na částech jiných, z důvodu většího počtu přístupových cest a paralelně fungujících pracovišť. To je významné z hlediska harmonogramu a jeho kritické cesty k dokončení stavby.

1.3 Geotechnická rizika

Neočekávané podmínky podloží představují obchodní riziko pro zhotovitele a rozpočtové (resp. termínové) riziko pro investora. Zhotovitel by měl toto riziko ve své cenové nabídce ocenit v závislosti na pravděpodobnosti výskytu a na dopadech, ke kterým při realizaci rizika dojde, tedy jinak řečeno v závislosti na dostupných informacích. To je v praxi velmi obtížné, zvláště pokud jsou rizika neznámá, nejasně definovaná nebo různě interpretovatelná různými stranami. Základem sporů proto bývá rozdílný pohled na to, jaké podmínky jsou očekávané a jaké ne. Tento interpretační rozpor nemusí nastat jen mezi investorem (či jeho zástupci) a zhotovitelem, ale také např. mezi zhotovitelem a jeho subdodavatelem nebo mezi jednou ze zmíněných stran a projektantem. Rozdílnost pohledů může být nepřímou, avšak výrazně komerčně motivovanou, vzhledem k finančním nárokům na kompenzaci při řešení neočekávaných podmínek.

Záměrem investora je obvykle minimalizace investičních nákladů při dodržení požadované kvality díla, příp. minimalizace doby výstavby při dodržení přijatelných nákladů a požadované kvality. Při přípravě stavby lze k tomuto záměru směřovat dvěma cestami:

- a) Za předpokladu, že k neočekávaným situacím nedojde. Pokud se předpoklad nenaplní, přestanou platit (v tomto ohledu) optimistická očekávání stran nákladů a doby provádění a může dojít ke sporům, protože k řešení neočekávané situace chybí praktické nástroje.
- b) Za předpokladu, že k neočekávaným situacím dojit může. S tím souvisí vytvoření časové a rozpočtové rezervy a definice nástrojů, kterými se takové situace budou řešit.

Moderní smluvní vzory jako FIDIC nebo NEC, založené na rozdělení rizik mezi smluvní strany, obsahují nástroje na řešení nepředvídatelných situací. Ve vztahu ke geotechnickým rizikům však tyto nástroje zdaleka nejsou dokonalé. Například u červené knihy podmínek FIDIC ([4]) se k tématu vztahují části 4.10 (Údaje o staveništi) a 4.12 (Nepředvídatelné fyzické podmínky). V části 4.10 je použita (částečně omezená) právní fikce o tom, že zhotovitel obdržel všechny potřebné informace, co se týče rizik a nejistot, které mohou mít vliv na nabídku nebo provedení díla, a že zkontroloval a přezkoumal staveniště, jeho okolí a všechny obdržené údaje a informace a byl s nimi před předložením nabídky spokojený. Část 4.12 pak sice připouští možnost výskytu neočekávaných fyzických podmínek, ale

její praktické uplatnění naráží na již zmíněný problém, jak doložit a zdůvodnit, že zastižené podmínky jsou neočekávané.

Zprávy Geotechnical Baseline Reports byly vyvinuty proto, aby v rámci daných smluvních podmínek sloužily jako dodatečný nástroj pro definici a rozlišení toho, co jsou očekávané podmínky podloží. Napomáhají tak filozofii smluvních vzorů, aby co možná nejširší záběr situací při výstavbě byl řešitelný technicky bez právních sporů.

1.4 Odkazy a historický vývoj v USA

Ve Spojených státech amerických došlo v 70. letech k řadě soudních sporů při podzemních stavbách v souvislosti s neočekávanými podmínkami podloží a obor začal získávat negativní publicitu na veřejnosti. Řešením situace a návrhem opatření se začaly zabývat odborné komise. V roce 1974 byla vydána publikace [3] doporučující mimo jiné, aby na průzkumné práce bylo vynaloženo (1–3) % celkových investičních nákladů stavby. V roce 1997 vydala komora stavebních inženýrů (ASCE) publikaci [2] s pravidly pro GBRs. Ta se v roce 2007 dočkala revidovaného vydání [1], které v současné době představuje základní příručku pro GBRs.

1.5 Geotechnické zprávy

Pomineme-li rešerši (Geotechnical Desk Study), lze se v zahraničí setkat s následujícími typy geotechnických zpráv: faktografickou zprávou zvanou Geotechnical Factual Report nebo Geotechnical Data Report (GDR), interpretační zprávou zvanou Geotechnical Interpretative Report (GIR) a zprávou obsahující parametry pro návrh konkrétních typů konstrukcí nazývanou různě.

Faktografická zpráva obsahuje změřené a zjištěné údaje bez interpretace. Jako taková je právně považována za objektivní a může být součástí zadávací a smluvní dokumentace. Interpretační zpráva je právně považována za subjektivní a k zadávací nebo smluvní dokumentaci se může přiložit „pro informaci“ s tím, že zhotovitel (nebo projektant) ji má možnost zkontrolovat, přezkoumat a provést interpretaci vlastní na základě faktografických údajů a prohlídky staveniště. Zprávu s parametry pro návrh sestavuje projektant (resp. geotechnik projektanta) vlastní interpretací podle principu, že návrh musí být proveden na základě parametrů, se kterými se projektant ztotožňuje.

Geotechnical Baseline Report se sestavuje na základě odlišné filozofie než výše jmenované zprávy, jak bude popsáno v následující kapitole.

2. Geotechnical Baseline Report

Geotechnical Baseline Report (GBR) má sloužit jako pragmatický nástroj pro definici očekávaných podmínek. Jedná se o smluvně-technický dokument shrnující soubor dohodnutých předpokladů o skladbě, parametrech a chování podloží stavby. Spolu s faktografickou zprávou tvoří součást zadávacích a smluvních podmínek a slouží jako podklad pro stanovení nákladů na provedení stavby. Má tak zajistit, aby všichni uchazeči o zakázku stanovovali svou cenu s ohledem na podmínky podloží na stejném základě. GBR obvykle pojednává následující témata:

- Definuje očekávané („výchozí“) podmínky
- Popisuje vliv očekávaných podmínek na návrh a výstavbu
- Identifikuje klíčová rizika stavby
- Rozděluje rizika mezi smluvní strany
- Navrhuje postup v případě výskytu neočekávaných podmínek

Přenos geotechnických rizik z investora na zhotovitele tak omezuje na obor předem definovaných podmínek, čímž GBR přispívá k férovosti smluvního vztahu a slouží jako nástroj k řešení sporů. Motivem je snaha definovat rizikové položky předem a neponechávat je náhodě.

Výchozí podmínky podloží jsou stanoveny jako předpoklad na základě dostupných informací z průzkumů. Protože se jedná o předpoklad, je možné jej stanovit dohodou mezi zpracovatelem GBR (např. projektantem) a investorem. Velmi konzervativní předpoklady vedou k vyšší ceně prací při výběru zhotovitele a nižší pravděpodobnosti výskytu neočekávaných podmínek. Velmi optimistické předpoklady naopak vedou k nižší ceně prací při výběru zhotovitele, ale vyšší pravděpodobnosti výskytu neočekávaných podmínek.

Pokud stavba probíhá v podloží, které odpovídá výchozím podmínkám definovaným v GBR, jsou rizika výstavby plynoucí z geotechnických podmínek na straně zhotovitele. Pokud stavba probíhá v podloží, jehož charakter spadá mimo obor výchozích podmínek definovaných v GBR, jsou rizika výstavby plynoucí z geotechnických podmínek na straně investora. Řečeno jinými slovy: stavba ve výchozích podmínkách nebo příznivějších musí být zahrnuta v rozpočtu zhotovitele, za stavbu v podmínkách méně příznivých lze od investora žádat kompenzaci.

Výše uvedené principy lze ilustrovat následujícím zjednodušeným příkladem: Je třeba vyrazit tunel malého průměru v jílovité zemině. Provádění bude pomocí plnoprofilového štítu. Průzkumem bylo odhaleno, že po trase se v jinak měkké zemině mohou nacházet balvany, které zpomalují ražbu a zvyšují opotřebení nástrojů. Na základě dostupných informací se odhaduje, že po trase ražby se bude vyskytovat 50 až 200 ks balvanů. Výchozí podmínky dohodnuté a uvedené v GBR stanovují, že při ražbě je třeba počítat s výskytem 200 ks balvanů. V takovém případě zhotovitel v rozpočtu nacení ražbu, která počítá s výskytem 200 ks balvanů, a investor ji zaplatí, i když ve skutečnosti bude balvanů zastiženo méně. Výchozí podmínky v GBR by při jiné dohodě mohly stanovit výskyt např. 100 ks balvanů. Pokud by však ve skutečnosti bylo při stavbě zastiženo balvanů více než 100, měl by zhotovitel za počet balvanů přesahující 100 právo na kompenzaci a investor by měl pro kompenzaci mít dostatečnou rozpočtovou rezervu.

Podmínky podloží je možné rozdělit na fyzické a technologické. Fyzické podmínky jsou prakticky nezávislé na technologii výstavby. V případě zemin se může jednat následující parametry: charakter (jemnozrná nebo hrubozrná), pevnost, stlačitelnost, objemová hmotnost, granulometrické složení, vlhkost, plasticita, propustnost, poloha hladiny vody, tlak, teplota, chemizmus nebo rychlost proudění vody. U hornin se může jednat o geologický typ, pevnost, míru zvětřování, různé charakteristiky diskontinuit masívu, abrazivnost, vrtatelnost nebo výskyt tektonických zlomů. Technologické podmínky souvisí s odezvou podloží

na konkrétní technologii ražby, budou tedy odlišné pro ražbu NRTM, ADECO, strojní ražbu různými typy štítů, drill & blast nebo manuální ražbu malých profilů.

Definice podmínek podloží musí být jasně kvantifikovaná. Nelze použít nejasné vyjádření typu: „může se vyskytovat“, „občas/často dojde k...“ nebo „vlastnost bude vysoká/nízká“, jaké je typické pro geotechnické zprávy interpretační. Používá se pragmatický popis pomocí procentuálního vyjádření, mezních hodnot nebo oboru hodnot jako například:

- Geotechnický typ A se bude vyskytovat v 60 %, typ B ve 30 % a typ C v 10 % délky tunelu (lze vynést také graficky ve výkrese)
- Hladina podzemní vody bude nejvýše XY metrů pod povrchem
- Vrstva D se může vyskytovat v rozmezí výškových kót YY a YY
- Celkový přítok vody z otevřené čelby bude do XY litrů za sekundu
- Pevnost bude XY–YZ MPa

Rozsah výskytu definovaných kvazihomogenních celků se tedy udává typicky procentuálním vyjádřením. Parametry nebo vlastnosti podloží se definují maximální nebo minimální hodnotou, příp. oborem hodnot, ideálně v kombinaci se specifikací nebo normou, podle které se daná vlastnost stanoví. Lze nahlédnout, že u zjednodušeného příkladu uvedeného výše by pro riziko výskytu balvanů při ražbě bylo nutné definovat mnohem více parametrů, například minimální velikost balvanu, aby jej bylo možné považovat za překážku, dále maximální velikost, se kterou se má v rámci výchozích podmínek počítat, popřípadě také rozmezí pevnosti.

Důležité je zúžit výběr parametrů podloží na ty, které jsou zásadní pro návrh a provedení stavby. U nich pak lze výchozí podmínky s výhodou zaznamenat tabelárně např. v pořadí: název parametru > co ovlivňuje v návrhu nebo provedení > očekávaný obor hodnot > způsob, četnost, příp. místo měření nebo stanovení.

Definované výchozí podmínky se od skutečně zastížených podmínek mohou, resp. vždy do jisté míry budou lišit. To není chyba GBR, jejímž účelem je definice očekávaných poměrů tak, aby všechny strany vycházely ze stejného základu, bez ohledu na to, že skutečnost se může lišit.

Jako smluvně-technický dokument musí být GBR konzistentní s ostatní zadávací nebo smluvní dokumentací stavby. V případě použití v ČR je nutné si uvědomit, že příklady a literatura k GBR ze zahraničí mohou být vázány na smluvní podmínky a standardy obvyklé v daném místě a pro použití v ČR je nutné je upravit.

3. Závěr

Geotechnical Baseline Report představuje nový způsob zaznamenání podmínek podloží stavby, odlišný od běžně známých zpráv o inženýrskogeologickém průzkumu. Je to zpráva, která na základě dostupných informací z průzkumných prací pragmatickým způsobem definuje a kvantifikuje očekávané geotechnické podmínky. Tvoří součást zadávacích a smluvních podmínek stavby. Očekávané (výchozí) podmínky jsou v ní stanoveny na základě

předpokladů dohodou, čímž se odstraní typický problém, že různé strany interpretují výsledky průzkumných prací různě. Skutečné podmínky se od podmínek předpokládaných mohou lišit. Pokud skutečně zastižené podmínky stavby odpovídají oboru výchozích (očekávaných) podmínek definovanému v GBR, jsou geotechnická rizika na straně zhotovitele prací, v opačném případě na straně investora. Zpráva slouží jako nástroj k rozlišení, zda se jedná o nepředpokládané fyzické podmínky např. ve smyslu podmínek FIDIC část 4.12.

Literatura

- [1] Essex, R.J. (2007): „Geotechnical Baseline Reports for Construction – Suggested Guidelines“, ASCE, Technical Committee on Geotechnical Reports of Underground Technology Research Council.
- [2] Essex, R.J., editor (1997): „Geotechnical Baseline Reports for Underground Construction – Guidelines and Practices“, ASCE, Technical Committee on Geotechnical Reports of Underground Technology Research Council.
- [3] „Better Contracting for Underground Construction“, US National Committee on Tunneling Technology, National Academy of Sciences, USA, 1974.
- [4] FIDIC, Smluvní podmínky pro výstavbu pozemních a inženýrských staveb projektovaných objednatelem, edice 1999, český překlad CACE 2015.

Ing. Michal Uhrin

SUDOP PRAHA a.s., Olšanská 1a, 130 00 Praha

Tel.: +420 605 229 007

E-mail: michal.uhrin@sudop.cz

Diagnostika prostorové průchodnosti železničních tunelů

Ing. Radek Vičar

Správa železniční dopravní cesty, státní organizace
Technická ústředna dopravní cesty

1. Diagnostika prostorové průchodnosti

Prostorová průchodnost tratě (PPT) je, společně s maximální úrovní smluvního svislého zatížení a největší traťovou rychlostí, jedním z hlavních parametrů, které vymezují způsoby a možnosti využívání a správy železniční tratě.

Kvalitní určení PPT zajišťuje bezpečný průjezd vozidel s určeným obrysem, v případě nákladů pak s dodržanou nebo překročenou ložnou mírou (zásilky PLM). Správce železniční infrastruktury musí mít v každém okamžiku a v libovolném místě sítě k dispozici aktuální a kvalitně určený parametr PPT, je jeho garantem. Tato znalost je pak využívána při provozních a rozhodovacích procesech, jak v oblasti správy a údržby, tak v oblasti stavebních investic a jejich přejímky a v neposlední řadě při obchodním využívání tratí.

Parametr PPT musí být nepřetržitě určován. Úroveň, s jakou je diagnostika PPT vykonávána, má přímý vliv na efektivitu, s jakou jsou zmíněné procesy realizovány.

2. Cíle diagnostiky PPT

Tunely, ale také určité konstrukce mostů, představují z hlediska prostorové průchodnosti významné objekty, které spojitě v celé své délce omezují volný prostor kolem koleje. Případné úpravy těchto objektů, s cílem dostupný prostor zvětšit či alespoň upravit, se potýkají s vysokou obtížností, nebo jsou přímo nemožné.

Diagnostika PPT je prováděna ve dvou hlavních oblastech – správcovské a stavebně-investiční.

V diagnostice pro potřeby a úlohy správce infrastruktury se prioritně jedná o stanovení a garantování normového průjezdného průřezu pro bezpečný provoz. Současně s tím však také o podrobný popis okolí tratě nad rámec tohoto normového, smluvního obrysu. Taková data slouží k realizaci každodenních nadrozměrných přeprav.

Diagnostika PPT v oblasti stavebně-investiční se soustřeďuje na posouzení skutečně dosaženého parametru prostorové průchodnosti. Stavební dílo je podrobně zaměřeno a je vyhotoven posudek s jednoznačným závěrem. Výstupy jsou předány objednateli měření.

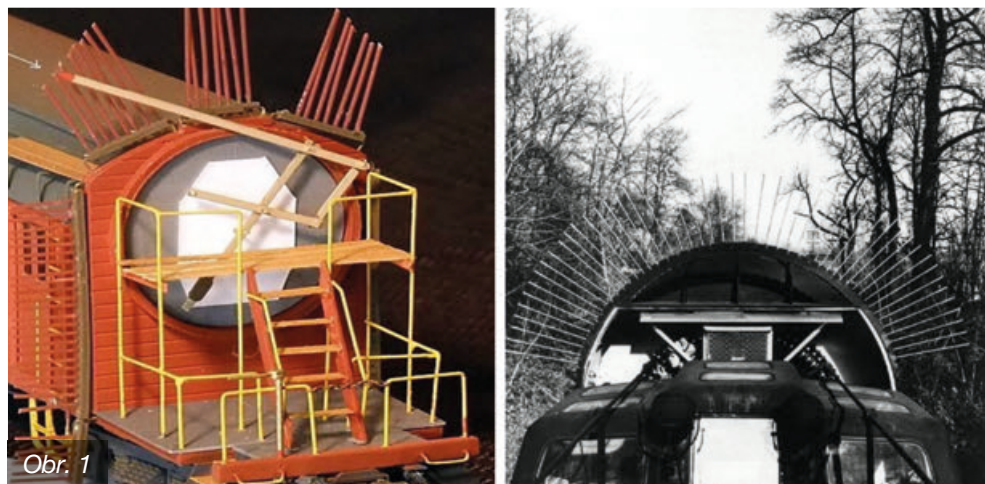
V obou těchto oblastech jsou shromažďována data o omezujících objektech, která musí být kdykoliv rychle dostupná a udržována v aktuálním stavu.

Cílem správce infrastruktury je mít k dispozici co největší prostor, kdy jsou omezení při využití tratě minimalizována. K tomuto účelu jsou dlouhodobě podnikány kroky, které vedou k diagnostice PPT přesnější, rychlejší, s výsledky, které jsou opakovatelné, jednoznačně doložitelné a dostupné.

3. Historické postupy měření PPT

Měření průjezdných průřezů a skutečného či normového prostorového uspořádání tratí se historicky provádělo především ručním kontaktním způsobem. Výhody těchto postupů (především malé náklady na technické vybavení) byly zastíněny nevýhodami, jako jsou velké nároky na počty pracovníků a čas strávený v provozované dopravní cestě, obtížné udržitelná aktuálnost dat, nemožné zaměřování vysokých nebo složitých objektů, problematická přesnost, značná subjektivnost, malá průkaznost a opakovatelnost či nehomogenita údajů v rámci sítě.

Mnohých ze zmíněných nevýhod se často nezbavily ani specializované vozy, které byly u některých železničních správ a provozovatelů používány k přesnějšímu a průkaznějšímu zachycení prostorových poměrů v tunelech (obr. č. 1).



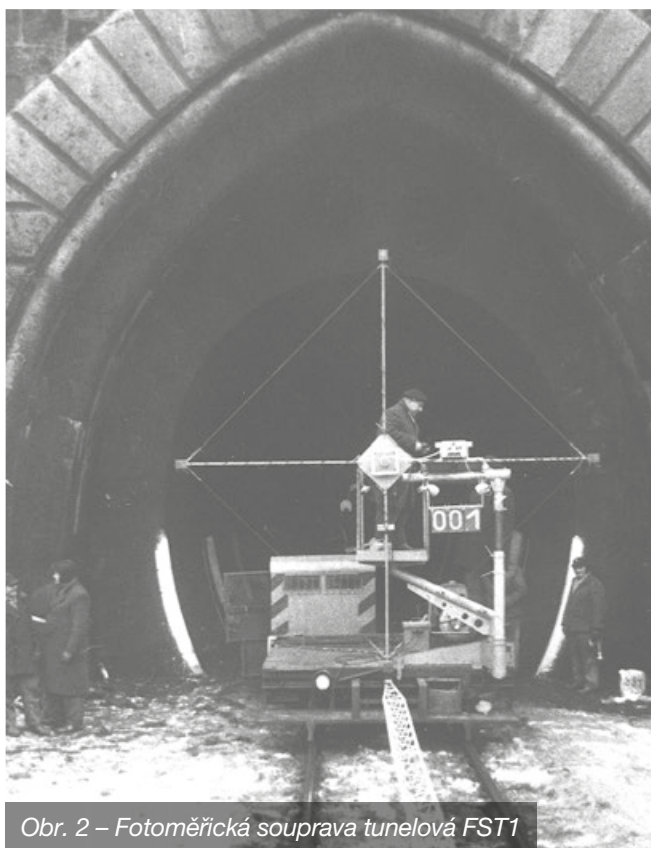
Obr. 1

Jejich provedení bylo různé, avšak v principu se vždy jednalo o mechanické kontaktní odměřování vzdáleností a úhlů. Z těchto údajů byly rekonstruovány vzájemné relativní vztahy koleje a ostění a bylo možné posuzovat, jaký volný prostor je k dispozici, zda je vzájemná poloha v předepsaných mezích a zda je provozování tratě bezpečné.

Z dnešního pohledu byly tyto metody pomalé, nákladné, v mnoha případech by bylo jejich použití dnes nemožné nebo by vyžadovaly zásadní provozní omezení, např. vypnutí napájení trakčního vedení apod.

Snaha vyhnout se popsáním nevýhodám vedla k hledání bezkontaktních metod, které by umožnily měřit složité objekty a současně zkrátily dobu pobytu v koleji přenesením určitého množství práce do fáze zpracování, tedy mimo kolej.

V našich podmínkách byly bezkontaktní metody založené od počátku na fotogrammetrických principech. Počátek jejich provozního nasazení v tunelech nacházíme v r. 1965. Tato činnost byla vyvíjena na pracovišti pro sledování průchodnosti železničních tunelů u Geodetické kanceláře Olomouc v rámci tehdejší Střední dráhy. Pro tyto účely byla zkonstruována FST1 „Fotoměřická souprava tunelová“ (obr. č. 2).



Obr. 2 – Fotoměřická souprava tunelová FST1

Následně v r. 1977 byla uvedena do provozu FST2 „Fotogrammetrická souprava tunelová“. V letech 1987 až 1990 byly obdobné principy využívány na FS3 „Fotogrammetrickém stroji“ (obr. č. 3), který byl však provozován současně s FST2 pro účelové měření PPT tras pro přepravy komponent v programu jaderné energetiky, dále pro měření tras pro kontejnerovou a kombinovanou dopravu ROLA (Rollende Landstrasse) a následovalo období měření pro projektovou přípravu tratí určených k modernizaci a optimalizaci. Až na konci r. 1993 byla instalována inovovaná technologie pro měření tunelů i na FS3, který pak prováděl pravidelné měření tratí a tunelů pro potřeby správce infrastruktury.



Obr. 3 – Fotogrammetrický stroj FS3

Technicky se u těchto souprav jednalo o pořizování světelných tunelových profilů metodou světelných normálových řezů tunelového ostění na principu jednosnímkové pozemní blízké fotogrammetrie. Celý technologický řetězec prošel postupem času přes četné mezistupně. Od analogových metod až do plně digitálních, od ručně překreslovaných snímků přes orto-fotografie v požadovaném měřítku až po vektorové výkresy spojené s databázovými daty v informačním systému.

Posledním tunelem změřeným metodou světelných normálových řezů byl tunel Jablunkovský (obr. č. 4). Měření proběhlo v noci 20. 11. 2013.



Obr. 4 – Světelný normálový řez, fotogrammetrie, tunel Jablunkovský

4. Současné metody měření PPT

Současná koncepce diagnostiky PPT u SŽDC spočívá v rozdělení měřických činností na měření ve velkých objemech a měření v malých objemech, které může být velmi operativní. Důraz je kladen na to, aby použité technologie generovaly kompatibilní data na stejné kvalitativní úrovni.

V současnosti je přístupováno k měření tunelů především operativně v tom smyslu, že SŽDC TUDC využívá k jejich měření postupů mobilního laserového skenování (MLS). Laserové skenery jsou instalovány na pohyblivých vozících. S takovým zařízením je pojižděno po koleji tunelem rychlostí chůze a jsou pořizována data s požadovanou kvalitou, dostatečně hustá a kontinuální. Tyto postupy jsou úspěšně používány jak pro měření pro potřeby správce infrastruktury, tak pro účely přejímky a kontroly v přejímacím procesu stavebních investic.

Tyto postupy mají své obrovské výhody, především spojitost dat a jejich hustotu. Nad takovými daty je možné provádět podrobné analýzy s vysokou hodnotou, relativně snadno nacházet kritická místa, identifikovat je a nakonec je srozumitelně a názorně interpretovat. Nevýhodou je však problematické stanovení a zaručení kvality každého jednotlivého bodu měření, kdy významně záleží především na povrchu měřených objektů. Výrobci a dodavatelé těchto zařízení informaci o výsledné kvalitě skenovacích zařízení udávají jen obecně a je na uživateli, aby si celkovou přesnost zařízení určil a udržoval v požadovaných mezích.

Nicméně se jedná o těžko zastupitelné nástroje pro úlohy s vysokými nároky na přesnost a operativnost, jako jsou například kontrolní měření při úpravách polohy koleje nebo při přejímkách staveb a procesy jejich uvádění do provozu, kdy je často nezbytná rychlá reakce, jednoznačný výstup – posudek – a obvykle je k dispozici velmi málo času.

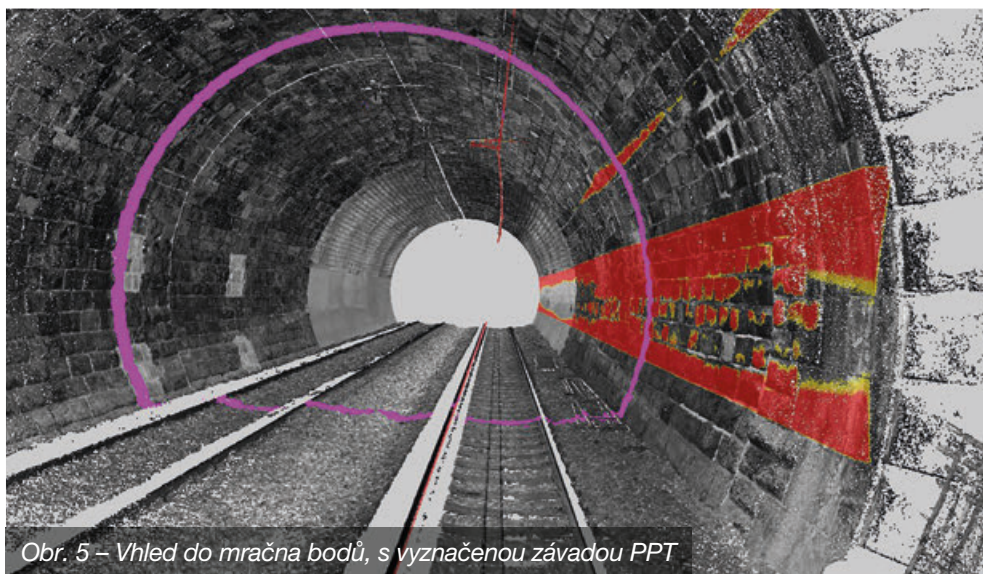
Nejpohotovější možností měření PPT, která splňuje nejvyšší nároky na přesnost, je ruční přenosné měřidlo, které bylo v roce 2017 u SŽDC uvedeno do provozu. Tato měřidla mají podobu trámce, který se usazuje na kolej, je osazen laserovým dálkoměrem a senzory pro měření rozchodu a převýšení. Měřené objekty jsou zachycovány s přesností jednotek milimetrů. Tato certifikovaná měřidla mohou měřit jak v automatickém módu, kdy změří celý profil, tak v módech, kdy jsou měřeny jen určené výseky nebo jsou operátorem určovány jednotlivé body. Těmito zařízeními u SŽDC disponují všechna pracoviště regionálních správců prostorové průchodnosti. Jedinou nevýhodou tohoto zařízení je nekontinuita jeho výstupů, kdy je prakticky nemožné spolehlivě vyhledat nejkritičtější místo v rámci zkoumaného intervalu tratě nebo v celé délce tunelu.

5. Výstupy a výkony diagnostiky PPT

Měření metodou MLS je prováděno malými měřicími systémy – MMS, kolejovými vozíky s laserovými skenery. MMS, které SŽDC používá, disponují laserovými skenery, které umožňují pořizovat od 50 do 200 příčných řezů za sekundu. To znamená, že produkuje až 1 milion 3D bodů za sekundu. Typický výkon MMS je 1–3 km změřené koleje za hodinu. Okolí pojižděné koleje je souřadnicově popsáno mračnem bodů a současně je generován obraz měřeného prostoru. Jsou také snímány vybrané geometrické parametry koleje s přesností 1 mm.

Zajímavé zde může být srovnání s metodami, které byly pro tyto účely používány v minulosti, kdy počet podrobných bodů popisujících délku např. 100m tunelové roury byl maximálně 2000. U MLS tato hodnota dosahuje cca 180 000 000 bodů při posunu vpřed rychlostí 2 km.h⁻¹. Toto množství bodů je ovšem zatíženo určitými negativními jevy a šumem, je také nutné počítat s tím, že v tomto rozlišení a podrobnosti bude naskenováno cokoli v ovzduší, včetně hmyzu, prachu, vlhkosti apod. Taková data pak vyžadují odborné zpracování, aby bylo dosaženo očekávaných výsledků.

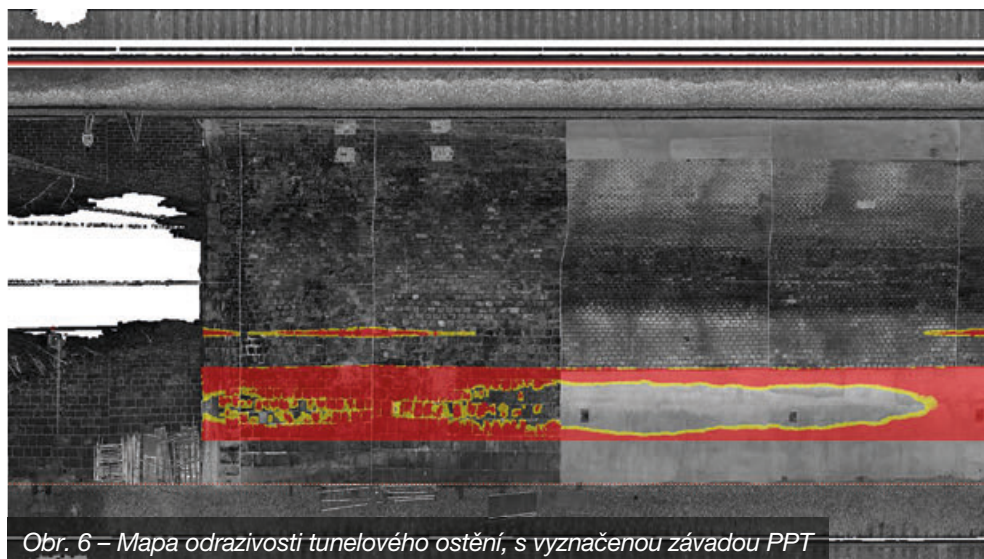
Vlastní posuzování prostorové průchodnosti probíhá na kontinuálních datech v nejvyšší dostupné podrobnosti. Pro interpretační účely je pak nejčastěji používán postup slučování bodů z určitého délkového úseku do jednoho příčného řezu. Dále bývá generován virtuální průjezd mračnem bodů vhodný pro rychlou orientaci, kde jsou kritické oblasti barevně vyznačeny, často jsou také vyráběny statické obrazy vzhledu do bodového mračna (obr. č. 5). Takto interpretovaná data slouží také jako jednoznačný důkaz o situaci na měřené scéně v okamžiku měření.



Obr. 5 – Vhled do mračna bodů, s vyznačenou závadou PPT

Samostatnou kapitolou jsou obrazová data skenovaného okolí, která může MLS poskytovat. Jde o mapu odrazivosti, která působí jako fotografie ostění v šedé barevné škále, opět s možností zabarvení defektů PPT (obr. č. 6). Tato data nesou poměrně zajímavé informace v dobrém rozlišení a zasloužila by si určitě větší využití v technické a provozní praxi. Je zřejmé, že jednotlivé objekty (tunely) budou MLS systémy měřeny opakovaně, což navíc otevírá možnosti pracovat s těmito daty i metodou časové základny.

V posledních letech je v samostatném projektu SŽDC budován a testován systém, který by umožňoval při rychlosti jízdy přibližně 40 km.h⁻¹ produkovat cca 11 milionů podrobných 3D bodů za sekundu, přičemž počet příčných řezů by byl 800 za sekundu. Tento projekt není v tuto chvíli dokončen, pokud by k tomu došlo, otevřel by takový systém zcela nové možnosti v oblasti diagnostiky PPT.



Obr. 6 – Mapa odrazivosti tunelového ostění, s vyznačenou závadou PPT

Nezávisle na tom, jakým postupem a technologií jsou data o PPT pořízena, jsou zpracována tak, aby mohla být zavedena do specializovaného informačního systému SŽDC (obr. č. 7). V tomto IS je aktuálně spravováno cca 70 000 záznamů o zájmových objektech – překážkách, které mají vliv na PPT. Data jsou celosíťově dostupná oprávněným uživatelům. IS je propojen s Evidenčním systémem tunelů (EST) SŽDC.

Kod	Označení	Popis	Odstr.	TUDU	Délka	KM zač.	Metr zač.	KM kon.	Metr kon.	Spr
☐	080	258/45-46	Ne	25012A	612	288.7	2	289.3	14	

Obr. 7 – Informační systém překážek prostorové průchodnosti

6. Výkon diagnostiky PPT u tunelů, měřené objemy

V minulosti byly jednotlivé železniční tunely opakovaně proměřovány v předepsaných a pevně stanovených intervalech, bez výraznějších výjimek. Tento princip byl již poměrně dávno opuštěn. Tunely jsou měřeny podle požadavků místně příslušných odborných správ SŽDC. Data z diagnostiky PPT jsou poskytována také jako podklad pro projektovou činnost, je to ovšem spíše výjimečné.

Významným segmentem je diagnostika PPT v oblasti stavebních investic, kde je měření a posouzení prostorové průchodnosti realizováno na objednávku zhotovitelských firem.

Konkrétně bylo metodou MLS dosud změřeno 76 tunelů, jde tedy téměř o polovinu z celkového počtu tunelů na provozované železniční síti. Pro rok 2018 pracujeme s předpokladem skenování v cca 25 tunelech. Tyto údaje poskytují pouze hrubou informaci, je samozřejmé, že náročnost měřických a vyhodnocovacích prací je u jednotlivých objektů velmi různorodá. Také se již nyní ukazuje, že u některých objektů se setkáváme s požadavkem na poměrně rychlé opakování měření.

7. Závěry, shrnutí, výhled

V posledních přibližně pěti letech došlo k technologické obměně při měření prostorové průchodnosti tunelů. Metody mobilního kontinuálního laserového skenování přinášejí nebývalé výhody a podrobnost měření stále roste. Nicméně nelze opomenout, že i tyto vyspělé metody mají svá úskalí a fyzikální či provozní omezení, se kterými je nutné počítat a která je třeba při vlastní diagnostice PPT řádně zohlednit. Toto se projevuje především ve fázi zpracování dat značnou spotřebou času. Dosud není technologicky možné mít výsledek posouzení PPT krátce po uskutečnění měření. Především v oblasti měření na stavbách je tento fakt významný, bude však vyřešen až s dalším technickým a technologickým pokrokem.

Z celkového pohledu, aniž bychom rozlišovali, z jakého titulu bylo měření provedeno, je možné konstatovat, že postupně dochází k určitému ustálení objemu měření prostorové průchodnosti tunelů, s pozorovatelným mírně rostoucím trendem.

Ing. Radek Vičar

Správa železniční dopravní cesty, státní organizace

Technická ústředna dopravní cesty Praha

Tel.: +420 972 741 498

E-mail: radek.vicar@tudc.cz

Předpisy pro ochrany mostních a tunelových staveb před účinky bludných proudů v ČR a SR 2017

Revize předpisu SR 5/7(S)

Ing. Bohumil Kučera

JEKU s.r.o.

Anotace:

Přednáška se zabývá vznikem předpisů pro ochranu před účinky bludných proudů a jejich aktuálním stavem na území ČR i SR. V přednášce je uvedeno členění předpisů ve vztahu k platným ČSN a evropským normám, jsou zmíněny všechny současné platné rezortní předpisy týkající se projektování a realizace staveb, ale i kontrolních měření na dotčených stavbách. Zmíněny jsou i předpisy zajišťující omezení vlivu bludných proudů na straně zdrojů, tj. v oblasti železniční dopravy, ať již vlakové, či městské. Přednáška se věnuje dokončení revize SR 57(S) zabývající se danou problematikou v podmínkách železničních drah.

Problematika ochrany železobetonových staveb před účinky bludných proudů je stále jak pro projektanty, tak zhotovitele něčím spíš tajemným a je často spojována se šarlatánstvím, či jinak neuchopitelným oborem, kdy existuje představa, že každý může přispět lidovou tvořivostí „se svou troškou do mlýna“. Návrh ochranných opatření ve skutečnosti představuje soubor požadavků a zásad formulovaných již nejméně od sedmdesátých let minulého století, jejichž úkolem je především stanovit požadavky na dobrou kvalitu stavby tak, aby byly sníženy projevy korozního namáhání na minimum a byla zachována plná životnost stavby i při působení bludných proudů, se kterými se často v praxi setkáváme v průmyslových a dopravně zatížených aglomeracích.

Předmětem návrhu ochranných opatření jsou obecně všechny ocelové a železobetonové konstrukce, které se do země ukládají. Zatímco u kovových zařízení, která představují především liniové stavby plynovodů a vodovodů, jsou požadavky normově zakotveny v ČSN cca od šedesátých let, když požadavky na ochranu před korozí kovových potrubí a uzemnění byly formulovány prakticky s nástupem elektrizovaných trakčních soustav a lze je mapovat

v Československu již od dvacátých let minulého století, u železobetonových konstrukcí se systém ochranných opatření začal formovat do metodik až v osmdesátých letech.

Ochranná opatření tak můžeme dělit podle jejich provedení a podle typu chráněných zařízení.

Úložná zařízení dělíme z hlediska ochrany před účinky bludných proudů na:

Kovová zařízení v zemi (potrubní systémy, nádrže, zásobníky)	Betonové konstrukce s ocelovou výztuží
--	--

Ochranná opatření dělíme na:

Pasivní ochranná opatření	Aktivní ochranná opatření (aktivní ochrany)
---------------------------	---

Pasivní ochranná opatření jsou definovaná technickými normami pro návrh technologií a staveb.

Na úrovni ÚNMZ v ČR a SUTN v SR jsou tyto normy zajišťovány pracovními skupinami pro jednotlivé obory:

Pro potrubní systémy a nádrže (plyn, voda, kanalizace) v rámci TNK		Betonové konstrukce (mosty, tunely, opěrné stěny, pozemní stavby)	
č.	TNK	č.	TNK
		22	ELEKTROTECHNICKÉ PŘEDPISY
32	OCHRANA PROTI KOROZI	32	OCHRANA PROTI KOROZI
		36	BETONOVÉ KONSTRUKCE
55	PLYNOVÁ ZAŘÍZENÍ		
		65	IZOLACE STAVEB
66	INŽENÝRSKÉ SÍTĚ		
91	TLAKOVÉ NÁDOBY A ZAŘÍZENÍ CHEMICKÉHO PRŮMYSLU		
94	VODÁRENSTVÍ		
95	KANALIZACE		
		97	ELEKTROENERGETIKA
103	TLAKOVÉ NÁDOBY NA PŘEPRAVU PLYNŮ		
		126	ELEKTROTECHNIKA V DOPRAVĚ
		146	PROJEKTOVÁNÍ POZEMNÍCH KOMUNIKACÍ, MOSTŮ A TUNELŮ

Normy jsou dále rozpracovány rezortními předpisy či oborovými normami, a to jak např. v oblasti plynárenství (předpisy TPG), tak v oblasti dopravy – systém předpisů TKP a TP (Technických kvalitativních podmínek pozemních komunikací a Technických podmínek staveb pozemních komunikací).

Podobný systém předpisů je zaveden i v podmínkách železnice (SŽDC/ČD), je však doplněn systémem oborových norem TNŽ a přepisy nižšími, jako jsou směrnice, služební rukověti a další.

Předpisy pro metro a tramvajovou dopravu se řídí přednostně systémem ČSN s doplněním některých vlastních vnitřních předpisů.

MD ČR:

<http://www.pjpk.cz/technicke-podminky-tp/>

<http://www.pjpk.cz/metodicke-pokyny-smernice-a-dalsi-technicke-pre/>

SŽDC:

<http://typdok.tudc.cz/>

[http://www.szdc.cz/dalsi-informace/dokumenty-a-predpisy.html?](http://www.szdc.cz/dalsi-informace/dokumenty-a-predpisy.html?category=all&prescriptline=SR&sequencenumber=all&title=&effectivefrom=all)

[category=all&prescriptline=SR&sequencenumber=all&title=&effectivefrom=all](http://www.szdc.cz/dalsi-informace/dokumenty-a-predpisy.html?category=all&prescriptline=SR&sequencenumber=all&title=&effectivefrom=all)

plynárenství:

<http://www.gasinfo.cz/centrumgas/platnatpg.aspx>

1. Problematika betonových konstrukcí

Pro rezort staveb pozemních komunikací a dopravy byly vytvořeny speciální předpisy pro ochranu staveb před účinky bludných proudů. Tyto předpisy komplexně popisují systém ochranných opatření od předprojektové přípravy a projektové přípravy staveb, stanovují požadavky především na pasivní ochranná opatření, stanovují požadavky na systém kontrolních měření a systém nedestruktivní diagnostiky koroze výztuže a trvalé rozvody pro sledování vlivu bludných proudů a také stanovují postupy při nezbytnosti návrhu aktivních ochranných opatření a jejich provozování, definují systém požadavků kontrolních měření v průběhu stavby a po dokončení stavby a konečně stanovují požadavky na provozovatele staveb.

Předpisy se zabývají komplexním řešením každé stavby – tj. sumarizují přehledově požadavky na každou část stavby; předpisy byly původně vytvořeny pouze pro mostní objekty s obecnou platností. Postupně byly předpisy rozpracovány pro další typy konstrukcí, zejména tunelové stavby, kombinované stavby pro železnici a pozemní komunikace, speciální stavby v rámci základní atd.

Předpisy navazují zejména na normu ČSN EN 50162, kde v národní příloze NA je uveden základní postup pro návrh ochranných opatření s odkazem na předpisy nižší úrovně. Tato skutečnost je významná zejména pro navrhování pozemních staveb, pro které není jiný předpis s danou podrobností zpracován. Aplikace zejména předpisu TP 124 MD ČR (2009) je uplatňována pro pozemní stavby právě přes normu ČSN EN 50162.

Podobně je odkaz na zmiňované rezortní předpisy MD ČR a SŽDC zapracován do normy ČSN EN ISO 12696 Katodická ochrana oceli v betonu.

V současné době jsou dokončeny tyto předpisy:

Pro rezort dopravy pozemních komunikací (MD ČR):

TP 124 Základní ochranná opatření pro omezení vlivu bludných proudů na mostní objekty a ostatní betonové konstrukce pozemních komunikací, MD ČR, 2009

Pro rezort železniční dopravy ČR:

SR 5/7(S) Služební rukověť. Ochrana železničních mostních objektů proti účinkům bludných proudů (1997)

Revize předpisu v rozsahu TP 124 (2009) byla dokončena v roce 2010 a po delší době byla dokončena aktualizace ke konci roku 2017 a předpis je v připomínkovém řízení SŽDC s tím, že v roce 2018 by měl být vydán. Viz další část přednášky.

Pro rezort železnice SR:

TS 15 Zásady pre stavbu, rekonštrukciu a prevádzku železničných mostov a tunelov z hľadiska ochrany pred koróziou bludnými prúdmi (ŽSR, 2011)

http://www.zsr.sk/buxus/generate_page.php?page_id=1978

Pro rezort dopravy SR

TP 03/2014 Základné ochranné opatrenie pre obmedzenie vplyvu bludných prúdov na mostné objekty pozemných komunikácií

Od roku 2016 došlo v SR ke změně v systému číslování TP a předpis nese označení TP081

http://www.ssc.sk/files/documents/technicke-predpisy/tp2014/tp_03_2014.pdf

Rozsah předpisu byl redukován na problematiku mostních objektů s tím, že vychází z rozborových úloh I a II, které zůstávají i nadále v platnosti. Rozborová úloha obsahuje dvě části. První, teoretickou část, která popisuje podrobně obsah těchto technických předpisů:

http://www.ssc.sk/files/documents/technicke-predpisy/rozborove_ulohy/2009_ru_cast_i_sprievodna_sprava.pdf

Druhá část RÚ pak obsahuje první návrh předpisu v rozsahu TP 124, resp. TS 15:

http://www.ssc.sk/files/documents/technicke-predpisy/rozborove_ulohy/2009-ru_cast_ii_navrh_metodiky.pdf

Požadavky na měření vlivu bludných proudů pro mostní i tunelové stavby jsou zakotveny v odpovídajících předpisech pro měření vlivu bludných proudů. V rezortu dopravy se používá metodický pokyn MP-DEM:

Dokumentace elektrických a geofyzikálních měření betonových mostních objektů a ostatních betonových konstrukcí PK (2009)

http://www.pjpk.cz/data/USR_001_2_11_METODICKE_POKYNY/DEM_2008_final.pdf

Pro železnice platí doposud předpis SR 5/7(S) (1997), příloha 1:

Dokumentace elektrických a geofyzikálních měření železničních mostních objektů

V rámci připravované revize se tato metodika stává samostatným materiálem (SR-DEM).

Na Slovensku nebyla ani pro železnice, ani pro dopravu samostatná metodika vydána a používají se shora uvedené předpisy. Předpis pro slovenské železnice TS 15 obsahuje přílohu 7 „**Dokumentácia elektrických a geofyzikálnych meraní železničných mostných a tunelových objektov (DEMS)**“, která představuje zkrácenou podobu metodického pokynu. Pro slovenské dálnice tato metodika není připravena vůbec a využívá se odkazu na metodiku českou (MP DEM, MD ČR 2009).

Pro pozemní stavby žádný speciální předpis neexistuje, používá se analogicky předpis MD-DEM, v případě staveb na metru se přistupuje k požadavkům DP Metro. Pro DP Metro se předpis obdobný SR 5/7(S) připravuje rovněž (ve spolupráci s Metroprojektem) a měl by být uveden v účinnost před zahájením zpracování realizační projektové dokumentace pro metro trasy „D“.

V této souvislosti je nutno připomenout, že od roku 2011 je nutné u všech staveb souvisejících s elektrizovanými železničními dráhami respektovat i normu ČSN EN 50122-2, která stanovuje požadavky jak na ochranná opatření, tak na měření pro snížení úniku bludných proudů z koleje – viz níže.

Výchozími předpisy pro citované rezortní přepisy jsou především normy řady ČSN 03 83xx, které se postupně nahrazují a doplňují evropskými normami. Na rozdíl od SR nebyla v ČR provedena stejná chyba a národní normy nebyly paušálně zrušeny. V současném stavu je daná problematika ošetřena platnými normami, z nichž základní jsou uvedeny níže:

A. V rámci TNK 32 (Ochrana proti korozi):

ČSN EN ISO 12696 Katodická ochrana oceli v betonu

Třídící znak: 038340 Vydána: 8.2012

ČSN P CEN/TS 14038-2 Elektrochemická realkalizace a úprava vyztuženého betonu extrakcí chloridů – Část 2: Extrakce chloridů.

Třídící znak: 038343 Vydána: 11.2011

ČSN CEN/TS 14038-1 Elektrochemická realkalizace a úprava extrakcí chloridů vyztuženého betonu – Část 1: Realkalizace

Třídící znak: 038343 Vydána: 6.2005

ČSN 03 8350 Požadavky na protikorozi ochrany úložných zařízení

Třídící znak: 038350 Vydána: 9.1996 Vydána: 12.1996 Oprava: Opr. 1

ČSN EN 12473 Všeobecné zásady katodické ochrany v mořské vodě

Třídící znak: 038351 Vydána: 8.2000

ČSN EN 12495 Katodická ochrana upevněných ocelových konstrukcí v příbřežních vodách

Třídící znak: 038352 Vydána: 8.2000

ČSN EN ISO 13174 Katodická ochrana přístavních staveb

Třídící znak: 038354 Vydána: 5.2013

ČSN EN 12954 Katodická ochrana kovových zařízení uložených v půdě nebo ve vodě 0150

– Všeobecné zásady a aplikace na potrubí

Třídící znak: 038355 Vydána: 9.2001

ČSN EN 13636 Katodická ochrana kovových nádrží uložených v půdě a souvisejících potrubí
Třídící znak: 038358 Vydána: 8.2005

ČSN EN 14505

Kat. č.: 74666 Katodická ochrana složitých konstrukcí

Třídící znak: 038359 Vydána: 1.2006

ČSN EN 13509 Měřicí postupy v katodické ochraně

Třídící znak: 038360 Vydána: 1.2004

ČSN 03 8361 Zásady měření při protikorozi ochraně kovových zařízení uložených v zemi.
Fyzikálně-chemický rozbor zemin a vod

Třídící znak: 038361 Vydána: 6.1991

ČSN 03 8363 Zásady měření při protikorozi ochraně kovových zařízení uložených v zemi.
Měření zdánlivého měrného odporu půdy Wennerovou metodou

Třídící znak: 038363 Vydána: 1.1979

ČSN 03 8365 Zásady měření při protikorozi ochraně kovových zařízení uložených v zemi.
Stanovení přítomnosti bludných proudů v zemi

Třídící znak: 038365 Vydána: 2.1988 Vydána: 1.2004 Změna: Z1 (Katalogové číslo: 69384)

ČSN 03 8 Zásady měření při protikorozi ochraně kovových zařízení uložených v zemi.
Měření měrného přechodového odporu kabelu nebo potrubí proti zemi

Třídící znak: 038368 Vydána: 10.1989

ČSN P CEN/TS 15280 Hodnocení pravděpodobnosti koroze střídavými proudy u potrubí
uložených v půdě – Aplikace na katodicky chráněná potrubí

Třídící znak: 038369 Vydána: 6.2007

ČSN 03 8370 Snížení korozního účinku bludných proudů na úložná zařízení

Třídící znak: 038370 Vydána: 12.1963

ČSN 03 8371 Protikorozi ochrana v zemi uložených sdělovacích kabelů s olověnými,
hliníkovými a ocelovými obaly

Třídící znak: 038371 Vydána: 7.1979 Vydány změny a), b), c), d) Opr. 1, Z5, Z6

ČSN 03 8372 Zásady ochrany proti korozi nelineových zařízení uložených v zemi nebo ve vodě

Třídící znak: 038372 Vydána: 12.1977

ČSN 03 8373 Zásady provozu, údržby a revize ochrany proti korozi kovových potrubí
a kabelů s kovovým pláštěm uložených v zemi

Třídící znak: 038373 Vydána: 7.1977 Vydána: 1.2004 Změna: Z1 (Katalogové číslo: 69386)

ČSN 03 8374 Zásady protikorozi ochrany podzemních kovových zařízení

Třídící znak: 038374 Vydána: 1.1977

ČSN 03 8375 Ochrana kovových potrubí uložených v půdě nebo ve vodě proti korozi

Třídící znak: 038375 Vydána: 7.1987

Vydána: 1.2004 Změna: Z1 (Katalogové číslo: 69388)

ČSN EN 15112 Vnější katodická ochrana pažnic

Třídící znak: 038377 Vydána: 1.2007

ČSN EN 15257 Katodická ochrana – Stupně odborné způsobilosti a certifikace pracovníků katodické ochrany

Třídící znak: 038391 Vydána: 8.2007

B. V rámci TNK 126 (Energetika v dopravě)

ČSN EN 50122-1 ed. 2 Drážní zařízení – Pevná trakční zařízení – Elektrická bezpečnost,
uzemňování a zpětný obvod – Část 1: Ochranná opatření proti úrazu elektrickým proudem

Třídící znak: 341520 Vydána: 11.2011 Změna: A1 (Katalogové číslo: 89731)

ČSN EN 50122-2 ed. 2 Drážní zařízení – Pevná trakční zařízení – Elektrická bezpečnost, uzemnění a zpětný obvod – Část 2: Ochranná opatření proti účinkům bludných proudů DC trakčních soustav

Třídící znak: 341520 Vydána: 9.2011

ČSN EN 50122-3 Drážní zařízení – Pevná trakční zařízení – Elektrická bezpečnost, uzemnění a zpětný obvod – Část 3: Vzájemná interakce mezi AC a DC trakčními soustavami

Třídící znak: 341520 Vydána: 9.2011

ČSN EN 50162 Ochrana před korozí bludnými proudy ze stejnosměrných proudových soustav

Třídící znak: 341521 Vydána: 4.2005

Od září 2017 se připravuje ISO norma v rámci ISO TC67 SC2WG 24, 21857 Stray Current Interference on Pipeline, která by měla mít širší platnost pro danou problematiku.

C. V rámci **DP Metro (JDCM)** a případně DP ED a dalších dopravních podniků se postupuje jednak podle odpovídající ČSN a shora uvedených předpisů a jednak podle předpisu DP. Zejména pro DP Metro je důležité respektovat **Obecné podmínky** pro přípravu a realizaci staveb v ochranném pásmu metra (OPM), které jsou v souladu se zákonem č. 266/1994 Sb., o dráhách, ve znění pozdějších předpisů, a tvoří přílohu k vyjádření odboru Technika. Tento materiál stanovuje podmínky pro vzdálenost od stavby metra, případně podmínky pro stavbu na metru a z hlediska dané problematiky se zabývá zejména vzdáleností zemnicích soustav.

Specializovaná pracoviště.

Poslední kapitolu tvoří kvalifikace osob, které jsou oprávněny provádět činnosti související zejména s měřením vlivu bludných proudů v rezortu dopravy.

V ČR se postupuje podle TP 124 MD ČR a SR 5/7(S). Specializovaná pracoviště jsou vybavena oprávněním pro tyto činnosti na základě předložených prací a přezkoušením v souladu s požadavky definovanými Metodickým pokynem MD ČR Systém jakosti v oboru pozemních komunikací – část II/2 – průzkumné a diagnostické práce č. j. 20840/01-120 v platném znění (MD ČR, OPK) pro dopravní i železniční stavby. Každý základní korozní průzkum, který je podkladem pro návrh ochranných opatření v rámci zpracování projektové dokumentace, tak musí být doložen dokladem o způsobilosti zpracovatele měření k těmto činnostem. Shodně se postupuje při provádění měření v průběhu stavby a po jejím dokončení.

Na Slovensku ne zcela šťastně tuto metodu ověřování kvality specializovaných pracovišť nepřevzali a používají kvalifikaci dle **ČSN EN 15257 Katodická ochrana – Stupně odborné**



způsobilosti a certifikace pracovníků katodické ochrany. Tato norma je však zaměřena především na návrh katodické ochrany (v daném případě dle ČEN EN 12696 a norem souvisejících) a nikoli na základní měření vlivu bludných proudů a navrhování ochranných opatření. Dosahované výsledky tamních specializovaných pracovišť jsou zavedenému postupu adekvátní a měření se jen pomalým tempem blíží k zavedené kvalitě v podmínkách ČR.

Revize předpisu k 31. 12. 2017

2. SR 5/7(S) Ochranná opatření pro omezení vlivu bludných proudů na stavby železničního spodku

Předpis od svého dokončení v roce 2009 prodělával především kosmetický vývoj – byla řešena formální stránka předpisu, zda bude zachována forma služební rukověti nebo se předpis stane TNŽ či bude zvolena jiná úroveň předpisu. V současné podobě je předpis zachován v úrovni služební rukověti s číslovány články, podobně jako slovenský předpis pro ŽSR TS 15. Po osmi letech váhání bylo nezbytné revidovat platné související přepisy a v neposlední řadě zpracovat stručně poznatky z praxe z posledních let.

Zpracovatel se snažil zachovat jednotnost řešení předpisu a jeho členění pro všechny čtyři předpisy – jak silniční, tak železniční v ČR i SR. Každý, kdo s předpisy pracuje, bude umět v předpisu hledat dle své profese a mělo by být poměrně jednoduché rozeznat rozdíly mezi předpisy pro stavby pozemních komunikací a stavby železničních drah. Pro nový předpis SR 5/7(S) se uvádí tyto základní principy:



- Předpis navazuje na předpis z roku 1997 a nový předpis je rozpracován na úroveň předpisu TP 124 MD ČR z roku 2010 se specifikami pro železniční tratě.
- Jsou zachovány požadavky na ochranu betonových konstrukcí určených pro provoz tratí elektrizovaných jednofázovou proudovou trakční soustavou (střídavou trakční soustavou). Důvodem je nejen status quo v daném oboru, ale i poznatky z měření na stavbách při výstavbě nebo rekonstrukcích těchto tratí. Zejména u tunelových staveb je zřetelná polarizace výztuže stejnosměrným napětím, byť trakční soustava je jednofázová 25 kV. Navíc se ukazuje stále častěji, že je nutno se zabývat i možností vlivu indukovaných napětí do betonových konstrukcí. V takovém případě jsou principy navrhovaných pasivních ochranných opatření více než užitečné i z hlediska bezpečnostního anebo v kombinaci řešení bezpečnosti staveb a korozního namáhání.
- Podobně jako v ostatních citovaných předpisech je zaveden statut „specializovaného pracoviště“, tedy pracoviště s oprávněním provádět měření vlivu bludných proudů na betonových konstrukcích, jejich vyhodnocování a případně navrhování dodatečných ochranných opatření či participovat při speciálních návrzích ochranných opatření. S vývojem předpisů byl postupně sjednocen požadavek na prokázání kvalifikace pracovišť jak v rámci staveb pozemních komunikací, tak v rámci SŽDC. Pracoviště jsou přezkušována ze znalosti dotčených předpisů, zkušenosti s měřeními a kontrolou

provedených prací ve stanovených periodách. Jejich seznam je veden v databázi MD ČR (<http://www.pjpk.cz/korozni-pruzkum/>).

- Ve smyslu předchozího bodu je zachován minimální požadovaný stupeň ochranných opatření č. 4 pro všechny betonové konstrukce, které jsou určeny pro vedení elektrizované trati nebo jsou v její těsné blízkosti. Tato podmínka však neznamená, že pro dané stavby nebude zpracováván základní korozní průzkum, jak tomu bylo i dopsud. Ten je významnou součástí nejen projektové přípravy pro návrh ochranných opatření, ale především je výchozím podkladem pro hodnocení vlivů po elektrizaci ve smyslu TKP 25A a ČSN EN 50122-2. Jak ukazují zkušenosti z nově elektrizovaných tratí, jsou vady v konstrukci mostních staveb častou příčinou úniku nebo návratu zpětných trakčních proudů z nebo do koleje.
- I nadále platí, že podrobný průzkum a základní korozní průzkum jsou základní podklady pro návrh projektové dokumentace stavby a obě činnosti jsou součástí předprojektové, případně projektové přípravy, nikoli položky pro zhotovitele stavby.
- Termín jednotně zavedený ve všech čtyřech předpisech „Podrobný průzkum“ vycházející z ČSN 03 8370 představuje činnost související se zjišťováním zdrojů bludných proudů v terénu dle mapových podkladů a informací od provozovatelů zařízení v lokalitě stavby, je speciálně pro SR 5/7(S) bohužel nově nahrazen termínem „Předběžný průzkum“ se spoluuvedením původního návrhu „Podrobný průzkum“. Důvodem je snaha o koordinaci s předpisem TKP 25A a omezení nelogičnosti posloupnosti průzkumů, kdy termín „podrobný“ se může jevit jako podrobnější než „Základní korozní průzkum“ (byť je termín zaveden od roku 1970 a v předpisech TP a SR od roku 1989, resp. 1997).
- Speciální péče je věnována předpinací výztuži. V silnější formě než pro TP 124 je formulována povinnost používat systémy izolovaných předpětí. Zatímco předpis TP 124 využíval ještě švýcarského předpisu ASTRA 12010, nová SR 5/7(S) odkazuje již krom citace téhož předpisu i na normu ČSN EN 1992-2, změna 2, kde uvedené požadavky jsou již zakotveny rovněž, jen s jiným značením; nepoužívají klasifikaci izolace předpětí A, B a C, ale používají označení P1, P2 a P3 pro shodné řešení kvality izolace.
- Další významnou změnou je odstavec týkající se návrhu pevných jízdních drah, a to jak na mostních objektech, tak v tunelových stavbách. Úprava předpisu vychází ze zkušeností dosažených na mostních stavbách v ČR (Trojský most, Bechyňských most, návrhy tunelových staveb s pevnou jízdní dráhou v ČR i SR), ale i negativních zkušeností například při návrhu některých tramvajových mostů na Moravě. V současné době poznání z praxe a dostupných technologií je například již zcela nemyslitelné navrhovat kotvení kolejnic přímo do mostovky s předpjatou nechráněnou výztuží.
- Z předpisu TP 124 jsou pak přeneseny shodné požadavky na trvalé zemní kotvy a další kotevní prvky.



- Velká pozornost byla věnována problematice ukolejňování výztuže, která je předmětem diskusí již nejméně od vydání normy EN 50122-1, ed. 1 a ed. 2. Na základě společného jednání zástupců MD ČR, SŽDC i zástupců energetiky a projektantů byly dohodnuty postupy, jak tento nešvar eliminovat. V praxi se setkáváme s tím (týká se zejména západních a jižních Čech), že při kolaudačních řízeních či přejímkách dochází ke svévolnému a nahodilému obnažování výztuže a jejího ukolejňování. Takový postup je nepřijatelný a může způsobit vážné poškození mostních konstrukcí. Příkladem je zavěšený most v Bohumíně, kde po poškození průrazky, která byla připojena k výztuži mostního objektu, byla rozpuštěna masivní ocel mostních závěrů. Beton není ani izolant, ani polovodič, ani vodič, ale jedná se o elektrolýt s podobnými, ne-li shodnými vlastnostmi jako zemina a výztuž v betonu je bezpečně uzemněna a nevznikají na ní žádná nebezpečná dotyková napětí apod. V novém předpisu je kromě zákazu obnažování a ukolejňování náhodné výztuže zakotveno vysvětlující ustanovení týkající se odkazu na normu EN 50122-1, ed. 2 s odůvodněním, proč se výztuž neukolejňuje.
- Dalším speciálním doplněním je pak vazba na požadavky ČSN EN 50122-2 ve vztahu k požadavkům na oddělení uzemnění zpětné trakční cesty od ostatních částí železnice a staveb, zejména je diskutována problematika uzemňovacích soustav.
- V oblasti diagnostiky koroze výztuže a aktivních ochrany je předpis sjednocen s ostatními shora uvedenými předpisy. I zde platí, že aktivní ochrany pro betonové konstrukce se považují za výhradně nouzové ochranné opatření, když už se všechna další dostupná ochranná opatření prokážou jako nedostatečná, a s omezením pro aplikaci na předpínací výztuž.
- V původní SR 5/7(S) z roku 1997 byla vedena metodika měření vlivu bludných proudů jako příloha 1. S ohledem na rozsah předpisu i analogii s předpisem TP 124 byla tato metodika vyčleněna jako samostatný předpis SR-DEM (podobně jako MP-DEM pro TP 124). I zde je metodika koncipována tak, aby pracoviště mohla postupovat jednotně, jednotnými postupy a byly pouze doplněny kapitoly týkající se železničních zařízení. Z logiky věci je pak odlišně pojata klasifikace mostních objektů, kde je zahrnut zejména druh převáděné trati.

Po uvedení nových předpisů SR 5/7(S) a SR-DEM v účinnost se předpokládá uskutečnění podrobného školení pro projektanty, zhotovitele i provozovatele cca do šesti měsíců.



Ing. Bohumil Kučera

JEKU s.r.o., Limuzska 8, 100 00 Praha 10 – Strašnice

Tel.: +420 272 011 091

E-mail: kucera@jeku.cz

www.jeku.cz

Mimoúrovňová křížení na železnicích, příklady realizace

Ing. Pavel Bulejko

ABM Mosty s.r.o., člen skupiny ABM Europe

1. Úvod

Bezpečnost drážního provozu, a tedy i otázka bezpečnosti na přejezdech, je jednou z hlavních priorit Správy železniční dopravní cesty (SŽDC). Neúprosné statistiky nehod a tragické následky střetů silničních vozidel s vlaky na přejezdech si vyžadují další technická zajištění jako detektory překážek, inteligentní kamerové systémy nebo v ideálním případě nahrazení úrovnňového křížení mimoúrovňovým.

Česko je přejezdovou velmocí. Každý 13. přejezd, který se nachází na území Evropské unie, je v Česku. Počet železničních přejezdů na 100 kilometrů železniční trati je o 75 procent nad unijním průměrem. Bezpečnosti neprospívá ani to, že stále u nás zůstává mnoho přejezdů, které jsou pro motoristy nepřehledné nebo zarostlé vegetací. Avšak ani sebelepší zabezpečení není nic platné, pokud chodci a řidiči nedodržují základní platné zákony a pravidla. Z dlouhodobých statistik vyplývá, že 99 % nehod zavíní právě řidiči. Výše uvedené pak přispívá k tragickým statistikám. Ročně se stane na železničních přejezdech kolem 100 nehod, při kterých bohužel dojde k přibližně 20 usmrcením.

V rámci zvýšení bezpečnosti vybralo SŽDC celkem 100 železničních přejezdů na železničních koridorech, u kterých se posuzovala možnost jejich případného zrušení, omezení silničního provozu či přestavby na mimoúrovňové křížení. Na základě výsledků studie se zahájila příprava 24 nejrizikovějších železničních přejezdů jako prioritních staveb pro zvýšení úrovně bezpečnosti na železničních přejezdech. Celkové náklady na úpravy se odhadují na téměř dvě miliardy korun.

Možnosti zhotovení nového mimoúrovňového křížení jsou dvě – nový podjezd nebo nadjezd. V obou případech jde o omezení nebo přerušení provozu na stávající železnici. Při nové

výstavbě tedy půjde především o rychlost a zajištění bezpečnosti. Tyto dva aspekty je potřeba zohlednit při výběru správného technického řešení.

2. Prefabrikovaný podjezd



Nový podjezd u Venette, Francie, vybudovaný během výluky 48 hodin

Při použití ABM prefabrikovaného rámu nebo klenby pro výstavbu nového podjezdu, tedy železničního mostu, je výhoda právě v rychlé a bezpečné montáži.

Nosnou konstrukci takového běžného železničního mostu i s mostními křídly je možno smontovat během 12–20 hodin, zhotovit celý most potom v závislosti na složitosti založení a počtu nasazené techniky. Realizovány byly mosty kompletně zhotovené během 48hodi-



nové výluky (např. ve Venette, Francie v roce 1992 nebo i v Česku v říjnu 1999 na trati Roudnice n. L. – Staškov) či 72hodinové výluky (např. v Naves, Francie v roce 1999). Omezení nebo vyloučení železniční dopravy je tedy naprosto minimální a jsou také minimalizována rizika při výstavbě.

Nový podjezd u Naves, Francie, vybudovaný během výluky 72 hodin

Výhoda budování podjezdu je většinou v dobře konsolidovaném podloží pod letitým násypem, založení tedy bývá jednoduché plošné. Dobrým příkladem podobné nedávné realizace je nový železniční most na Slovensku na trati Horná Štubňa – Prievidza v žkm 1,426 přes nově budovanou rychlostní komunikaci R3.



Nový podjezd rychlostní silnice R3 u obce Horná Štubňa, Slovensko

Původní návrh nosné konstrukce představoval monolitické masivní mostní opěry, vybudované pod mostním provizoriem, a na nich uložené zabetonované ocelové nosníky. Tento postup znamenal dlouhodobé omezení provozu na trati a dvě plné výluky. Rovněž rychlost výstavby celého objektu by byla pomalá a zahrnovala by spoustu rizik spojených s monolitickou technologií výstavby. Mostní provizorium by také omezovalo pracovní činnost na budované rychlostní komunikaci. Objekt se nakonec realizoval pomocí ABM rámového prefabrikovaného systému světlosti 13,5 metru a celková doba výstavby se za použití tohoto systému podstatně zkrátila.

3. Prefabrikovaný nadjezd

Pro výstavbu nového nadjezdu, tedy silničního mostu, je opět vhodné zvážit ABM prefabrikovaný rám nebo klenbu. Montáž je opět rychlá a bezpečná, navíc bez nutnosti vyloučení dopravy na železniční trati. Je potřeba pouze zřízení nulového pole pro montáž mobilním jeřábem. Výhodou přesýpané konstrukce je absence ložisek a mostních závěrů, konstrukce je tedy pro správce silniční komunikace bezúdržbová. Dobrým příkladem z Česka je výstavba nového silničního mostu nad stávající dvoukolejnou elektrifikovanou tratí Žatec – České Zlatníky poblíž elektrické rozvodny Výškov v Čechách. Montáž prefabrikované klenby proběhla od pondělí 4. 4. 2011 do pátku 8. 4. 2011 za pomoci pouze dvou typů mechanizace – jednoho 350t jeřábu a dvou pracovních plošin. Během montáže byla zajištěna pro každý den pouze napěťová výluka v délce 10 hodin. Provoz na trati tedy nebyl vůbec omezen, pouze rychlost průjezdu vlaků byla snížena na 25 km/h.

Mimoúrovňová křížení na železnicích, příklady realizace



Nový nadjezd u obce Výškov v Čechách, fáze výstavby

Dalším příkladem je firmou ABM v květnu 2017 realizovaný nový nadjezd nad dvoukolejnou tratí na jedné z největších investičních akcí v Anglii – Mercey Gateway (53 mld. Kč za projekt, výstavbu a údržbu do roku 2044). Celá výstavba nového mostu proběhla opět bez omezení provozu na železnici a za maximální limitace rizik při výstavbě.



4. Nadjezdy a podjezdy jako spřažená konstrukce

V případě řešení nového nadjezdu nebo podjezdu mimoúrovňových křížení spřaženou konstrukcí (ocelová konstrukce + betonová mostovka) je vhodné výstavbu realizovat za pomoci ztraceného bednění a osazení celku autojeřábem raději než např. technologií výsunu. Jde o bezpečnější a technologicky jednoduchý proces. Konkrétně panely EMJ Permadec jsou velice lehké (běžně 25–45 kg/m²) a mohou tedy být osazeny na ocelovou konstrukci ještě před zdvihem, a to včetně odvodňovačů, případně i včetně výztuže mostovky. Tím dojde v podstatě k nulové potřebě vstupu dělníků do prostoru kolejiště a minimalizaci potřeb výlukových hodin. Panely se dimenzují na tloušťku mostovky až 500 mm a rozponu až 7 m. Lze vyrobit různé prostorové tvary panelů vč. konzol a koncových čílek. Panely jsou vyráběny v Anglii a dopravují se po celém světě kamionem nebo v kontejnerech.



Nový nadjezd nad žel. koridorem u obce Ladná, celek osazen vč. bednění a odvodňovačů



Podjezd Průmyslová ulice, trať Praha Hostivař – Praha hl. nádraží



5. Závěr

Využití prefabrikovaných mostů či lehkého ztraceného bednění při výstavbě nových mostů mimoúrovňových křížení tratí se jeví jako velice dobrý způsob, jak zkrátit celkovou dobu výluky, potažmo provozu na silniční komunikaci a snížit rizika spojená s výstavbou. Důležitou vlastností prefabrikovaných mostů, kromě rychlosti výstavby, je velice dobrá kvalita provedení povrchů betonových ploch. Díky krátké dopravní vzdálenosti čerstvé betonové směsi a betonáže v kontrolovaném prostředí výrobní haly dosahují betony prefabrikátů výborných výsledků pevností a odolností proti mrazu nebo mrazu a posypové soli. Díky jednoduché konstrukci a opakování výroby je také dosaženo zaručené minimální krytí betonářské výztuže. Tyto skutečnosti bezesporu prodlužují celkovou životnost nové železobetonové konstrukce.



Nový nadjezd u obce Výškov v Čechách, hotový bezúdržbový most

Informace v úvodu byly čerpány z textu na webu SŽDC.

Ing. Pavel Bulejko

ABM Mosty s.r.o.

Tel.: +420 777 226 293

E-mail: pavel.bulejko@abmeurope.com

Rekonstrukce železničního tunelu Alter Kaiser-Wilhelm, Německo



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

Navrhování a zatížení zábradlí na mostech

doc. Ing. Pavel Ryjáček, Ph.D., Bc. Radek Sklenář, Bc. Jan Matějka
Fakulta stavební ČVUT v Praze

Ing. Miroslav Kroupar, Ing. Petr Melzoch
VPÚ DECO PRAHA a. s.

1. Úvod

Předmětem příspěvku je základní informace o zpracování MVL pro návrh, aplikaci a zhotovení zábradelních zádržných systémů na železničních mostech. V průběhu řešení projektu byla postupně stanovena pravidla pro návrh zábradlí na mostech s ohledem na velikost zatížení a kritéria posouzení, následně provedena podrobná výpočetní analýza panelů zábradlí a návrh nových profilů. V poslední etapě byla provedena zkouška zábradelního panelu, se zaměřením na zatížení a funkci lankového zábradlí. Na základě výsledků pak byl vypracován návrh MVL 720 Zábradlí pro železniční mosty.

2. Návrh typů zábradlí na železničních mostech

Na základě podrobné rešerše zábradlí na železničních mostech v evropských zemích bylo vtipováno pro rozpracování do MVL celkem 5 typů zábradlí:

Typ 1 – zábradlí na neveřejných služebních chodnících podél okrajů NK mostu

Typ 2 – zábradlí na neveřejných revizních chodnících uvnitř NK mostu

Typ 3 – zábradlí na římsách svahových křídel a nad čely přesypaných mostních objektů

Typ 4 – zábradlí na nástupištích přístupných veřejnosti, která jsou součástí mostů a opěrných zdí

Typ 5 – zábradlí podél veřejných chodníků na lávkách na vnějších okrajích mostu

Pro tyto typy bylo následně stanoveno zatížení s tím, že byly respektovány aktuální požadavky norem (zejména ČSN 736201), které však nepokrývají všechny prvky.

Pro posouzení zábradlí se pak použijí posudky pro MSÚ, kde je vše poměrně jednoznačně definováno normami ČSN EN, dále se pak posoudí na MSP, kde však kritéria definována nejsou a byla stanovena v tomto předpisu. Sleduje se jednak relativní hodnota $\delta_{h,1}$ v rámci 1 prvku, jednak celková hodnota $\delta_{h,tot}$ panelu zábradlí, přičemž limitní vodorovná relativní deformace je vztažena k rozpětí L prvku a limitní absolutní deformace panelu v určité výšce Z je závislá na hodnotě HZ (výška zábradlí).

Tabulka 1 – Přehled požadavků na zábradlí s ohledem na MSP

limitní vodorovná deformace $\delta_{h,lim}$		prvek		
		sloupek	horní madlo	vodorovné příčky
relativní	$\delta_{h,1}$	HZ / 100	L / 100, LK / 100	
absolutní	$\delta_{h,tot}$		HZ / 50	
				L / 100

Tabulka 2 – Přehled zatížení zábradlí pro jednotlivé typy

model zatížení			P1		P2		P3		P4		P5	současné působení vodorovného a svislého zatížení
směr působení			vodorovné příčné (v obou směrech)				svislé (jen dolů)				vod. příčné	
konstrukční prvek zábradlí			horní madlo	vodor. příčky	horní madlo	vodor. příčky	horní madlo	vodor. příčky	horní madlo	vodor. příčky	výplň	
zatížení			qH,k	qHi,k	QH,k	QHi,k	qV,k	qVi,k	QV,k	QVi,k	QHP,k	
kategorie zábradlí	stručný popis		[kN/m]		[kN]		[kN/m]		[kN]		[kN]	
Typ 1	bezpečnostní	služební chodníky										ne
Typ 2		revizní chodníky										
Typ 3		svahová křídla a čela										
Typ 4	ochranné	veřejný chodník										ano
Typ 5		nástupiště										

Pro dané typy 1 a 2 jsou pak stanoveny výpočtem a tabelizovány jednotlivé profily sloupků a madel tak, aby jejich praktická aplikace byla jednoduchá.

3. Revizní madla a jisticí prvky

V dokumentu je dále definován požadavek na provedení a rozsah revizních madel, která se použijí pro vnější plochu plnostěnných nosníků, horní plochu oblouků Langerových trámů, horní plochu horního pasu příhradových mostů, pokud jsou nad 5500 mm od TK.

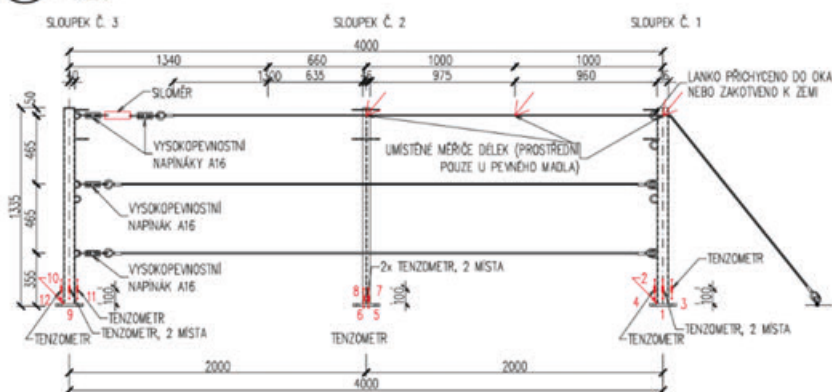
Pro provádění revizí se pak navrhuje použití jisticích ok, a to tam, kde je revize proveditelná pouze za pomoci horolezecké techniky nebo je nutné zajištění proti pádu (příčníky prvkové mostovky, prostory uzavřené mezi příčníky a hlavními nosníky, prostory příhradových mostů, kde se revize provádí pomocí žebříků z revizních lávek). Dokument pak uvádí provedení a dimenze jisticích ok na mostech.

4. Experimentální ověření zábradlí

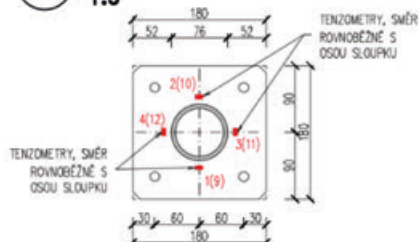
Důvodem pro experimentální ověření zábradelního panelu byla řada otázek a nejistot. Jednak není jasné, jaká zatížení mohou reálně působit na lanková zábradlí (Typ 3 – zábradlí na svahových křídlech a čelech), dále je otázkou, zda jsou tenká lanka schopna osobu při

UMÍSTĚNÍ SNÍMAČŮ 1:25

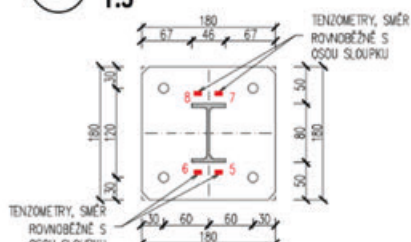
Obr. 1 – Pohled na zábradelní panel a označení měřených míst



KRAJNÍ SLOUPEK – UMÍSTĚNÍ SNÍMAČŮ 1:5



VNITŘNÍ SLOUPEK – UMÍSTĚNÍ SNÍMAČŮ 1:5



Obr. 2 – Pohled na zkušební sestavu s dráhou a figurínou



pádu z náspu zachytit a nezpůsobí její přepadnutí. Poslední otázkou bylo zjištění zatížení při zatěžovacích stavech, jako je:

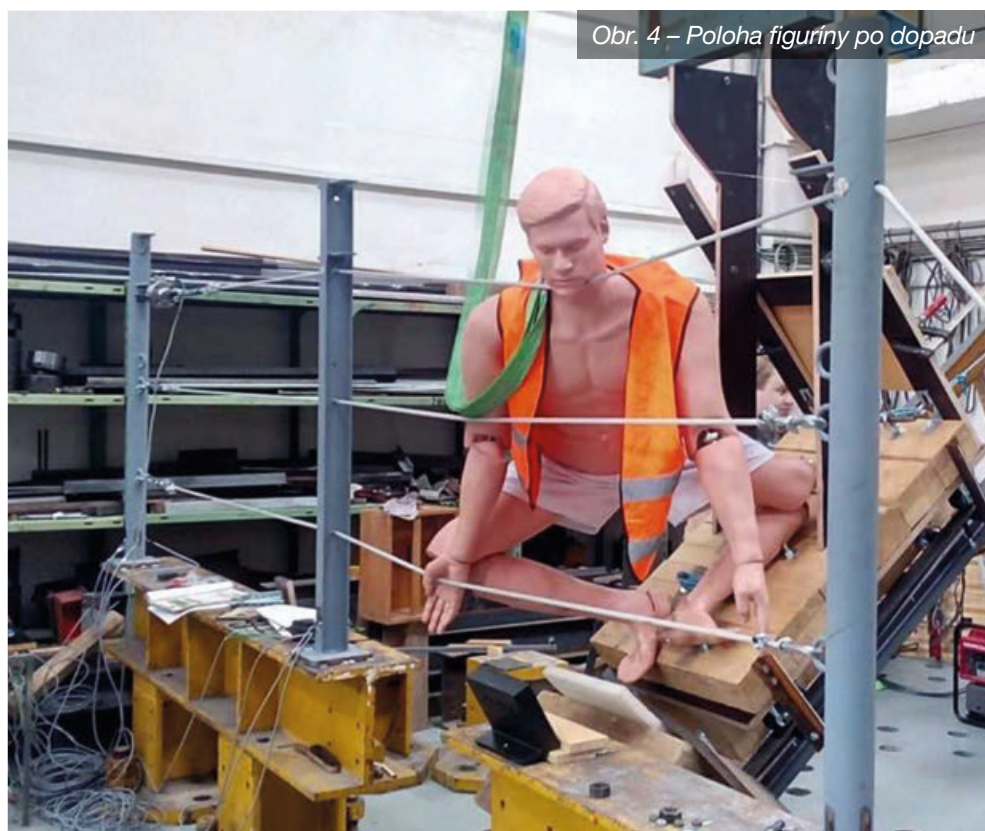
- vandalismus,
- sezení, houpání na lanku,
- tlak do madla.

Při experimentu byla vyrobena sestava zábradlí v laboratoři a měřena síla v lanku, napětí ve sloupcích a průhyb lanka.

Zkušební dráha sloužila k rozjezdu figuríny s reálným rozložením hmotnosti o hmotnosti 75 kg rychlostí cca 25 km/h, což odpovídá osobě padající z náspu. Tato situace byla zkoumána pro různé modelové situace a výšky model (1100 mm, 1300 mm), alternativně i pro pevné madlo.

Zajímavým stavem byl náraz figuríny rychlostí 24 km/h. Tento stav způsobil lokální krátkodobou sílu v lanku. Současně došlo k výraznému zatížení levého sloupku a jeho plastifikaci a trvalé deformaci. Síla v horním lanku dosáhla 7,68 kN. Ukázalo se, že zakotvení lanka pouze do svislého sloupku je obtížné vydimenzovatelné a neekonomické. Daleko vhodnější je zakotvení lanka přímo do římsy přetažením přes sloupek.

Dále je třeba poznamenat, že při tomto i dalších stavech vždy lanka padající osobu zadržela, nikdy nepřepadla ani jinak nepropadla lankovým zábradlím. Z tohoto pohledu lze hodnotit lankové zábradlí jako účinné a funkční.



Z dalších zajímavých výsledků lze poznamenat, že při intenzivním mlácení ocelovým pajcrem do sloupku zábradlí bylo dosaženo síly 2,87 kN, při lomcování sloupkem silnou osobou bylo dosaženo 0,82 kN. Při tlačení skupiny osob do madla se pak dosáhlo zatížení 0,63 kN/m. Tyto výsledky byly zohledněny při tvorbě MVL.

5. Závěr

Závěrem lze konstatovat, že v současné době je zpracován koncept MVL 720, kde je definováno zatížení zábradlí pro železniční mosty a základní kritéria pro posouzení a přiložena výkresová dokumentace. Současně probíhá připomínkové řízení v rámci SŽDC. Po jeho ukončení budou připomínky zpracovány a projednán finální dokument.

Poděkování

Příspěvek byl zpracován za podpory projektu SŽDC „MVL Zádržné systémy pro železniční mosty“.

doc. Ing. Pavel Ryjáček, Ph.D. a kol.

ČVUT v Praze, Fakulta stavební

Tel.: +420 602 250 860

E-mail: pavel.ryjacek@fsv.cvut.cz

Železniční most v km 103,252 trati Plzeň – Domažlice – „Severní most přes Mikulášskou ulici“

Ing. Jiří Elbel, Ing. Jakub Göringer, Ph.D.
SUDOP PRAHA a. s.

Severní most přes Mikulášskou ulici je součástí stavby „Uzel Plzeň, 2. stavba – přestavba osobního nádraží, včetně mostů Mikulášská“. Most se nachází v intravilánu města Plzně v těsné blízkosti památkově chráněných objektů plzeňského hlavního osobního nádraží. Pod mostem prochází důležitá dopravní tepna silnice I. třídy I/20, trolejbusové linky spojující jednotlivé části města a tramvajová trať vedoucí k jediné vozovně města Plzeň. V souvislosti s přestavbou objektu je řešena i úprava a zkapacitnění ulice Mikulášská.

„Severní most“ je rozdělen na dvě samostatné nosné konstrukce. NK1 pod kolejí 1, 0 a 2. NK2 pod kolejí 4, 6, 8 a 12. Nosné konstrukce jsou provedeny jako spojitě o dvou polích rozpětí 20,385 m + 22,869 m z předpjatého betonu. Úhel křížení s ulicí Mikulášskou je 62,3°. Návrh mostu ovlivnilo větvení kolejí na obou konstrukcích a stlačená stavební výška.

Stávající most

V roce 1905 byl v rámci přestavby plzeňského nádraží původní most přes ulici Mikulášská (původně St. Nikolaus) nahrazen novými železničními mosty. Původní kolejště vedlo středem stávajícího přednádraží a most byl situován do úrovně stávajícího stavebního Radbuza a ulice Mikulášská (St. Nikolaus) vedla v západnější poloze v místech stávající kanalizace.

Železniční most z roku 1909 tvořila spojitá konstrukce z ocelových plnostěnných nýtovaných nosníků, které byly spojeny soustavou příčníků. Stávající konstrukce vykazovala znatelné poruchy. Opěry mostu byly z kamenného zdiva, střední podpěru tvořily ocelolitinové sloupy na betonových patkách.

Nový most

Vzhledem k umístění stavby do intravilánu města Plzně a blízkosti památkově chráněných objektů vzešel výsledný návrh jednotlivých stavebně-technických řešení z celkového návrhu

Železniční most v km 103,252 trati
Plzeň – Domažlice – „Severní most přes Mikulášskou ulici“

Původní most



Nový most

*Železniční most v km 103,252 trati
Plzeň – Domažlice – „Severní most přes Mikulášskou ulici“*

architektonického řešení stavby. Mostní konstrukce byla řešena architektonicky tak, aby její působení v daném místě odpovídalo stávajícímu přemostění, to znamená, aby byla zachována její výrazová podoba v prostředí kulturní nemovité památky.

Spodní stavba a založení mostu

Předkvartérní podloží na lokalitě je tvořeno proterozoickými břidlicemi, jež jsou svrhu zvětralé a lze je zařadit do tř. R5, níže navětralé (R4) a později až technicky zdravé (R3). Povrch těchto břidlic však není na jedné úrovni, je silně proměnný, a to jak v důsledku geologických pochodů, tak i zřejmě v důsledku předchozí stavební činnosti. V nadloží se vyskytují jednak málo mocné sedimenty fluvialní (štěrky a písky na povrchu s jílovitou hlínou), jednak antropogenní navážky charakteru stavebního rumu spolu se zbytky starých stavebních konstrukcí.



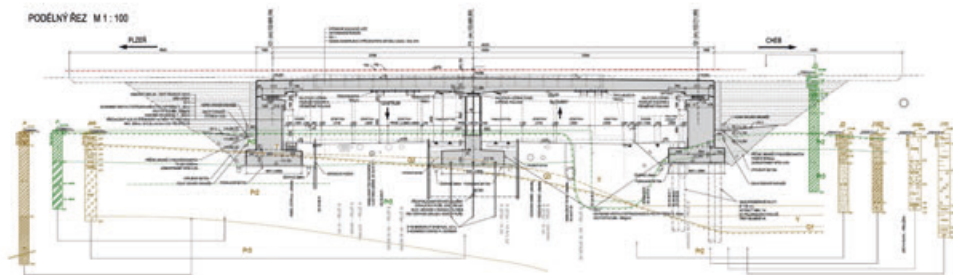
*Železniční most v km 103,252 trati
Plzeň – Domažlice – „Severní most přes Mikulášskou ulici“*

Opěry mostu jsou rozděleny na samostatné části odpovídající jednotlivým konstrukcím. Železobetonové opěry jsou tvořeny úložným prahem s krátkou závěrnou zídou, dřikem opěry a základem. Úložný práh opěr přesahuje na líci dřík opěry o 250 mm. V tomto prostoru bude umístěn kamenný obklad. Na opěru O1 navazují oddílovaná půdorysně zaoblená křídla. Křídla jsou napojena na stávající kamenné zdi. Na dřík opěry O2 jsou zavěšena rovnoběžná křídla.

Opěra O1 je založena plošně na úrovni 310,7 m n. m. ve vrstvě proterozoických břidlic tř. R4/R3. Opěra O2 je založena hlubinně na skupině 14 ks délky 8 m (O21), resp. 12 ks délky 10 m (O22) velkopřůměrových pilot prof. 1080/1000 mm rozmístěných ve 2 řadách. Piloty jsou vetknuty do poloskalního podloží třídy R4.

Pilíře jsou tvořeny vždy čtyřmi samostatnými stojkami pod každou NK. Jsou navrženy jako železobetonové oválného profilu 1600 × 1400 mm se šesti svislými nikami. Pilíře jsou vetknuty přes příčný pas šířky 1400 mm a výšky 1350 mm do základu. Stojky pod jednou konstrukcí jsou založeny na jednom základu. Řadu pilířů na obou stranách mostu doplňují dvojice původních litinových pilířů, které jsou dodatečně přikotveny k příčnému pasu. Ložiska budou osazena přímo na horní povrch pilířů.

Pilíře jsou založeny plošně na úrovni 310,70 m n. m. ve vrstvě proterozoických břidlic tř. R4/R3. Základ nových pilířů částečně zasahující na kamenný základ stávajících pilířů spolu s rychle klesající úrovní vrstvy proterozoických břidlic tř. R4/R3 směrem k Radbuze vytvořily složité základové podmínky. Neúnosné vrstvy byly nahrazeny betonovou plombou a nový základ pilíře byl pomocí mikropilotového roštu ukotven do podloží.

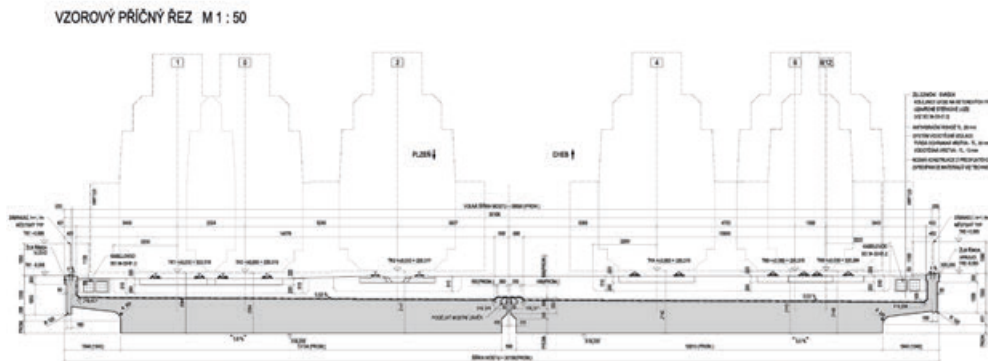


Nosná konstrukce

Novou nosnou konstrukci tvoří dvě samostatné deskové monolitické konstrukce z dodatečně předpjatého betonu. V podélném směru jsou konstrukce provedeny jako spojitý nosník o dvou polích s náběhem u střední stojky a s náběhem u podporových příčníků. Tloušťka desek je v místě nad pilířem 1500 mm (z toho 250 mm tvoří náběh u pilíře), tloušťka v místě podporového příčniku je 1200 mm. Ve směru kolejí má konstrukce střešovitý 1 % podélný sklon s vrcholem v ose pilíře. Tvar NK sleduje směrové vedení kolejí a vzdálenost říms k ose koleje je upravena (rozšíření NK na obou stranách o cca 0,6 m) pro vedení kabelů umístěných k římsám NK. Šířka NK je proměnná (na O1 je šikmá šířka NK 41,085 m, na O2 je 30,878 m). Na vnitřním okraji je konstrukce zakončena krátkou konzolkou délky 200 mm. Mezi konstrukcemi NK1 (levá ve směru staničení) a NK2 vzniká dilatační spára šířky

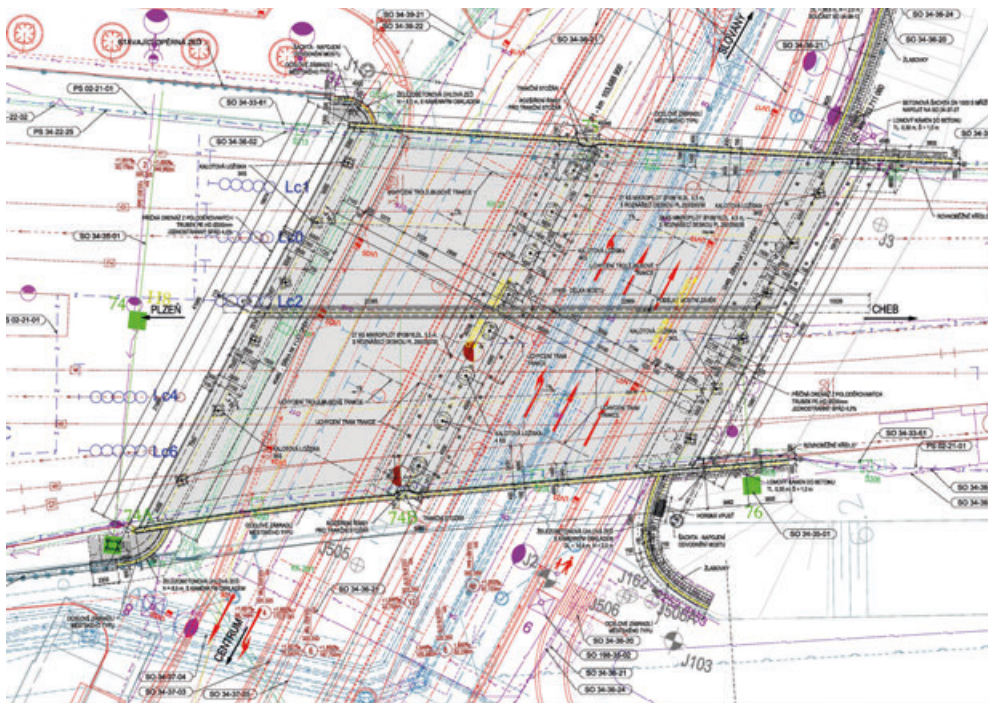
*Železniční most v km 103,252 trati
Plzeň – Domažlice – „Severní most přes Mikulášskou ulici“*

100 mm. Ta je překryta podélným mostním dilatačním závěrem. Na vnějším okraji každé NK vyběhá z desky konzola s římsou konstantní délky 1940 mm. V místě pilíře a na opěrách je konzola zesílena příčnickem.



Nosné konstrukce jsou uloženy na kalotová ložiska. Na každé opěře jsou jednotlivé NK uloženy na trojici kalotových ložisek, v místě pilíře jsou NK uloženy na čtyřech ložiskách – na každém pilíři jedno ložisko. Pevná ložiska jsou umístěna na dvojici vnitřních pilířů.

Betonáž a předpínání nosné konstrukce probíhaly na pevné skruži. Betonáž nosné konstrukce probíhala najednou. Kabely jsou z 19 lan Ø 15,7 mm z oceli Y1860S7

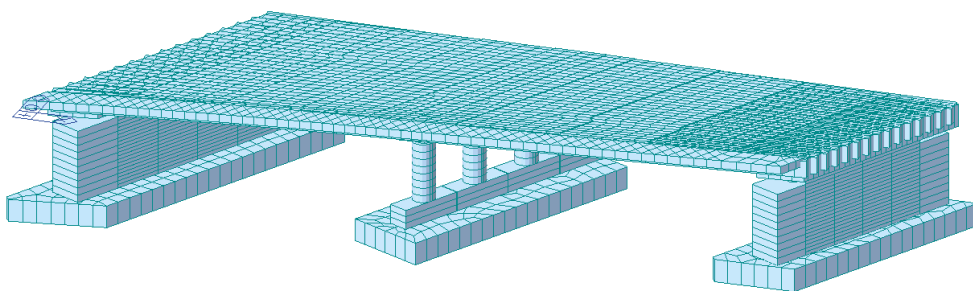


(Y1860S7-15,7-A dle prEN 10138-3). V NK1 (vlevo ve směru staničení) je vedeno 14 dvojic kabelů, tj. celkem 28 ks. V NK2 (vpravo ve směru staničení) je vedeno 15 dvojic kabelů, tj. celkem 30 ks. Celý systém předpětí je s ohledem na výskyt bludných proudů navržen v elektroizolačním provedení. Kotvy předpětí jsou navrženy stejně jako kabelové kanálky v elektroizolačním provedení.

Statický návrh nosné konstrukce

Statický výpočet nosných konstrukcí byl s ohledem na jejich geometrickou složitost řešen na deskovém 3D modelu v programu MIDAS Civil. Korektnost tohoto modelu byla ověřena porovnáním průhybů s nezávisle vytvořeným deskovým modelem v programu SCIA Engineer.

V rámci zpracování statických výpočtů nebyla přesvědčivě prokázána správnost výpočtu dotvarování a smršťování na deskovém modelu v kombinaci s prutovými 1D prvky pro vnášení předpětí. Z tohoto důvodu byly obě konstrukce rozděleny na několik prutových náhrad, které byly následně modelovány samostatně, pouze s uvážením stálých zatížení pro řešení ztrát předpětí a účinků smršťování a dotvarování. Výsledky reologických jevů z těchto prutových náhrad byly importovány do posudkového systému IDEA StatiCa, kde k nim byly manuálně přiřazeny vnitřní síly získané z deskového modelu vždy pro konkrétní náhradu. Tímto způsobem bylo v posouzení zohledněno jak dlouhodobé chování betonu, tak přerozdělení vnitřních sil vlivem deskového působení nosných konstrukcí.



Závěr

Začátkem prosince 2017 byla provedena zatěžovací zkouška a most byl uveden do zkušebního provozu. Na jaře roku 2018 budou provedeny kamenné obklady, navazující zídky u opěry O2 a po dokončení „Jižního mostu přes Mikulášskou ulici“ i finální úpravy komunikace a tramvajové trati pod mostem.

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

Stavba je realizována sdružením firem Metrostav a.s. a OHL ŽS a.s., dodavatelem mostu je Metrostav a.s.

Ing. Jiří Elbel, Ing. Jakub Göringer, Ph.D.
SUDOP PRAHA a.s.

Uzel Plzeň, 2. stavba – SO 34-38-12 Železniční most v km 103,252 trati Plzeň – Domažlice (Severní most)

**Ing. Petr Hanzal, Ing. Jiří Lukeš, Ing. Tomáš Ptáček, Ing. Libor Hájek,
Ing. Stanislav Rosenthal**
Metrostav a.s.

1. Úvod

Stavba „Uzel Plzeň“ je rozdělena do pěti samostatných staveb. „Uzel Plzeň, 1. stavba – přestavba pražského zhlaví“ je již dokončena. Pro realizaci stavby „Uzel Plzeň, 2. stavba – přestavba osobního nádraží, včetně mostů Mikulášská“ bylo vytvořeno sdružení firem Metrostav a. s. a OHL ŽS, a. s., pod názvem „MTS + OHL – Uzel Plzeň“. Pro úspěšné zvládnutí této stavby bylo bezpodmínečně nutné splnit uzlový termín zprovoznění severní části nádraží v prosinci 2017. Klíčovým objektem tohoto roku byl objekt SO 34-38-12 SEVERNÍ MOST.

Most se nachází v intravilánu města Plzně v těsné blízkosti památkově chráněných objektů plzeňského hlavního osobního nádraží. Pod mostem prochází důležitá dopravní tepna silnice I. třídy I/20, trolejbusové linky spojující jednotlivé části města a tramvajová trať vedoucí k jediné vozovně města Plzeň. Pod mostem je v celé šířce stávajících otvorů vedeno velké množství sítí – hlavní vodovodní řady DN 550 a DN 400, plynovod ocel DN 500 s vloženou plastovou rourou DN 315, původní zděná vejčitá stoka 1100/600, železobetonový kabelovod Cetin. Po celou dobu výstavby mostu musela být s výjimkou krátkodobých výluk v provozu tramvajová linka.

2. Popis stávajícího mostního objektu

Původní nosná konstrukce byla spojitá, o rozpětí 2× 15,5 m a byla tvořena plnostěnnými nýtovanými nosníky, které byly spojeny soustavou příčníků. Podklad pro kolejové lože tvořil plech. Každé z takto vytvořených polí mezi příčnky a hlavními nosníky bylo samostatně odvodněno do podélného odvodňovacího systému. Opěry mostu byly kamenné s ŽB

úložným prahem výšky cca 0,6 m s plošnými základy. Líc opěr byl proveden z řádkového zdiva. Závěrné zídky byly rovněž kamenné z řádkového zdiva. Pilíře v počtu 14 ks tvořily ocelolitinové sloupy Ø 400 mm se zdobnými hlavicemi na betonových základových patkách.

3. Demolice stávajícího mostu

5. 4. 2017 byla zahájena demontáž kolejového svršku. Před demontáží OK stávajícího mostu bylo nutné zajistit stabilitu pilířů, které plnily funkci kyvných stojek. Z důvodu co nejrychlejšího postupu prací bylo v 10denní výluce tramvají provedeno rozstřihání nosných konstrukcí a jejich následné snesení do přednádražního prostoru, kde proběhlo jejich rozpálení. Památkově chráněné pilíře včetně hlavic byly šetrně demontovány a odvezeny. Následně proběhlo odtěžení přechodových oblastí a demolice opěr. Během odtěžování rubu opěry OP1 byl odhalený rub stávajících opěrných zdí postupně zajišťován torkretem vyztuženým KARI sítí kotveným pomocí hřebíkových kotev do stávajících zdí. Stejně byla zajištěna i odbouraná čela těchto zdí. Zemní a demoliční práce na OP2 byly kompletně dokončeny 30. 4. 2017.



Obr. 1 – Střihání původní NK



Obr. 2 – Snášení původní NK

4. Založení mostu

Před zahájením prací na založení mostu bylo nutné z důvodu kolize nových konstrukcí mostu provést velmi náročné přeložky inženýrských sítí. Konkrétně nový vodovodní řad DN 600 a DN 400, nový plynovod plast DN 315, novou vejčitou prefabrikovanou stoku 1100/700, nový kabelovod a obetonované plastové multikanály.

Celá konstrukce mostu je rozdělena na dvě části. Levá konstrukce odpovídá NK1 (jižní část) a pravá konstrukce odpovídá NK2 (severní část). Vzhledem k rozdílným geologickým podmínkám byla provedena kombinace založení.

Opěra O1

Zajištění stavební jámy bylo provedeno z mikrozáporových stěn HEB 140 v rozteči 1,20 m. Délka mikrozápor 5,0 m. Opěra O1 byla založena plošně ve vrstvě proterozoických břidlic tř. R4/ R3. Šířka základu je 5,0 m, délka základu 18,92 m, resp. 20,85 m. Výška základu v napoju na dřík opěry je 1,5 m.

Pilíř P1

Zajištění stavební jámy bylo provedeno rovněž z mikrozáporových stěn HEB 140 v rozteči 1,20 m. Délka mikrozápor byla 6,0 m. Rozepření bylo provedeno pomocí ocelových rozpěr z trub Ø 168/10 mm v rozteči 4,80 m. Aktivace rozpěr byla provedena přivařením k podélným převázkám 2x U240.

Pilíř P1 je založen rovněž plošně ve vrstvě proterozoických břidlic tř. R4/ R3. Šířka základu je 5,6 m, délka základu je 17,8 m, resp. 18,6 m. Výška základu 1,5 m.

Z důvodů složitého zakládání v oblasti stávajícího pilíře a rychle klesající úrovně vrstvy proterozoických břidlic tř. R4/ R3 směrem k Radbuze zde byl proveden mikropilotový rošt, jehož funkce spočívá v dostatečném ukotvení základu do podloží, a tak zabrání jeho případnému usmyknutí. Celkem bylo provedeno 54 ks mikropilot (tři řady se vzájemnou roztečí 2,0 m a osovou vzdáleností v každé řadě rovněž 2,0 m) z trubek prof. 108/16 mm. Mikropiloty byly realizovány z úrovně základové spáry pilíře a procházejí základem původního pilíře.

Opěra O2

Projekt předpokládal u jižní části opěry O2 založení pomocí mikropilot z důvodu obtížně vrtatelného podloží a u severní části opěry O2 založení hlubinné na velkopřůměrových pilotách. Při realizaci opěry byly zastiženy odlišné geologické poměry umožňující vrtání velkopřífílových pilot pod celým základem opěry. Z tohoto důvodu byla projektantem mostu operativně provedena úprava založení celé opěry. Celkem bylo provedeno 26 kusů pilot o průměru 1200 mm, délky 8–10 m.

5. Spodní stavba

Opěry O1, O2

Železobetonové opěry jsou tvořeny úložným prahem s krátkou závěrnou zídou, dříkem opěry a základem. Tloušťka dříku je 2,35 m. Tloušťka závěrné zídky je 0,5 m. Úložný práh opěr je proveden jako pohledový, dřík je obložen žulovým kamenem. Výška úložného prahu je 1000 mm. Na úložném prahu jsou nabetonovány podložiskové bločky. Betonáž dříků opěr probíhala za relativně vysokých teplot v průběhu července. Z obavy ze vzniku trhlin jsme použili betony se síranuvzdornými cementy a pomalým náběhem pevnosti.

Pilíř P1

Pilíře jsou tvořeny vždy čtyřmi samostatnými stojkami pod každou NK. Jsou provedeny jako železobetonové oválného profilu 1600 × 1400 mm se svislými nikami. Pilíře jsou vetknuty přes příčný pas šířky 1400 mm a výšky 1350 mm do základu. Řadu pilířů na obou stranách mostu doplňují dvojice původních litinových pilířů, které jsou dodatečně přikotveny k příčnému pasu. Ložiska jsou osazena přímo na horní povrch pilířů. Pilíře jsou provedeny z pohledového betonu.

Spodní stavba byla zaizolována proti volně stékající vodě s použitím asfaltových izolačních pásů.



Skladba souvrství: penetračně adhezní nátěr ALP, jednovrstevně natavený asfaltový pás PARAELAST BRIDGE, ochranná vrstva z XPS tl. 50 mm, ochranná textilie GEOFILTEX 63/50 s plošnou hmotností 500 g/m².

Za rubem opěr je stékající voda odváděna konstrukcí kamenné rovnániny k příčné drenáži odvodnění. Odvodňovací trubka DN 200 je uložena na spádové betonové vrstvě těsně izolací.

6. Nosná konstrukce

Nosnou konstrukci tvoří dvě samostatné deskové monolitické konstrukce z dodatečně předpjatého betonu (NK1 a NK2). V podélném směru jsou konstrukce provedeny jako spojitý nosník o dvou polích s náběhem u střední stojky a s náběhem u podporových příčníků. Tloušťka desek je v místě nad pilířem 1500 mm (z toho 250 mm tvoří náběh u pilíře), tloušťka podporového příčniku je 1200 mm (z toho 150 mm tvoří náběh). Ve směru kolejí má konstrukce střešovitý 1% podélný sklon s vrcholem v ose pilíře. Tvar nosných konstrukcí sleduje směrové vedení kolejí a jsou rozšířeny pro vedení kabelovodů umístěných u říms. Šířka NK je proměnná (na O1 je šikmá šířka NK 41,085 m, na O2 je 30,878 m). Podélná spára mezi nosnými konstrukcemi je těsněna lamelovým mostním závěrem. Na vnějším okraji každé NK vyběhá z desky konzola s římsou konstantní výšky 1940 mm. V místě pilíře a opěrách je konzola zesílena příčником. Na každé římsě je v ose pilíře do římsy osazen svorník pro kotvení trakčního stožáru. Svislá dilatační spára je tak vymezena



na boční líc NK. Přechodová oblast opěry O2 je vymezena krátkými křídly zakončenými ŽB římsou, která navazuje na ŽB římsu na nosné konstrukci.

Nosné konstrukce jsou uloženy na kalotová ložiska. Jednotlivé NK jsou uloženy na opěrách vždy na trojici kalotových ložisek a na čtveřici ložisek na pilířích – na každém pilíři jedno ložisko. Kalotová ložiska byla osazena a podlita před zahájením bednicích prací na nosných konstrukcích.

Před zahájením prací na montáži pevné skruže byla realizována provizorní přeložka tramvajové trati a ochranný rám v prostoru nosných konstrukcí. Práce na montáži pevných skruží byly zahájeny 8. 8. 2017 a v těsném závěsu probíhala montáž bednění a armatury. 2. 9. 2017 byly zahájeny práce na montáži kabelových kanálků a protahování předpínacích lan. Na mostě byl použit předpínací systém f. VSL. Nainstalováno bylo 14 dvojic kabelů v NK1 a 15 dvojic kabelů v NK2. Celkem tedy 58 ks 19pramencových kabelů s průměrem jednotlivých lan 15,7 mm. Vzhledem ke složitému tvaru konstrukce a nedostatku prostoru byla lana střídavě rozdělena na aktivní a pasivní kotvy, které se střídaly mezi sebou ve dvou řadách. Celý systém předpětí je s ohledem na výskyt bludných proudů realizován v elektroizolačním provedení. Kabelové kanálky jsou plastové s vnitřním průměrem 95 mm. Tvar čel nosných konstrukcí byl natolik složitý, že jsme po vzájemné dohodě s projektanty a TDI přistoupili k osazení ocelových spolupůsobících kastlíků přesně vyrobených dle projekčních požadavků na umístění a sklon jednotlivých lan. Betonáž NK1 proběhla 23. 9. 2017 při výluce tramvajové trati. Uloženo bylo 893 m³ betonu C35/45 - XC3, XD1, XF2

za 16 h. Receptura betonu byla několikrát odzkoušena a upřesněna tak, aby bylo možné nosné konstrukce zabetonovat v té nejvyšší kvalitě zejména s ohledem na velký objem betonáže (cca 1000 m³). Pro zalití koncových příčníků bylo nutné vzhledem k rozměrům a vyztužení použít směs s konzistencí na horní hranici S4, druhý typ směsi byl v konzistenci S4 s přidáním zpomalovače a poslední typ betonové směsi byl v konzistenci S3 včetně zpomalovače a dále byla přidána ještě polypropenová vlákna (0,8 kg/m³). Tento typ směsi byl uložen do poslední vrstvy (nad horní vrstvu betonářské výztuže) z důvodu eliminace smršťovacích trhlin. Horní povrch betonu byl upraven vibrační latí.

Betonáž NK2 proběhla 3. 10. 2017 již za provozu tramvají a uloženo bylo 993 m³ betonu.

Při ladění receptur i při betonážích nosných konstrukcí jsme odebrali velké množství vzorků betonu, které jsme nechali odzkoušet na pevnosti a moduly pružnosti. Požadavek projektanta pro předpínání byl 85 % fck, tedy 30 MPa pro pevnost betonu a modul pružnosti min. $E = 30 \text{ GPa}$. Výše uvedených hodnot jsme dosáhli po 5 dnech od betonáže.

Předpínání bylo zahájeno 29. 9. 2017. Kotevní napětí 1425 MPa, což odpovídalo napínací síle 4061 kN pro kabel. 25 % kabelů bylo napnuto z opěry O1, 50 % kabelů z opěry O2 a zbylých 25 % kabelů opět z opěry O1.

Izolace

Navrhovaný systém izolace nosných konstrukcí obsahoval podklad pro izolaci penetračním nátěrem na bázi nízkoviskózních pryskyřic, dále dvě vrstvy celoplošně natavovaných asfaltových pásů z modifikovaných asfaltů s tvrdou ochranou ze střednězrného litého asfaltu tl. 30 mm. Vzhledem k časové tísní z důvodu požadavku na předání obou nosných konstrukcí v termínu 8. 11. 2017 a obavy z nevhodných klimatických podmínek pro aplikaci pryskyřic a asfaltových pásů (přelom října a listopadu) byl na nosné konstrukce aplikován systém stříkané izolace Eliminator. Kompletní souvrství obou nosných konstrukcí včetně čel a říms bylo provedeno během 5 dnů. Celková plocha stříkané izolace byla 1608 m². Před její aplikací bylo samozřejmě nutné doladit veškeré detaily – dilatační spáry, napojení na pásovou izolaci, napojení na dilatační závěr a ukončení izolace pod římsou.

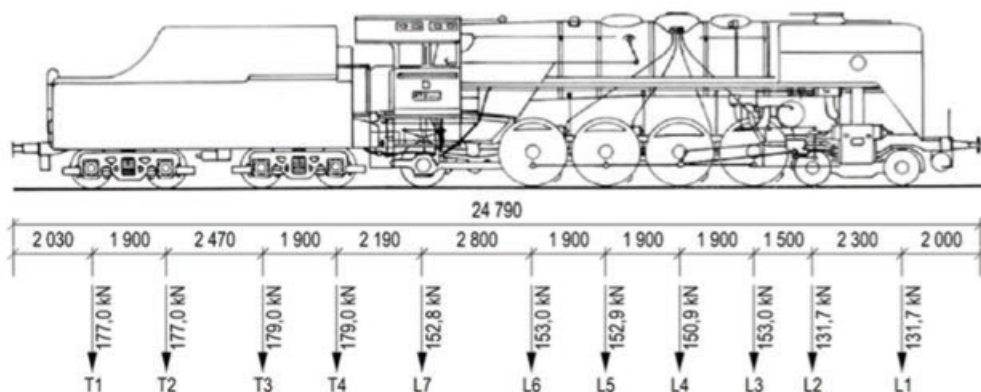
Poslední důležitou operací byla pokládka antivibračních rohoží od německého výrobce Datwiller a dosypání přechodových oblastí drenážním betonem. Most byl předán k realizaci kabelodůů a železničního svršku 7. 11. 2017. Do zatěžovací zkoušky byla provedena montáž zábradlí a zahájeny práce na provádění kamenného obkladu opěr.



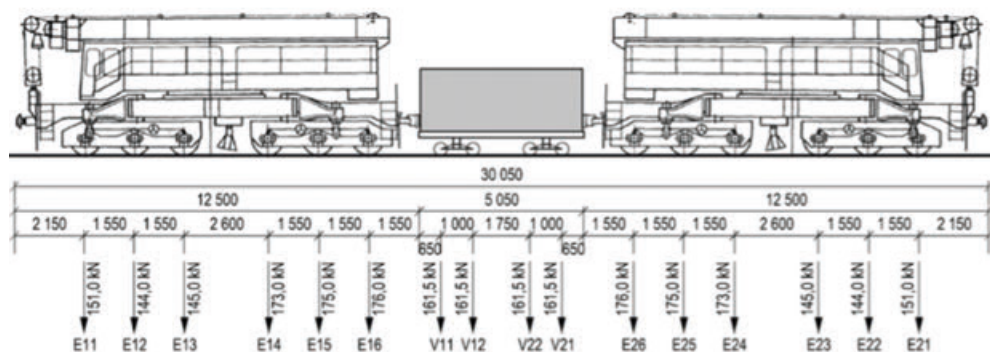
Obr. 5 – Stříkaná izolace NK1

7. Zatěžovací zkouška

Statická zatěžovací zkouška byla provedena pro železniční zatížení v obou kolejích tak, že bylo dosaženo účinnosti zatížení min. 50 % dle požadavků ČSN 73 6209. Při zatěžovací zkoušce byla využita sestava parní lokomotiva řady 475.1 (Šlechtična) včetně tendru (na jedné koleji) a vozík složený ze dvou podvozků vz. 53 naložený panely umístěný mezi dvěma drážními jeřáby EDK 300/5 (na druhé koleji). Bylo provedeno celkem 8 zatěžovacích stavů (4 na NK1 a 4 na NK2). S ohledem na tvarovou složitost konstrukce a polohu kolejí byly jednotlivé zatěžovací stavy vytyčeny pomocí pozice osy náprav. Urychlení zatěžovací zkoušky umožnilo přejíždění zkušebního zatížení z jednoho mostu na druhý – s ohledem na ustálení deformací při odlehčení. Na spodním líci NK byly umístěny geodetické terče pro měření průhybů (4 x 5 terčů). V každém poli byly měřeny dva body duplicitně. V poli 1 (NK1 a NK2) strunami (2 x 2 struny), v poli 2 (NK1 a NK2) přesnou nivelací (2 x 2 měřidla). Statická zatěžovací zkouška byla provedena 4. 12. 2017 panem doc. Ing. Petrem Bouškou, CSc. (ČVUT v Praze, Kloknerův ústav).



Obr. 6 – nápravové tlaky „šlechtična“



Obr. 7 – nápravové tlaky „souprava EDK“

*Uzel Plzeň, 2. stavba – SO 34-38-12 Železniční most v km 103,252 trati
Plzeň – Domažlice (Severní most)*

Velké úsilí v přípravě, koordinaci, nasazení a obětavosti celého týmu a všech spolupracovníků a subdodavatelů bylo úspěšně završeno hlavní mostní prohlídkou. Severní most byl dne 8. 12. 2017 uveden do provozu.

Ing. Petr Hanzal

Metrostav a.s.

Tel.: +420 721 517 263

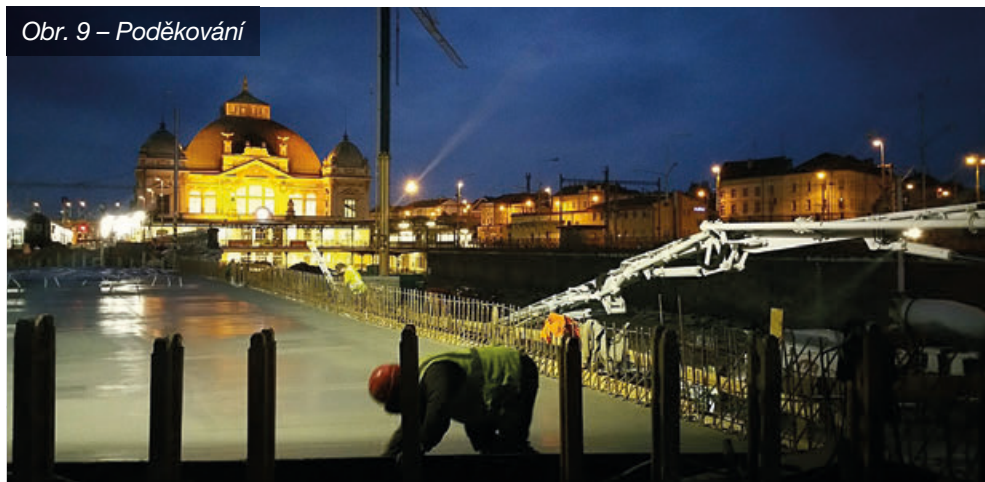
E-mail: petr.hanzal@metrostav.cz



Obr. 8 – Zatěžovací zkouška

*Uzel Plzeň, 2. stavba – SO 34-38-12 Železniční most v km 103,252 trati
Plzeň – Domažlice (Severní most)*

Obr. 9 – Poděkování



*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*

NOVĚ

**Zadávání tisku přes internet
na adrese reprografie.sudop.cz**

Océ ColorWave 650

Železniční most přes ulici Mikulášská v Plzni – realizace z pohledu TDS

Ing. Petr Toman, Ing. Vladimír Kasa, Ing. Stanislav Kejval
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, 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 nutno 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. Předmět stavby

V rámci realizace stavby přemostění Mikulášské ulice je soubor staveb rozdělen z technologických důvodů postupu výstavby a vylukové činnosti v rámci železničního uzlu Plzeň na Severní most, SO 34-38-12 (ev. km 109,836) a Jižní most, SO 34-38-13 (ev. km 349,279). Soubor mostních staveb byl zahájen v roce 2017 přestavbou Severního mostu a bude ukončen přestavbou Jižního mostu v roce 2018.

2.1 Severní most, technické řešení

Nová nosná konstrukce je z důvodů stlačené stavební výšky a značné nerovnoměrné šikmosti navržena jako konstrukce desková z dodatečně 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 střešovitým 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. Obě nosné konstrukce jsou zakončeny na obou stranách příčnickem 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 zdídkami 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 velkopřůměrových 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.

2.2 Jižní most, technické řešení

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.



Mikulášská Sever stávající stav



Vizualizace nový stav

3. Realizace stavby

3.1 Demolice

Realizace výstavby nového přemostění Mikulášské ulice byla zahájena přestavbou Severního mostu v březnu 2017, úplnou uzavírkou Mikulášské ulice od 22. 3. do 28. 3. 2017, přeložkami inženýrských sítí a úpravou tramvajové tratě vložением dvojitých kolejových spojek na Mikulášském náměstí a v Sirkové ulici, které umožní po dobu výstavby řízený jednokolejný provoz na provizorních překládkách tramvajových tratě. Pěší provoz je po dobu výstavby přesměrován do trasy nového západního podchodu, který propojuje ulice Železniční na jihu a Šumavská na severu.

Vlastní snesení starých ocelových nosných konstrukcí a jejich odstranění z mostního otvoru proběhlo v úplné uzavírci od 14. 4. do 24. 4. 2017. Snesení bylo prováděno postupně po jednotlivých sekcích, které vznikly rozdělením roštové ocelové konstrukce v podélném směru na dělené nosníkové prvky o dvou polích. Snesení bylo realizováno kolovým jeřábem ABP Plzeň nosnosti 1200 tun s vyložení 30 m. Celkem bylo provedeno snesení staré OK v 6 samostatně rozdělených sekcích.

Následovala demolice opěr včetně odstranění základů středních stojek z ocelolitin a příprava pro založení nové spodní stavby v průběhu měsíce května 2017.



Snesení staré OK



3.2. Nová spodní stavba

Výstavba byla zahájena hlubinným zakládáním opěry O2 na pilotách. Současně s dokončením základových pasů opěry O2 bylo prováděno plošné založení opěry O1 a výstavba ochranné konstrukce nad přesunutou tramvajovou tratí do provizorní polohy, aby mohla být zahájena výstavba pilíře P1 v definitivní poloze hlubinným zakládáním na mikropilotách.



Demolice opěr



Výstavba nových opěr

Betonáž opěry O2 byla dokončena v červenci 2017, opěry O1 včetně stojek pilířů P1 v první polovině srpna 2017 do úrovně úložného prahu pro uložení kalotových ložisek. Celkově bylo uloženo do opěr O1, O2 včetně pilíře P1 celkem 1973 m³ betonu.

3.3. Nová nosná konstrukce

Příprava pro výstavbu nové nosné konstrukce (NK1 a NK2) byla zahájena již v druhé polovině července 2017 výstavbou skruže ze systému Peri v celém mostním otvoru. Skruž byla dokončena bedněním tvaru nosné konstrukce z vodotěsných překližek v srpnu 2017 a následovala sestava měkké výztuže včetně uložení kabelových kanálků, protažení předpínacích kabelů a kompletace kotevních oblastí. Vzhledem ke složitosti a pracnosti ukládání výztuže a předpínacích kotev byla připravenost k betonáži nosné konstrukce NK1 v polovině září 2017, NK2 do konce září 2017.

Betonáž nosné konstrukce NK1 mostu byla zahájena v sobotu 23. září 2017 a byla ukončena po 12 hodinách nepřetržité betonáže. Betonáž probíhala současně ze tří mobilních čerpadel, ke kterým probíhalo nepřetržité navážení čerstvého betonu z betonárny Beton Union za uzavírky Mikulášské ulice a tramvajového provozu od 22. 9. až 25. 9. 2017. Při betonáži bylo po celou dobu přistaveno jedno mobilní čerpadlo navíc jako rezervní pro případ poruchy. Betonáž nosné konstrukce NK2 proběhla v úterý 3. října 2017. Celkem bylo do obou nosných konstrukcí uloženo 1887 m³ betonu.

Předpínání nosných konstrukcí bylo provedeno po 7 dnech od ukončení betonáže na základě provedených zkoušek betonu.

Aby byl dodržen požadavek na dokončení mostu dle odsouhlaseného harmonogramu výstavby a dokončení kolejiště v měsíci listopadu, byla zvolena pro urychlení prací aplikace bežešvé hydroizolace nanášené stříkáním a současně systém bez nutnosti realizace tvrdé ochrany (v PD návrh asfaltových pásů s tvrdou ochranou z litého asfaltu). Z tohoto důvodu byly upraveny detaily na nosné konstrukci, dilatační a pracovní spáry pro aplikaci bežešvé izolace. Hydroizolace byla úspěšně dokončena na konci října 2017 a následovalo položení antivibrační rohože v celé ploše mostu. Objekt byl dokončen a připraven začátkem listopadu 2017 pro dokončení přechodových oblastí a navážení štěrku pro zřízení kolejového lože na mostě a montáž železničního svršku včetně výhybkových konstrukcí. Demontáž skruže byla provedena v uzavírcce Mikulášské ulice 3. 11. až 6. 11. 2017.

3.4 Uvedení do provozu

Následovalo osazení zábradlí na mostě a provedení statické zatěžovací zkoušky dne 4. 12. 2017. Zatěžovací zkouška mostu byla provedena v 8 zatěžovacích stavech, jako zkušební břemena byly použity parní lokomotiva řady 475 s tendrem řady 935 a dva kolejové jeřáby EDK 300/5 s pomocnou zátěží z betonových panelů na provizorním vozíku. Celková hmotnost zkušebního zatížení činila 440 t. Zatěžovací zkouška vyhověla požadavkům ČSN 73 6209 a ověřila správnost předpokladů statického návrhu.

Pro dokončení Severního mostu zbývá provést obklady spodní stavby z kamenného řádového zdiva a dokončení křídel včetně terénních úprav.



4. Závěr

Výstavba Severního mostu byla velmi náročná na koordinaci prací jednotlivých účastníků výstavby, kdy se podařilo přes počáteční nesnáze a časové prodlevy způsobené náročností přeložek inženýrských sítí, zejména kanalizačního řadu do nové trasy, upravit harmonogram výstavby tak, aby byl dodržen postupový termín vytyčený pro betonáž nosných konstrukcí a následné předání objektu pro dokončení kolejíště v požadovaných termínech.

Lze konstatovat, že díky operativnosti a maximálnímu nasazení všech účastníků výstavby byly dodrženy postupové termíny a Severní most bude uveden do provozu od zahájení nového grafikonu 9. 12. 2017.

Ing. Petr Toman

SŽDC, s. o.

Tel.: +420 602 774 961

E-mail: tomanpe@szdc.cz

Ing. Vladimír Kasa

SŽDC, s. o.

Tel.: +420 602 774 961

E-mail: kasav@szdc.cz

Ing. Stanislav Kejval

SŽDC, s. o.

Tel.: +420 602 774 961

E-mail: kejval@szdc.cz

Správa železniční dopravní cesty, státní organizace,
Stavební správa západ, Sokolovská 278/1955, 190 00 Praha 9

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 Slezsku (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 Svítavy–Žďárec u Skutče
Hel-Cor Trenchcoat DN800



Polepy - trať Všetaty – Děčín
Hel-Cor Trenchcoat DN600

Protikorozní ochrana mostů u OŘ Brno

Jaromír Horáček

SŽDC, s. o., Oblastní ředitelství Brno, Správa mostů a tunelů

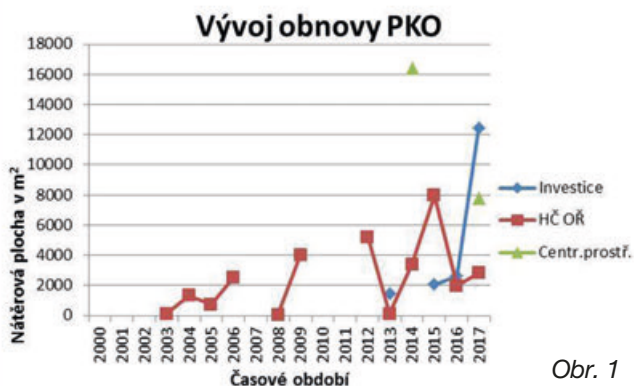
1. Úvod

Protikorozní ochrana se u SŽDC s. o. řídí předpisem S 5/4 Protikorozní ochrana ocelových konstrukcí a dále dle TKP, kapitola 25, část B – Ochrana ocelových konstrukcí proti atmosférické korozi. Pro stanovení správného návrhu opravy či obnovy PKO se dále využívají evropské normy, jako např. ČSN EN ISO 12944 Nátěrové hmoty – Protikorozní ochrana ocelových konstrukcí ochrannými nátěrovými systémy nebo ČSN EN ISO 4628 Nátěrové hmoty – Hodnocení degradace nátěrů.

OŘ Brno má ve svém obvodu 210 ocelových mostů, s celkovým počtem 319 konstrukcí a celkovou nátěrovou plochou 352 tisíc metrů čtverečních.

Z důvodu nedostatku finančních prostředků se v posledních desetiletích zcela upustilo od údržby PKO, jako je provozní čištění a místní opravy. Celková oprava se naposledy prováděla v letech, kdy jsme ještě měli vlastní kapacity dělnických profesí. V důsledku toho bylo u některých mostů již takové korozní oslabení některých prvků ocelové konstrukce, že se muselo přistoupit k jejich výměně.

V posledních letech se díky i jiným zdrojům financování situace značně zlepšuje a provádí se celková obnova PKO, jejichž realizaci provádí externí dodavatelé. Vývoj za posledních 15 let je patrný z grafu na obrázku č. 1.



Obr. 1

2. Zdroje financování při obnově PKO (obrázek č. 2)

2.1 Z hlavní činnosti OŘ Brno

Z těchto prostředků přichází v úvahu obnova u menších objektů o výměře do cca 3 000 m², výjimečně pak do 5 000 m². V letech 2003–2017 jsme tak natřeli pouhých 41 mostů o celkové ploše 30 300 m².

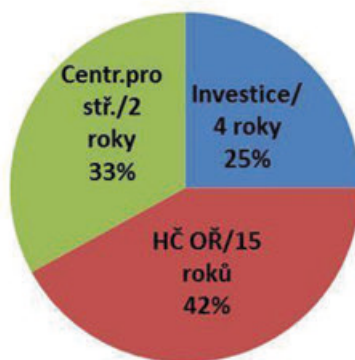
2.2 Z centrálních prostředků GŘ SŽDC

V roce 2014 se poprvé podařilo zajistit financování vytipovaných velkých mostů z těchto zdrojů. Za to patří dík zejména Oddělení mostů a tunelů z O13. Jednalo se o konstrukce s nátěrovou plochou větší než 5000 m², které by samotné správy nebyly schopny realizovat z vlastních prostředků. Podruhé byly tyto finance přiděleny na OŘ v letošním roce 2017. Celkem se takto realizovaly 4 mosty s výměrou 24 200 m².

2.3 Investiční činnost

V rámci OPD (operační program Doprava) a akce Revitalizace trati Okříšky – Zastávka u Brna se v letech 2013–2017 provedla obnova u 6 mostů o celkové výměře 18 600 m².

Poměr financování v %



Obr. 2

3. Nejvýznamnější realizované akce z jednotlivých zdrojů.

3.1 Oprava mostu v km 2,569 TÚ 2301 Brno hl. n. – Slatinská

Zdroj financování: HČ OŘ Brno

Zhotovitel PKO: Proficolor s.r.o. Praha

Rok realizace: 2014

Nátěrová plocha: 2 880 m²

Celková cena: 3 335 tis. Kč, cena za m² – 1 158 Kč

Použité nátěrové hmoty – Derisol, nátěrový systém ONS 14 dle předpisu SŽDC S 5/4, celková tloušťka – 280 µm, odstín DB 610 zelená.

Nosná konstrukce o třech polích, nýtovaná, s příhradovými hlavními nosníky, zapuštěná mostovka. Most je šikmý, úhel křížení 70°. Převádí železniční jednokolejnou trať přes řeku Svratku ve středním poli a přes silnici a cyklostezku v krajních polích.

Součástí opravy mostu byla výměna mostnic a celková sanace spodní stavby.



Obr. 3

3.2 Nátěr mostu v km 119,588 tratě Břeclav – Hrušovany n. Jevišovkou

Zdroj financování: HČ OŘ Brno

Zhotovitel PKO: Stamakocel s.r.o. Brodek u Přerova

Rok realizace: 2015

Nátěrová plocha: 2 695 m²

Celková cena: 3 008 tis. Kč, cena za m² – 1 116 Kč

Použité nátěrové hmoty – Derisol, nátěrový systém ONS 14 dle předpisu SŽDC S 5/4, celková tloušťka – 280 µm, odstín DB 610 zelená.



Obr. 4

Most přes řeku Dyji o jednom otvoru, jedné koleji. Mostovka dolní, přímo pojižděná. Konstrukce plnostěnná, vyztužená obloukem – Langrův trám. Délka konstrukce 54,70 m, rozpětí 54,00 m, šířka 8,15 m.

Dále byla provedena sanace úložných prahů, očištění kamenných křídel tlakovou vodou a jejich hloubkové přespárování.

3.3 Oprava mostu v km 4,804 tratě Brno H. H. – Brno Židenice v TK1 + TK2

Zdroj financování: HČ OŘ Brno

Zhotovitel PKO: Stamakocel s.r.o. Brodek u Přerova

Rok realizace: 2016

Nátěrová plocha: 882 m²

Celková cena: 1 067 tis. Kč, cena za m² – 1 210 Kč

Použité nátěrové hmoty – Derisol, nátěrový systém ONS 14 dle předpisu SŽDC S 5/4, celková tloušťka – 280 µm, odstín RAL 3011 červená.



Dvojkolejný železniční most přes ulici Jílkova v Brně Židenicích, trať v přímé. Ocelové konstrukce jsou nýtované, s plnostěnnými hlavními nosníky, bez mostovky. Osová vzdálenost hlavních nosníků je 1,9 m, výška 1,6 m, délka 19,4 m. Hlavní nosníky jsou opatřeny příčným ztužením. Most je šikmý, úhel křížení 75°.

Součástí realizace díla byla dále výměna mostnic, oprava spárování kamenného zdiva opěr a křídel, rektifikace a nové podlití ložisek, výměna nadměrně zkorodovaných nýtů. Na podlahy na chodnicích a mostnicích byly použity dřevěné impregnované fošny z důvodu snížení hladiny hluku.

3.4 Oprava mostu v km 87,722 tratě Žďár nad Sázavou – Tišnov

Zdroj financování: HČ OŘ Brno

Zhotovitel PKO: Gavas Hodonín s.r.o.

Rok realizace: 2017

Nátěrová plocha: 2 086 m²

Celková cena: 3 276 tis. Kč, cena za m² – 1 571 Kč

Použité nátěrové hmoty – Derisol, nátěrový systém ONS 14 dle předpisu SŽDC S 5/4, celková tloušťka – 280 μm, odstín DB 601 zelená.

Ocelová konstrukce nýtovaná, tvořená dvěma hlavními příhradovými nosníky, dolní prvková mostovka s plnostěnnými příčnicí a podélníky tvaru I. Délka mostu 46,3 m, šířka 5,7 m, šikmost 49°.

Spodní stavbu tvoří masivní kamenné opěry, úložné prahy železobetonové.

Součástí opravy mostu byla i výměna mostnic, sanace úložných prahů, očištění kamen-



ných opěr tlakovou vodou, hloubkové přespárování a výměna prvků vodorovného ztužení v krajních polích.

3.5 Oprava mostu v km 91,661 tratě Veselí nad Lužnicí – Jihlava

Zdroj financování: centrální prostředky GR SŽDC

Zhotovitel PKO: Stamakocel s.r.o. Brodek u Přerova

Rok realizace: 2017

Nátěrová plocha: 2 803 m²

Celková cena: 4 098 tis. Kč, cena za m² – 1 462 Kč



Použité nátěrové hmoty – Derisol, nátěrový systém ONS 15 dle předpisu SŽDC S 5/4, celková tloušťka – 320 μm , odstín RAL 3011 červená.

Jednokolejný most o deseti polích. Trať je v přímé, elektrizovaná. Nosnou konstrukci tvoří devět kamenných kleneb (K 01–K 07, K 09–K10) a jedna ocelová konstrukce (K 08).

Konstrukce je z roku 1971, trámová, příhradová, šířka 5,40 m a délka 53,15 m, s horní přímo pojezděnou mostovkou. Hlavní nosníky o osově vzdálenosti 3,20 m a výšce 5,35 m.

Předmětem zadání byla dále oprava prasklých svárů desek přímého upevnění koleje a výměna všech izolačních prvků.

3.6 Revitalizace trati Okříšky – Zastávka u Brna (oprava mostu v km 28,264)

Zdroj financování: investiční činnost

Zhotovitel PKO: Stamakocel s.r.o. Brodek u Přerova

Rok realizace: 2017

Nátěrová plocha: 12 440 m^2

Celková cena: 14 160 tis. Kč, cena za m^2 – 1 138 Kč

Použité nátěrové hmoty – Derisol, nátěrový systém ONS 14 dle předpisu SŽDC S 5/4, celková tloušťka – 280 μm , odstín DB 510 modrá.

Most o dvou polích, s kolmými závěry, převádí jednokolejnou železniční trať přes silniční komunikaci a řeku Oslavu. Konstrukce ocelová spojitá trámová, komorová otevřeného průřezu, svařovaná se šroubovými třecími spoji, s průběžným šterkovým ložem. Rozměry nosné



Obr. 8

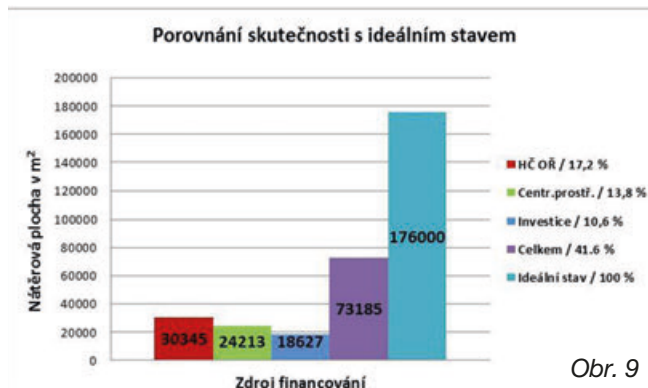
konstrukce: šířka 5 m, rozpětí 2x 60,06 m, délka 121 m. Hlavní nosníky plnostěnné, osová vzdálenost 4 m, výška 4,75 m. Opěry a pilíř betonový.

V rozsahu opravných prací byl také nový systém vodotěsných izolací, železniční spodek a svršek.

4. Závěr

Z grafu (obrázek č. 9) je patrné procentuální vyhodnocení obnovy nátěrového systému z jednotlivých finančních zdrojů za posledních 15 let. V porovnání s ideálním stavem, kdy uvažujeme s životností PKO dle předpisu S 5/4 cca 30 let, bylo z hlavní činnosti OŘ Brno realizováno pouze 17,2 %. Průměr nám značně vylepšují za poslední 4 roky investiční akce a přidělené centrální prostředky, díky nimž se dostáváme na 41,6 %. I tak je ovšem situace alarmující, jelikož obnova PKO konstrukce tak vychází na 1x za 72 let, což je více než dvojnásobek její životnosti.

Závěrem je nutno konstatovat, že chceme-li prodloužit životnost ocelových mostů,



Obr. 9

je nutno se věnovat údržbě PKO systematicky a ne pouze nárazově. A to lze jen díky cíleným finančním prostředkům.

Jaromír Horáček

Správa železniční dopravní cesty, státní organizace

Tel.: +420 972 626 060

E-mail: horacek@szdc.cz

Oprava mostu v km 156,375 (Pražský viadukt) na trati Brno – Česká Třebová

Ing. Gabriela Šoukalová, Ing. Libor Hökl
FIRESTA – Fišer, rekonstrukce, stavby a.s.

Jaromír Horáček
Správa železniční dopravní cesty, státní organizace

1. Základní údaje a zdůvodnění stavby

Most se nachází nedaleko centra města Brna v katastrálním území Trnitá v mezistaničním úseku Brno hl. n. – odb. Brno-Židenice, který je provozně nejvytíženějším úsekem v železničním uzlu Brno. Most převádí dvoukolejnou elektrifikovanou železniční trať nad ulicí Vlhkou, nad bývalým průmyslovým areálem Mosilany a nad Svitavským náhonem. Provozovatelem této celostátní dráhy zařazené do systému TEN-T je Správa železniční dopravní cesty, státní organizace.

Trvalý klenbový most je z kamenného a cihelného zdiva o dvaceti otvorech světlosti $19 \times 7,60 \text{ m} + 9,40 \text{ m}$, délky 211,80 m. Nosné konstrukce tvoří jednotlivé kruhové klenby z kamenného zdiva. Spodní stavbu tvoří dvě masivní opěry z cihelného a kamenného zdiva s masivními rovnoběžnými křídly a devatenáct masivních pilířů z cihelného a kamenného zdiva. Opěry a pilíře jsou založeny plošně na zděných základech.



Obr. 1 – Původní stav



Obr. 2 – Původní stav

Most byl poškozen podélnými trhlinami v některých klenbách v místech připojení čelních stěn, což jsou typické poruchy zděných klenbových mostů. Naproti tomu podélný nosný směr nebyl porušen příčnými trhlinami kleneb, což zaručovalo dobré vyhlídky pro další prodloužení životnosti po opravě.

Další poruchou snižující životnost mostu bylo zatékání do konstrukce mostu z důvodu staré a částečně nefunkční vodotěsné izolace.

2. Historie mostu

Historie Pražského viaduktu sahá až do poloviny 19. století. První vlak zde projel již v roce 1857. Původně most tvořilo 40 klenbových polí o celkové délce 354 m. Číslování jednotlivých kleneb od Brna hl. n. směr Brno Židenice 1–15, 15a, 16–19, 19a, 20–38. Nosnou konstrukci tvoří kamenné zdivo, spodní stavbu kombinované cihelné a kamenné zdivo.

Poslední velká oprava mostu byla dokončena v roce 1928, tj. asi před 90 lety. Při této opravě byly zhotoveny železobetonové čelní stěny s obkladem z lícových cihel, na které navázaly pohledové železobetonové římsy. Na římsách bylo osazeno ocelové zábradlí.

V letech 1966–1970 byly v rámci přestavby severního zhlaví hlavního nádraží a výstavby nového mostu přes ulici Koliště zbourány (některé pouze zasypány) klenby č. 1–15 a 16–19, celkem 19 kleneb. Zachovány zůstaly klenby č. 15a (původně přes řeku Ponávka), č. 19a a č. 20–38. Původní kilometrická poloha Pražského viaduktu byla km 156,298, po stavebních úpravách byl určen nový evidenční km 156,375. Z klenby č. 15a byl vytvořen samostatný most v evidenčním km 156,233.

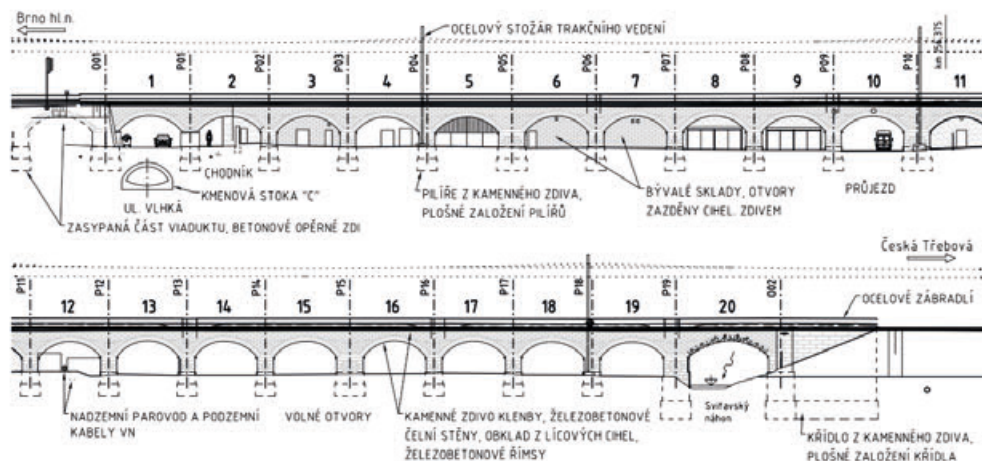
V dalších letech byly prováděny jen opravy menšího charakteru, typu sanace a spárování zdiva. Vzhledem ke stále zhoršujícímu se stavebně-technickému stavu objektu a stále nevyřešené situaci přestavby železničního uzlu Brno bylo v roce 2014 rozhodnuto o bezodkladné opravě mostu, jejímž cílem bylo prodloužení životnosti objektu, tj. zachování stávající přechodnosti a udržení další provozuschopnosti ve stávajících parametrech.

3. Příprava opravy a rozsah stavby

Oprava mostu byla rozdělena na dvě časové etapy. V první etapě, která byla realizována v roce 2016, bylo navrženo provedení statického zajištění mostu a provedení všech prací, které neomezí železniční provoz. V následné druhé etapě bylo navrženo dokončení betonáže říms a oprava vodotěsné izolace rubu mostu. Pro druhou etapu byla navržena výluka obou kolejí v délce trvání 100 dnů nepřetržitě. Jednalo se o dosud nejdelší výluku v uzlu Brno hl. n.

Při opravě mostu došlo k trvalému zrušení deseti otvorů a zbylých 10 otvorů bylo ponecháno z důvodu křížení se stávajícími překážkami nebo z důvodu výhledových vedení nových komunikací v souladu s územním plánem města Brna.

V rámci přípravy následné stavby Rekonstrukce zab. zař. v žst. Brno hl. n., která se bude realizovat v následujících dvou letech, bylo na mostě navrženo osazení kabelových chrániček



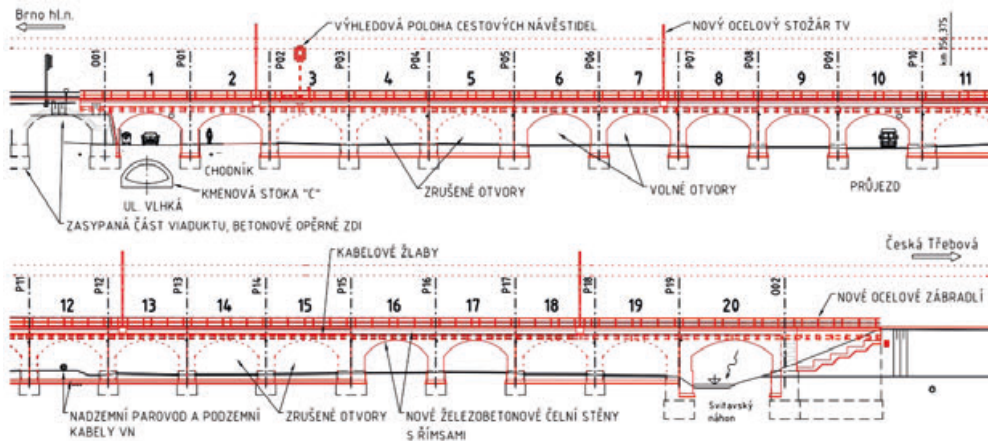
Obr. 3 – Schéma původního stavu

pro budoucí nová kabelová vedení zabezpečovacího zařízení a provedena příprava pro budoucí osazení cestových návěstidel v žst. Brno hl. n. na mostě. Nové uspořádání na mostě umožňuje výhledové umístění napájecích kabelů 22 kV do chráničky v kolejovém loži nebo jako zavěšené na konzolách stožárů trakčního vedení.

Součástí stavby byla také ochrana křížujících vedení jiných majitelů – nadzemního parovodu a podzemních kabelů vn 22 kV.

4. Oprava mostu

Po zahájení první etapy stavby bylo odstraněno zazdění a výplně některých otvorů, které byly v minulosti využívány jako rozličné sklady bývalých podniků sídlících v průmyslovém areálu Mosilany.



Obr. 4 – Schéma nového stavu

U zachovaných otvorů byla provedena injektáž zdiva kamenných kleneb a pilířů. Do klenby a pilířů byly následně vyvrtány otvory a provedeny drážky pro vedení příčných spínacích lan. Byly zhotoveny nové čelní stěny tloušťky 0,50 m, ve kterých byly osazeny kotvy příčného předpětí. Nové železobetonové čelní stěny byly vybetonovány pod stávající římsy a byly ukončeny pracovní spárou s vyčnívající výztuží pro napojení horních částí stěn s římsami, zhotovených až v druhé etapě.

U rušených otvorů byly vybetonovány nové stěny přes celou šířku otvoru a otvory následně vyplněny lehkou popílkocementovou směsí. S ohledem na subtilní konstrukci nových železobetonových čelních stěn byl most příčně sepnut předpínacími lany i u rušených otvorů.



Obr. 5 – Průběh I. Etapy



Obr. 6 – Průběh I. Etapy

V místě kolize sloupů trakčního vedení a návěstidla s novými čelními stěnami bylo navrženo přerušení stěn pracovními spárami a jejich dokončení až v druhé etapě opravy.

Druhá etapa opravy mostu probíhala v roce 2017 a byla zahájena demontáží trakčního vedení včetně podpěr, odstraněním kabelů a návěstidla a zprovozněním provizorní kabelové trasy. Dále bylo provedeno odstranění koleje, štěrkového lože, kompletní odtěžení zásypu kleneb po úroveň stávající izolace. Dále bylo odstraněno zábradlí a odbourány římsy, části čelní stěny, horní části křídel a horní části podélné dělicí stěny. Po odkrytí vrcholu kleneb bylo z rubové strany zkontrolováno a doplněno zainjektování spár kamenného zdiva klenby provedené v první etapě z lícové strany klenby. Tento postup byl požadován jen u klenby 20, která je s ohledem na největší světlost limitujícím prvkem pro zatížitelnost celého mostu.



Obr. 7 – Průběh II. Etapy



Obr. 8 – Průběh II. Etapy

Následně bylo provedeno dobetonování horních částí železobetonových čelních stěn s římsami a zhotovení vyrovnávacího betonu pod novou vodotěsnou izolaci. Na celém mostě byla provedena nová vodotěsná pásová izolace s ochrannou betonovou vrstvou.

Na dokončenou izolaci byl zhotoven zpětný hutněný zásyp. Na římsách bylo osazeno nové ocelové zábradlí.

Po dokončení zásypu mostu proběhla montáž kolejí z nového materiálu – kolejnice 49 E1, na pražcích betonových B91S/2 s bezpodkladnicovým pružným upevněním W14 s rozdělením pražců „u“ – 600 mm. Kolej byla navržena jako bezстыková.

Součástí stavby byla i montáž nového trakčního vedení v místě mostu s novými trakčními podpěrami. Na mostě byla provedena výstavba čtyř nových ocelových trakčních rámových bran, jejichž rozpětí splňuje normové požadavky. Nové ocelové trubkové stožáry jsou osazeny na mostních římsách.



Obr. 9 – Konečný stav



Obr. 10 – Konečný stav

V závěru stavby byly provedeny přeložky stávajících kabelů zabezpečovacího zařízení, sdělovacích kabelů a napájecích kabelů zabezpečovacího zařízení do nových kabelových tras.

Ve stejné výluce byla provedena v rámci jiné stavby také kompletní výměna kolejového svršku v rozsahu od konce mostu po zhlaví žst. Brno-Židenice. Nový materiál svršku je stejný jako na opraveném mostě.

5. Závěr

Jak již bylo uvedeno, 100denní výluka druhé etapy byla zatím nejdelší výlukou v uzlu Brno hl. n. a kladla velké nároky jak na organizaci dopravy v celém městě Brně, tak i na samotné cestující, kteří museli využívat náhradní dopravy. Díky dostatečné přípravě stavba proběhla bez vážnějších problémů a navržený harmonogram výluky se podařilo dodržet.

Zhotovitelem opravy mostu byla Firma FIRESTA – Fišer, rekonstrukce, stavby a. s.

Ing. Gabriela Šoukalová

FIRESTA – Fišer, rekonstrukce, stavby a. s.

Tel.: +420 543 532 228

E-mail: soukalova@firesta.cz

Ing. Libor Hökl

FIRESTA – Fišer, rekonstrukce, stavby a. s.

Tel.: +420 543 532 248

E-mail: hokl@firesta.cz

Jaromír Horáček

Správa železniční dopravní cesty, státní organizace

Tel.: +420 972 626 061

E-mail: horacek@szdc.cz

Hodnocení předpjatých železničních mostů

Ing. Roman Šafář, Ph.D.

Fakulta stavební ČVUT v Praze

1. Úvod

Ve správě SŽDC, s. o., je (podle [3]) v současné době cca 165 mostů s nosnou konstrukcí z předpjatého betonu. Z tohoto počtu je 146 konstrukcí prefabrikovaných a 19 monolitických (atypických), nejstarší most s předpjatou nosnou konstrukcí u nás byl vybudován v roce 1954. Podrobný přehled je uveden v příspěvku [1]. Pro ověření dlouhodobého působení tohoto typu mostů vypsala Správa železniční dopravní cesty, s. o., úkol s názvem „Diagnostika mostů s předpjatou nosnou konstrukcí“. Úkol, zpracovávaný v letech 2015 až 2016, zahrnoval podrobné vizuální prohlídky 43 mostů a diagnostiku a výpočet zatížitelnosti nosných konstrukcí pěti z nich. Diagnostický průzkum zahrnoval i měření předpínací síly a stanovení korozivity prostředí z hlediska vlivu bludných proudů. Úkol byl financován z prostředků Státního fondu dopravní infrastruktury SFDI.

2. Vizuální prohlídky

V rámci této části úkolu byly provedeny podrobné vizuální prohlídky 43 mostních objektů s důrazem na jejich nosnou konstrukci. Objekty pro prohlídky byly zvoleny tak, aby zahrnovaly jak prefabrikované konstrukce vyskytující se v síti SŽDC, s. o., ve větším počtu, tak i konstrukce navržené individuálně. Zastoupení jednotlivých typů konstrukcí je uvedeno v tabulce 1.

Tabulka 1 – Zastoupení jednotlivých typů konstrukcí zvolených pro vizuální prohlídky

Typ n. k.	MPD	KDP	KT	PSKT	MT-AB	I	Prefaatyp.	Monolit
Počet	3	7	15	2	2	1	9	4

Mezi poruchy pozorované při prohlídkách nejčastěji patří zatékání do konstrukce (zejména spárami mezi jednotlivými díly prefabrikovaných konzol a příčnými [dilatačními] spárami konstrukcí nad podpěrami, 38 případů), odhalené kabelové kanálky (obvykle následkem nárazu vozidla jedoucího pod mostem, někdy i s porušením kanálku a odhalením předpínací výztuže, 12 případů), vylomená větší část betonu (ze stejného důvodu, do hloubky cca 5 cm, 5 ks), výrazněji narušené koncové dobetonávky nad kotvami dodatečně napínaných kabelů (12x), odhalené kotvy (8x), výraznější trhliny (obvykle podélné) v nosné konstrukci (12x), větší množství korodující betonářské výztuže, přičemž na řadě míst je minimální i prakticky nulové krytí (7x), neprobetonovaná hnízda (5x), povrch narušený mrazem (5x), narušené (nedokonale vyplněné epoxidem) příčné kontaktní spáry (3x), výraznější přetížení šterkem (2x).

Navíc byla v průběhu demolice provedena i prohlídka konstrukce mostu z nosníků PSKT u Veselí nad Lužnicí, který se nacházel na rušené (a překládané) části trati České Budějovice – Veselí nad Lužnicí. Beton nosné konstrukce byl vizuálně kvalitní a neporušený, rovněž předpínací i betonářská výztuž byla nepoškozená a nekorodovaná.

3. Diagnostický průzkum

Na základě provedených vizuálních prohlídek bylo vybráno pět mostů, u kterých byl následně proveden diagnostický průzkum a poté i výpočet zatížitelnosti nosné konstrukce. Mosty byly opět vybrány tak, aby zahrnovaly typizované konstrukce existující ve větším počtu, ale i reprezentativní (z hlediska doby výstavby a návrhových norem, stavu nosné konstrukce a pozorovaných poruch) konstrukci atypickou. Jednalo se o následující mosty:

- a) most v km 32,544 TÚ Polanka nad Odrou – Ostrava-Kunčice (Ostrava), rok uvedení do provozu 1964,
- b) most v km 5,429 TÚ Prosenice – Dluhonice (Přerov-Lýsky), 1974,
- c) most v km 31,877 TÚ Horní Cerekev – Tábor (Leskovice), 1974,
- d) most v km 3,007 TÚ 0206 Praha-Vršovice – Praha-Radotín (Praha, Chodovská ul.), 1962,
- e) most v km 1,225 TÚ 0791 Praha-Libeň – Praha-Holešovice (Praha, Zenklova ulice), 1972.

V rámci průzkumu byla zjišťována pevnost betonu v tlaku destruktivně i nedestruktivně, objemová hmotnost betonu, pevnost předpínací a betonářské výztuže včetně stanovení pracovních diagramů, hloubka karbonatice a kontaminace povrchu betonu chloridy (v pěti vrstvách). Bylo zkoumáno uspořádání a stav předpínací i betonářské výztuže, rovněž byl zkoumán stav kotev předpínací výztuže, zejména v oblasti poškozených koncových monolitických dobetonávek. Byl zkoumán dosah a rozsah výraznějších podélných trhlin na konstrukci i stav vnitřních nepřístupných vylehčovacích dutin.

U konstrukcí byla na vybraných místech měřena předpínací síla; všech pět konstrukcí je z dodatečně předpjatého betonu, jejich předpínací výztuž tvoří kabely z patentovaných drátů o průměru 4,5 mm a 7,0 mm. Síla byla měřena tak, že na délce přibližně 0,80 m byl kabelový

kanálek odhalen a otevřen, následně byly vybrané jednotlivé dráty uchopeny speciálním měřicím zařízením a na základě síly potřebné k příčnému vychýlení drátu byla odvozena podélná síla ve výztuži. Výsledky měření jsou uvedeny v tabulce 2.

Tabulka 2 – Výsledky měření předpínací síly (Inset, s. r. o.)

Objekt č.	Místo	Nosná konstrukce	Rok realizace	Změřená síla [kN/drát]	Údaje dle PD		
					Průměr drátu [mm]	Kotevní napětí [MPa]	Kotevní síla [kN/drát]
1	Ostrava	MPD	1964	9,6 až 12,9	4,5	1120,0	17,804
2	Přerov	KDP-15	1974	12,4 až 14,0	4,5	1332,0	21,174
3	Leskovice	KT-18z	1974	30,6 až 32,8	7,0	1023,0	39,350
4	Chodovská	I-TR	1962	15,1 až 16,0	4,5	1122,0	17,836
5	Zenklova	KT-27	1972	26,2 až 33,3	7,0	980,0	37,696

Na základě provedených diagnostických průzkumů lze konstatovat:

- i. v některých případech vykazují naměřené hodnoty pevnosti betonu v tlaku výraznější rozptyl, ve všech případech ale pravděpodobně beton dosahuje pevnosti podle projektové dokumentace, většinou ji dokonce výrazně překračuje,
- ii. ve všech zkoumaných případech byla zjištěna pouze minimální hloubka karbonatce i minimální kontaminace betonu chloridy,
- iii. kromě jednoho případu byla zkouškami zjištěna vyšší charakteristická síla při přetržení předpínací výztuže, než by odpovídalo hodnotě podle projektové dokumentace; snížená hodnota síly při přetržení ve zbývajícím případě byla způsobena oslabením zkoušeného vzorku vlivem koroze,
- iv. veškeré nepoškozené kabelové kanálky, které byly v rámci diagnostiky otevřeny, byly uvnitř důkladně vyplněny injektážní maltou a předpínací výztuž byla nezkorodovaná,
- v. odhalené kotvy předpínací výztuže, včetně kotev nacházejících se pod poškozenou monolitickou dobetonávkou, vykazovaly případně sice i výraznější, ale pouze povrchovou korozi,
- vi. naměřené hodnoty síly v předpínací výztuži byly u jednotlivých konstrukcí poněkud rozdílné, všechny ale byly v zásadě poblíž teoretických hodnot stanovených výpočtem,
- vii. u mostu v Ostravě byl proveden průzkum podélných trhlin; bylo zjištěno, že trhliny (zřejmě způsobené smršťováním betonu) se směrem do hloubky betonu zužují a končí maximálně na povrchu kabelového kanálku; kanálky i předpínací výztuž byly neporušené,
- viii. vnitřní kruhové dutiny nosné konstrukce, které byly vytvořeny pomocí azbestocementových rour o průměru 0,30 m, byly suché a nepoškozené,

- ix. existují i komorové konstrukce kompletně uzavřené; při vyvrtání otvorů do dolní desky u takovéto konstrukce došlo k vytékání vody, která se v konstrukci v průběhu času nahromadila; na základě této skutečnosti lze doporučit provedení vrtů v dolní desce u všech podobných konstrukcí; pomocí zařízení vyvinutého na FSv ČVUT bylo možno poměrně jednoduchým způsobem rovněž nahlédnout do konstrukce, ve které se nacházely zbytky stavebního materiálu a dřevěného bednění koncových čel.

V rámci stanovení agresivity prostředí vlivem bludných proudů bylo provedeno měření zdánlivého měrného odporu zemin, stanovení přítomnosti bludných proudů v zemi, stanovení stupně ochranných opatření proti škodlivým účinkům bludných proudů pro případ rekonstrukce objektů, měření potenciálu výztuž–půda a měření potenciálového spádu mezi vybranými částmi stavby. V rámci řešení tohoto úkolu bylo dále odvozeno, že z hlediska odolnosti proti vlivu bludných proudů je pro zachování životnosti stávajících mostních objektů s předpínací výztuží a bez pasivních ochranných opatření podle příslušných předpisů nutno (převzato ze zprávy JEKU s. r. o.) dodržet zvýšené nároky na údržbu mostních objektů zejména v oblasti kvality šterkového lože a elektricky izolačního uložení NK od spodní stavby (jako jedno z klíčových ochranných opatření). Dále je nutné při obnově šterkového lože obnovit (či alespoň zkontrolovat) kvalitu vodotěsných izolací na NK pod šterkovým ložem a kolejí. V rámci oprav je pak žádoucí obnova ložisek s doplněním polymerní maltou, obnovou mostních závěrů či dilatací a zajištěním kontroly oddělení nosných konstrukcí od spodní stavby nad dilatacemi (plechové zákryty, ukolejňovací průrazky apod.). Jiná ochranná opatření nejsou třeba a také je není možné ve smyslu zavedených metodik realizovat.

4. Přepočty

Přepočty konstrukcí byly provedeny pro stejných pět mostů, pro které byly provedeny diagnostické průzkumy. Výpočty byly provedeny s využitím údajů o změřené hodnotě předpínací síly a byly provedeny jak pro konstrukci nepoškozenou, tak i pro konstrukci ovlivněnou zjištěnými poškozeními (byly zcela nebo částečně vyloučeny odhalené kabely, bylo uvažováno oslabení betonových průřezů apod.). Následně byla provedena řada parametrických výpočtů s cílem ověřit, jak se jednotlivé vstupní parametry projevují na výsledné zatížitelnosti. Pro parametrické výpočty byla uvažována jak změřená hodnota předpínací síly, tak i hodnota kompletně stanovená výpočtem. V rámci výpočtů bylo provedeno orientační posouzení podle původních norem (platných v době návrhu) i podle norem platných v současné době.

Na základě provedených přepočtů konstrukcí lze konstatovat:

- 1) z posuzovaných pěti mostů byl ve třech případech rozhodující mezní stav použitelnosti – omezení trhlin, v jednom případě byl rozhodující mezní stav únosnosti při působení ohybového momentu a v jednom případě MSÚ při kombinaci ohybu a smyku. Poměrně blízko rozhodující hodnotě byla obvykle i posouzení z hlediska mezního stavu použitelnosti – omezení napětí,
- 2) nejvyšší hodnoty zatížitelnosti vyšly u mostů, které byly navrženy podle nejstaršího předpisu – Směrnice pro navrhování mostů z roku 1951,
- 3) mezi pozdějšími konstrukcemi vycházely o něco lépe výsledky u mostů, které byly při návrhu posouzeny i na účinky kolejového jeřábu GEPK-130,

- 4) oproti normám používaným v době návrhu posuzovaných mostů se v současné době uvažuje rozptyl tíhy kolejového lože v rozmezí $\pm 30\%$, představující velice významné zatížení s vlivem na výslednou zatížitelnost. Podle současných norem se navíc rovněž uvažuje nelineární změna teploty po výšce průřezu, která způsobuje namáhání i u prostých nosníků (na rozdíl od průběhu lineárního, který se v předcházejících normách doporučoval pro použití u konstrukcí do rozpětí 50,0 m),
- 5) vyšší zatížitelnosti by bylo možno dosáhnout zpřesněním vstupních zatížení, případně použitím přiměřeně nižších hodnot vybraných zatížení pro existující konstrukce. Po dohodě s majitelem a správcem mostů i na základě dalšího rozboru by tak bylo přínosné například redukovat rozptyl zatížení kolejovým ložem (na takový, kterého je možno při správě mostů reálně dosáhnout), zatížení teplotními změnami a zatížení větrem,
- 6) při posouzení podle MSP – omezení trhlin a omezení napětí by bylo přínosné na základě zkušeností s provedenými přepočty a s reálným působením konstrukcí pro stávající mosty mírně upravit předepsané omezující podmínky,
- 7) pro zlepšení výsledků z hlediska MSP – omezení trhlin by bylo možno stávající konstrukce opatřit vnější ochrannou vrstvou – buď celoplošnou, nebo jen okolo příčných dělicích spár, které často rozhodují o zatížitelnosti celé konstrukce. Takovou ochrannou vrstvou může být například vhodný ochranný povlak nebo vrstva ultravysokohodnotné uhlíkové betonu (UHPFRC), který se vyznačuje vysokou pevností v tlaku i v tahu a vodonepropustností, která umožňuje tento materiál využívat současně i jako vodotěsnou izolaci,
- 8) při posouzení (nejen) mezní únosnosti by bylo možno využít plně pravděpodobnostní výpočty, u kterých by bylo možno v řadě případů dosáhnout výstižnější simulace skutečného využití konstrukcí a vyšších hodnot zatížitelnosti. Pro plně pravděpodobnostní výpočty je nutno vycházet z dostatečného souboru jednotlivých statisticky vyhodnocených vstupních parametrů. Ty je možno částečně získat z literatury, částečně z rozšiřujícího diagnostického průzkumu,
- 9) u žádného z posuzovaných mostů nebyly zjištěny problémy s únavovou odolností předpínací a betonářské výztuže, tato posouzení naopak vycházela s výraznou rezervou. Horší situace by nastala při výraznějším rozevírání tahových trhlin, k tomu však u žádného z posuzovaných mostů nedochází a kromě případů výraznějšího poškození konstrukce není takový stav ani pravděpodobný,
- 10) u všech posuzovaných mostů naopak vycházela při posouzení podle návrhové normy velice nízká únavová odolnost betonu. Lze říci, že postupy uvedené v návrhové normě nejsou podle všeho příliš vhodné pro hodnocení stávajících konstrukcí. V současné době jsou rozpracovány další, podrobnější výpočty, u kterých se podle možností předpokládá i experimentální ověření pro další řešení tohoto problému. Až do stanovení dalšího postupu ale není nutno u betonových mostních konstrukcí, které nevykazují únavová poškození, přijímat žádná zvláštní opatření,
- 11) na zatížitelnost má vliv pevné uložení na obou opěrách i technologie výroby nosníků (spojení prefabrikovaných polonosníků podélnými monolitickými dobetonávkami),
- 12) na výsledné hodnotě zatížitelnosti se projevuje modul pružnosti předpínací výztuže a betonu; v případě předpínací výztuže se vyšší zatížitelnosti dosáhne při menším modulu pružnosti, protože výztuž pak méně „reaguje“ ztrátou napětí na zkrácení konstrukce způsobené smršťováním a dotvarováním betonu,
- 13) na mezní únosnosti nebyla v posuzovaných případech zplastizována výztuž. Z tohoto důvodu o zatížitelnosti prakticky nerozhoduje pevnost předpínací výztuže v tahu ani

mez kluzu betonářské výztuže. Nevýhodou je, že na mezi únosnosti se v takovém případě začne tlacený beton drtit před zplastizováním oceli a kolaps pak může nastat poměrně rychle a bez velkého varování. Nezplastizování výztuže má rovněž za následek dosažení nižší hodnoty momentu únosnosti než v případě, že výztuž zplastizuje,

- 14) zatížitelnost byla stanovena pro dobu uvedení do provozu, dobu přepočtu (rok 2016, tzn. stáří konstrukcí 42 až 54 let) a dobu konce životnosti (stáří 100 let). Účinky předpětí mezi dobou přepočtu a koncem životnosti už se měnily pouze minimálně.

Hodnoty zatížitelnosti a přechodnosti pro jednotlivé posuzované mosty jsou uvedeny v tabulce 3. Výsledky provedených parametrických výpočtů pro most přes Zenklovu ulici v Praze jsou na obrázku 1. Vysvětlivky jsou ve [2].

Tabulka 3 – Zatížitelnost a přechodnost posuzovaných mostů

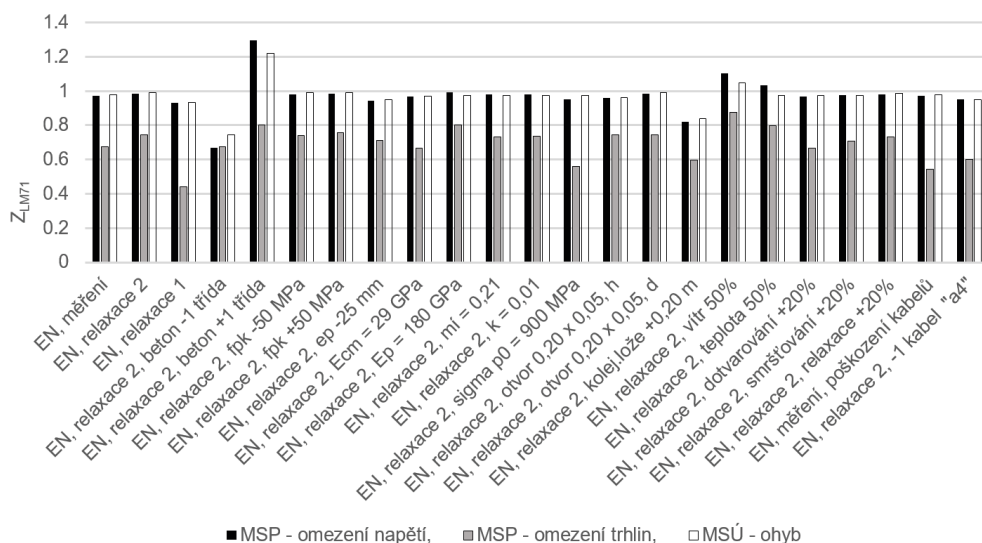
Objekt č.	Místo	Nosná konstrukce	Rok realizace	Zatížitelnost ZLM71	Přechodnost
1	Ostrava	MPD	1964	1,174	1,850 (D4/80)
2	Přerov	KDP-15	1974	0,708	1,145 (D4/120)
3	Leskovice	KT-18z	1974	0,983	1,029 – 1,648 (C3/65)
4	Chodovská	I-TR	1962	0,710	0,960 (D4/75)
5	Zenklova	KT-27	1972	0,676 – 0,972	0,810 – 1,347 (D4/80)

5. Závěr

V rámci řešeného úkolu byly posuzovány konstrukce z předpjatého betonu o stáří přibližně 50 let. Ačkoliv se po takové době na konstrukcích již projevují účinky působení zatížení i okolního prostředí, posuzované konstrukce vyhovují na ně kladeným požadavkům.

Lze konstatovat, že řádně navržené a realizované konstrukce z kvalitních materiálů jsou z konstrukčního hlediska schopné provozu po celou dobu předpokládané životnosti, tzn. po dobu cca 100 let. Konstrukce je nutno udržovat v řádném technickém stavu a nepřipustit jejich degradaci. Případně se vyskytnuvší poruchy je nutno bez dlouhých odkladů opravit. Především je nutné:

- udržovat funkční systém vodotěsné izolace,
- bezodkladně opravovat odkryté a poškozené kanálky předpínací výztuže a oblasti s odhalenou předpínací výztuží,
- v přiměřeném období opravit degradující povrch betonových konstrukcí a korodující betonářskou výztuž,
- udržovat hlavní nosnou konstrukci elektricky odizolovanou od spodní stavby i od dalších nosných konstrukcí u mostů o více polích – z tohoto hlediska je nutno i u stávajících konstrukcí upravit zábradlí, řešení v oblasti dilatačních spár, podlití ložisek elektricky izolujícím materiálem atd.



Obr. 1 – Rozhodující hodnoty zatížitelnosti nosné konstrukce mostu přes Zenklovu ulici v Praze – výsledky parametrických výpočtů

Stávající i nově budované konstrukce je vhodné vybavit zařízením pro jejich dlouhodobé sledování. U novostaveb lze například doporučit osazení snímačů (např. magnetoelastických) pro dlouhodobý monitoring síly v předpínací výztuži a snímačů pro monitoring možné koroze předpínací výztuže. U novostaveb i u stávajících konstrukcí lze pro sledování stavu použít metodu akustické emise.

Literatura:

- [6] Teichman, M., Matyáš, P., Šafař, R., Dlouhá, R.: Poruchy železničních mostů s předpjatou nosnou konstrukcí, Mosty 2010, Brno 04/2010,
- [7] Diagnostika mostů s předpjatou nosnou konstrukcí, výsledky úkolu pro SŽDC s. o. a SFDI,
- [8] Karbanová, B., Matyáš, P.: ÚTR – diagnostika železničních mostů s předpjatou nosnou konstrukcí, prezentace pro školení SŽDC, 02/2017.

Poděkování:

Výsledky uvedené v tomto příspěvku vznikly v rámci řešení úkolu „Diagnostika mostů z předpjatého betonu (SŽDC, s. o., a SFDI), v rámci řešení projektu SGS-16/042/OHK1/1T/11 financovaného ČVUT a projektu CESTI, financovaného Technologickou agenturou ČR.

Při řešení úkolu rovněž spolupracovali za SŽDC, s. o., Ing. Miroslav Teichman, Ing. Blanka Karbanová, Ing. Jan Laiř, Ing. Pavel Matyáš, Ing. Václav Podlipný, Ing. Vladimír Saňák a Ing. Tomáš Šlais a za Fakultu stavební ČVUT v Praze doc. Ing. Vladislav Hrdoušek, CSc. Diagnostiku konstrukcí provedlo Experimentální

centrum Fakulty stavební ČVUT v Praze (doc. Ing. Jiří Litoš, Ph.D. a kol.) a firma INSET s.r.o. (včetně měření předpínací síly – Ing. Roman Stoček, RNDr. Pavel Obluk a kol.). Stanovení a vyhodnocení korozivity prostředí z hlediska vlivu bludných proudů provedla firma JEKU s.r.o.

Ing. Roman Šafář, Ph.D.

Fakulta stavební ČVUT v Praze

Tel.: +420 224 354 417, +420 602 577 387

E-mail: roman.safar@fsv.cvut.cz

Most v km 36,651, žst. Moravský Beroun

Ing. David Rose, Ing. Martina Mojrová

EXprojekt s. r. o.

Abstrakt

Příspěvek pojednává o návrhu opravy předpjatého železničního mostu s výraznou šikmostí nosné konstrukce 45°. Jedná se zejména o návrh spřažené železobetonové desky na stávající předpjeté nosníky, která zároveň vynáší nové římsy mostu. Návrh zpracovává několik zajímavých technických řešení, zvláště statické řešení z hlediska reologických účinků a velké šikmosti, dále pak postup bourání stávajících říms v blízkosti předepnutých kabelů, návrh spřažení desky, postup výstavby z hlediska krátkého termínu výluky a další.

1. Úvod

Most v km 36,651 na trati Olomouc – Krnov převádí železniční dopravu přes řeku Bystřici. Jedná se o most, který je tvořen prefabrikovanými předpjatými nosníky spojenými petlicovým stykem, přičemž toto řešení na rozdíl od silničních mostů není u železničních staveb tak časté. Opravy těchto typů konstrukcí většinou vyžadují nadbetonování spřažené desky, například jako v tomto případě z důvodu nutnosti dodržení obrysu kolejového lože kvůli průjezdu čističky.

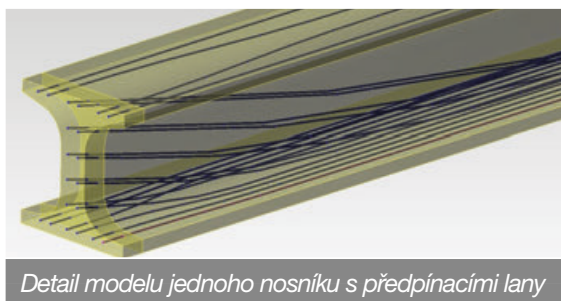
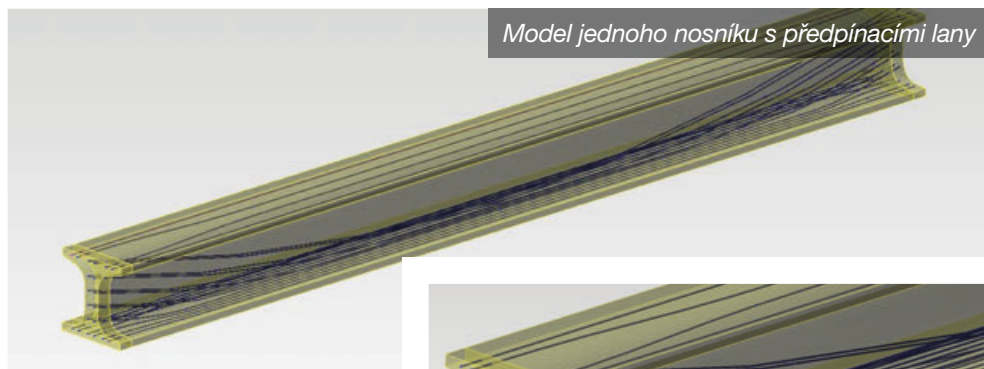
Most u železniční stanice Moravský Beroun má rozpětí přibližně 17 m a je tvořen třemi prefabrikovanými nosníky, podélně posunutými vůči sobě tak, aby tvořily šikmou konstrukci. Značná šikmost mostu, vypořádání se se smršťováním budoucí spřažené desky a uvažování reologických účinků vedlo k celkem složitému statickému řešení, kdy musela být zohledněna celá historie mostu, současnost a samozřejmě doba, po kterou bude most ještě sloužit. Šikmost mostu je 45° a byl vystavěn v roce 1966, tudíž v době projektování opravy byl starý 50 let a tedy přibližně v půlce své životnosti.

Součástí zadávacích podmínek bylo rozšíření konstrukce tak, aby byl most zprůchodněn a byl dodržen nutný obrys kolejového lože. Dalším limitujícím faktorem byla krátká doba výluky 60 dní.

Stávající stav konstrukce a návrh oprav

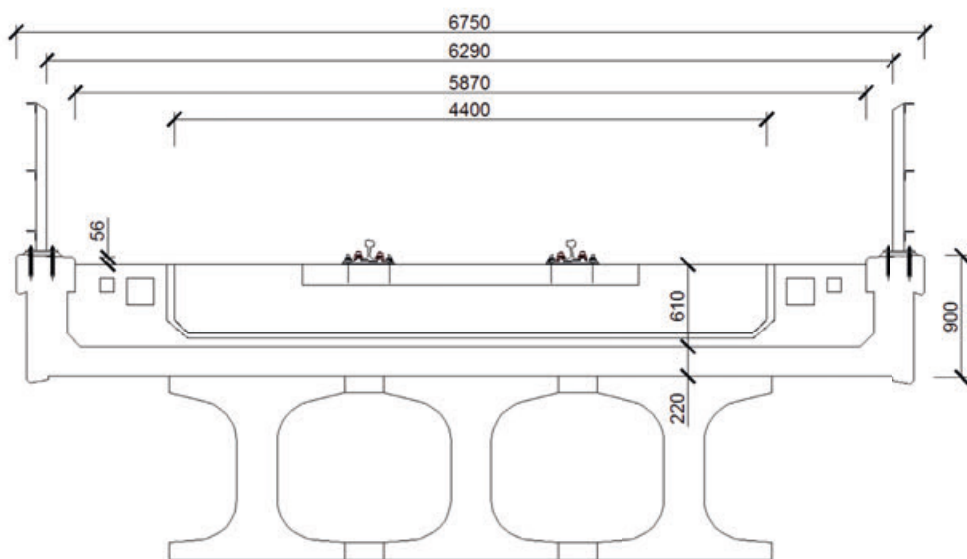


Každý z trojice nosníků je předpjatý pomocí dvaceti předpínacích lan, jež představovaly patentované dráty ØP4,5 v kanálcích ze svařovaných trubek o vnějším průměru 43 mm.



výztuž na mnoha místech odhalena a začala korodovat. Oba konce mostu nesly patrné stopy po stékání vody, místy byly patrné stopy po průsacích pojiva. To vedlo k domněnkám, že čelo konstrukce může být silně zavlhlé a působením mrazových cyklů mohlo dojít k poškození betonu, případně vlivem vlhkosti mohlo dojít k částečné korozi předpjatých lan v kotevní oblasti. U jedné z opěr došlo k velkému rozrušení betonu a ještě před zahájením projektových prací byla provizorně zajištěna. Na mostě bylo také provedeno dnes již nevhodné uložení kabelových tras.

Z těchto důvodů byla navržena oprava zahrnující vybourání úložných prahů a části opěr pro snížení polohy nosné konstrukce, vybourání staticky a prostorově nevyhovujících částí spodní stavby, odstranění přechodových zdí, vybudování nových úložných prahů, přechodových zdí, částí opěr a křídel, sanaci spodní stavby, sanaci ložisek, uložení nosné konstrukce, sanaci nosné konstrukce, bourání stávajících říms a betonáž spřažené desky vynášející nové římsy.



Příčný řez nosné konstrukce mostu po navržené opravě

2. Diagnostika

Jedním z důležitých podkladů pro přepočet konstrukce byl diagnostický průzkum konstrukce. V rámci průzkumu byly provedeny následující práce:

- Zjištění hloubky založení opěr
- Stanovení pevnosti betonu v tlaku na vývrtech na nosné konstrukci a na spodní stavbě
- Zjištění hloubky karbonatace betonu na nosné konstrukci
- Nedestruktivní ověření polohy výztuže a počtu prutů nosné konstrukce

- Ověření průměru výztuže nosné konstrukce pomocí sondy
- Ověření polohy a stavu předpínací výztuže a měření předpínací síly

Diagnostickým průzkumem byla mimo jiné zjištěna charakteristická pevnost betonu nosné konstrukce, jež odpovídá třídě pevnosti betonu C40/50, což bylo víc, než bylo předpokládáno na základě hodnot v archivní dokumentaci. Dále bylo zjištěno, že míra karbonatace betonu spodní stavby dosahuje hloubky max. 3 mm a nosné konstrukce max. 2 mm.

Pomocí endoskopu byly prohlédnuty vnitřní prostory dutin mezi nosníky.

Pro nedestruktivní stanovení polohy výztuže bylo použito dvou metod – radarového prosvěcování a magnetické indikace výztuže. Následně byla provedena i sonda a kontrola výztuže. Výztuž odpovídala archivní dokumentaci. Závada byla zjištěna pouze u výztuže, která měla nedostatečnou krycí vrstvu, a tak docházelo ke korozi výztuže.



Ukázka fotografie z endoskopické kamery

V rámci průzkumu byla prověřována i předpínací výztuž. Bylo nutné zjistit, zda nedošlo v průběhu času k větší ztrátě předpětí, než bylo očekáváno. Pro měření byla v nosníku vysekána kapsa o rozměrech 60 x 8 cm a obnaženy dráty v kabelovém svazku. Chránička byla otevřena a injektážní směs odstraněna.



Fotografie obnažené předpínací výztuže



Měření předpínací síly

Měření bylo provedeno na dvou dostupných drátech o průměru 4,5 mm.

Výsledky zkoumání předpínací výztuže byly ty, že předpínací výztuž nosníků není zkorodovaná, kanálky jsou zainjektovány a zjištěná předpínací síla činila 11,5 kN a 15,0 kN, což odpovídalo předpokládané síle vypočtené z údajů v archivní dokumentaci.

3. Statické řešení

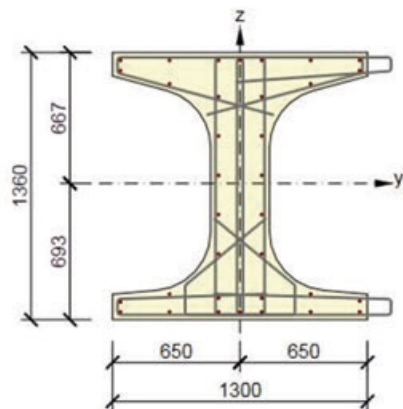


Schéma betonářské výztuže krajního nosníku

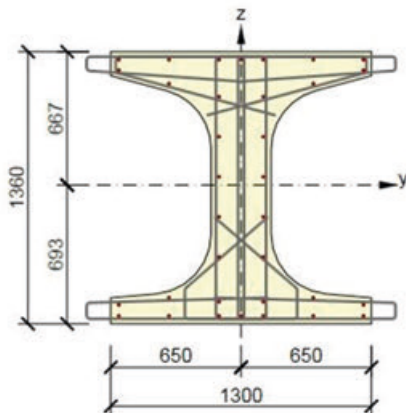


Schéma betonářské výztuže vnitřního nosníku

Prefabrikované nosníky mají délku 17,48 m, jsou předpínané dvaceti kabely a spojení jednotlivých nosníků je zajištěno petlicovým stykem. Mezi nosníky je pak dobetonávka šířky 200 mm. Nosníky byly předem vyrobeny a dovezeny na stavbu. Pro dosažení šikmosti 45° byly nosníky vzájemně posunuty, poté byly na místě dobetonovány spáry a čela.

Modely zahrnující vliv šikmosti konstrukce a reologické účinky

V přepočtu byla uvažována konstrukce ve stavu před opravou a ve stavu po opravě. Historie konstrukce byla řešena v důležitých uzlech jejího provozu, a to:

- 60 dní životnosti konstrukce – při uvedení do provozu
- 50 let životnosti konstrukce – současný stav
- 60 dní po provedení oprav – při opětovném uvedení do provozu
- 100 let – konec životnosti konstrukce

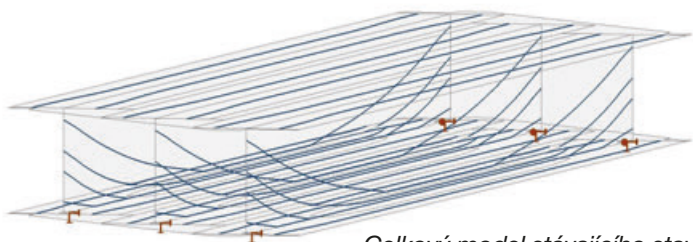
Pro každý čas byl posuzován nejvíce namáhaný průřez na konstrukci.

Při posouzení mezního stavu únosnosti při posouzení namáhání ohybovým momentem a normálovou silou rozhodoval průřez v čase $t=60$, tedy 60 dní životnosti konstrukce. Využití průřezu 67,2 %. Při posouzení smykového namáhání rozhodoval krajní průřez v čase $t=36500$, tedy 100 let, neboli na konci provozu konstrukce. Využití průřezu 90,6 %. Zatížitelnost konstrukce byla počítána pro tento rozhodující stav konstrukce a byla stanovena na hodnotu $ZLM71 = 1,13$.

Jedna z nejsložitějších věcí byla vytvořit modely nosné konstrukce tak, aby byly vystiženy reologické účinky, vliv předpětí a provedena TDA – Time-Dependent Analysis se zachováním vlivu šikmosti mostu. Dále pak modely, které vystihují šikmost a složitost konstrukce.

Pro výpočet nebylo potřeba složitý výpočetní program typu ANSYS, neboť vliv předpětí a vliv postupné výstavby umí řešit program Idea StatiCa, ale pouze pro přímý prostě uložený prutový nosník. Bylo však nutné zjistit a na prostý prutový nosník, jenž program využívá, aplikovat zatížení, které zahrnuje i vliv šikmého uložení a spolupůsobení všech tří nosníků. Pro tyto účely byly vytvořeny tři modely reprezentující stávající stav konstrukce a tři modely navržené konstrukce po opravě v programu AxisVM.

První je deskostěnový model celé konstrukce. Průřez nosníků byl zjednodušen na konstantní tloušťky pásnic a stojin. Aby byl zohledněn ztužující vliv kabelových drah, do modelu byly zavedeny i kabely předpínací výztuže. Vzhledem k velkému množství kabelů byly kabely rozděleny do skupin a pro každou skupinu byla volena vhodná náhradní kabelová trasa umístěna do těžiště kabelů. Podpory byly zvoleny v místech stávajících ložisek, jako kloubové.



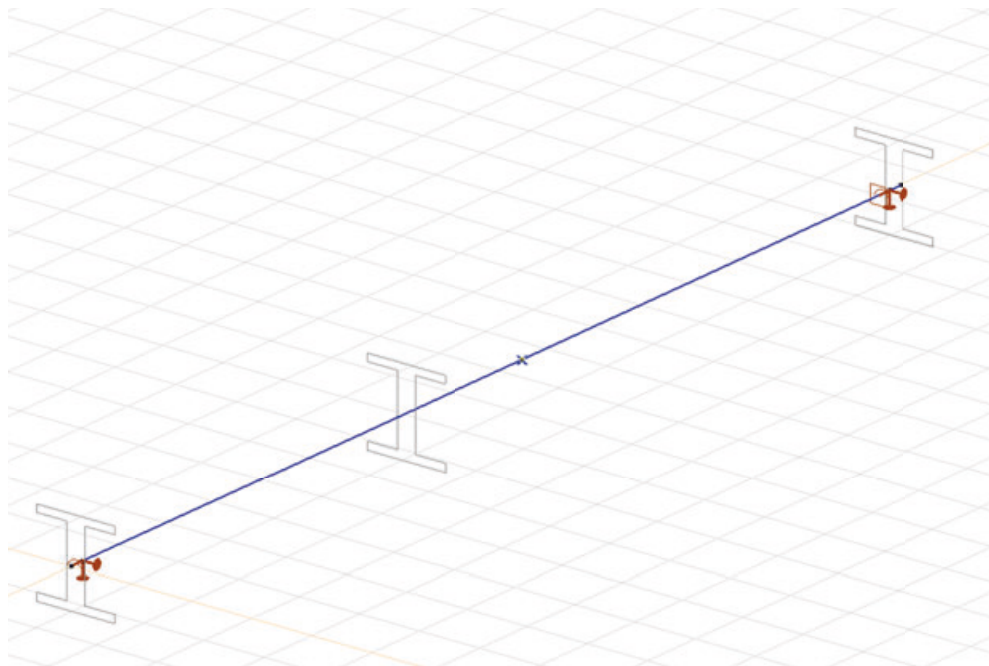
Celkový model stávajícího stavu

Pro zjištění rozdílů účinků zatížení na celou konstrukci a na jeden nosník byl vytvořen druhý model samostatného nosníku. Opět se jedná o deskostěnový model vyztužený žebry. Na tento nosník bylo zadáno zatížení, jež přísluší jak krajnímu nosníku, tak střednímu. Při porovnání účinků zatížení na obou modelech byly stanoveny koeficienty, kterými bylo násobeno zatížení tak, aby byly účinky stejné. Koeficienty byly stanoveny pro každý zatěžovací stav zvlášť a také zvlášť pro posuzované řezy na kraji a přibližně uprostřed nosníku. Vždy tak, aby byla sledovaná složka napětí sledovaného průřezu v rozhodujícím bodě shodná na obou modelech.



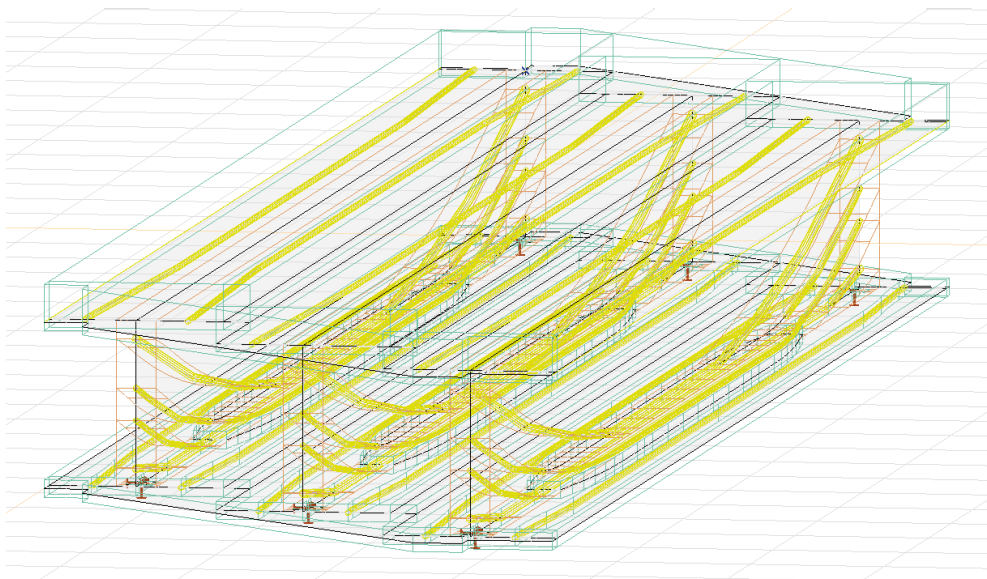
Deskostěnový model jednotlivého nosníku stávajícího stavu

Dalším modelem byl následně prutový model jednoho nosníku. A stejným způsobem jako v předchozím případě byly stanoveny koeficienty pro korekci zatížení, tak aby byly zahrnuty všechny vlivy uspořádání konstrukce.



Prutový model jednotlivého nosníku stávajícího stavu

U modelů reprezentujících nový stav byla nově navržená spřažená deska modelována jako vyšší horní deska deskostěnového modelu při excentricitě 110 mm. Vyjma modelu pro stanovení účinků na spřahující prvky.



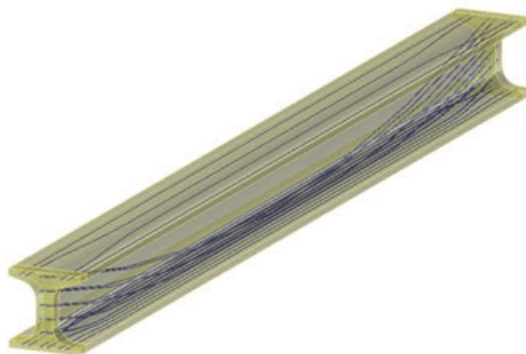
Celkový model nového stavu

Pro tento stav konstrukce byly opět pro každý zatěžovací stav a každý posuzovaný průřez stanoveny koeficienty, jimiž bylo upraveno zatížení zadávané na prostý prutový nosník.

Po těchto korekcích zatížení již bylo možné vytvořit model v programu IDEA StatiCa. Byly vytvořeny celkem čtyři modely. Vždy se jedná o krajní nosník konstrukce, neboť ten je více namáhaný.

Byly vytvořeny 2 modely stávajícího stavu. V jednom modelu je zadáno zatížení tak, aby vyvozovalo co největší posouvající sílu, a je použit pro posouzení mezního stavu porušení smykem. V druhém modelu je zadáno zatížení tak, aby byl vyvozen co největší ohybový moment, a je použit pro posouzení mezního stavu porušení ohybovým momentem a normálovou silou a pro mezní stavy použitelnosti.

Dále byly vytvořeny dva modely nového stavu, tedy se spřaženou deskou. Stejně jako v případě stávajícího stavu byl vytvořen model pro posouzení mezního stavu porušení smykem a model pro posouzení mezního stavu porušení ohybovým momentem a normálovou silou a mezních stavů použitelnosti. V časových fázích konstrukce jsou i fáze stávajícího stavu, kde byly porovnány výsledky z modelů stávajícího stavu



Průběh předpínacích kabelů v nosníku

s výsledky v modelech nového stavu, tak aby bylo možné navázat na současný stav a simulovat chování konstrukce po opravě.

Ve všech čtyřech modelech jsou podrobně namodelovány předpínací kabely i betonářská výztuž.

Návrh spřažení

Dalším zajímavým úkonem byl návrh spřažení nové desky se stávající konstrukcí. Vzhledem k tomu, že v nosnících při horním povrchu probíhají předpjaté kabely, bylo nutné zajistit, aby nedošlo k jejich navrtání a tím k poškození kabelu.

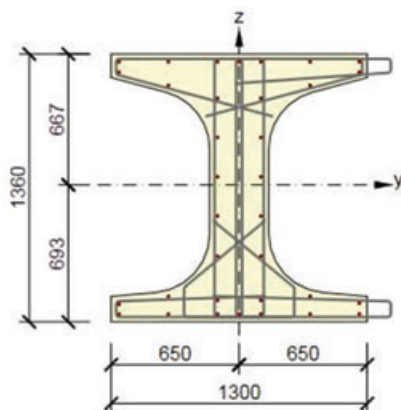
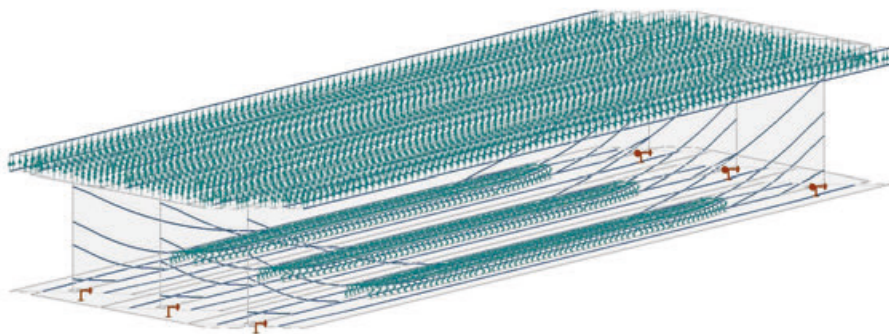


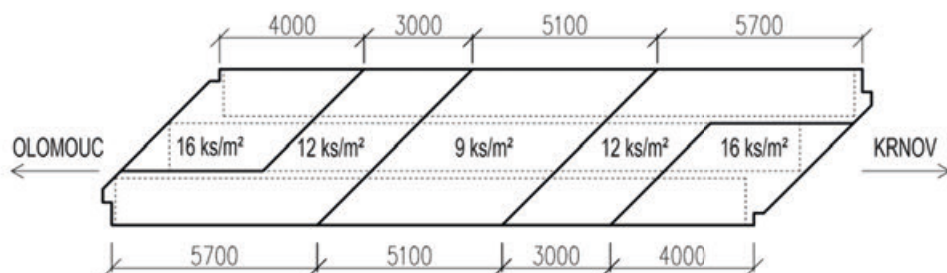
Schéma betonářské výztuže krajního nosníku

Pro výpočet smykového napětí mezi stávající konstrukcí a nově nabetonovanou deskou byl vytvořen deskostěnový model celé konstrukce, kde byla horní deska stávající konstrukce s novou deskou spojena pomocí vazeb představujících spřahovací trny.



Model pro posouzení spřahovacích trnů

Na základě výsledků z tohoto modelu byla konstrukce rozdělena na oblasti s nutným počtem trnů na čtverečný metr.



Na základě archivní dokumentace byl vykreslen předpokládaný průběh kabelů v konstrukci při horním povrchu nosníků a součástí dokumentace je výkres rozmístění trnů. Dále bylo předepsáno, aby se před prováděním vrtů ověřila skutečná poloha předpínací výztuže a v případě nesouladu bylo umístění trnů upraveno.

Výluka

Poslední zmíněnou zajímavostí ohledně opravy mostu v Moravském Berouně v tomto článku je krátký čas výluky trati. V původních zadávacích podmínkách byl kratší, nakonec byl prodloužen na 60 dní. Což při uvažování prací, jež se měly provádět – vybetonování nových úložných prahů, vrtání, betonování spřažené desky a další, vyžadovalo velmi přesné sestavení harmonogramu prací.

Realizace

Následující fotografie zachycují některé z prací realizace opravy.



V projektové dokumentaci byl navržen zdvih pomocí pižma. Kvůli poloze prozatímních teoretických podpor se realizační firma nakonec rozhodla zdvihnout most pomocí ocelové konstrukce, takže byly podpory mnohem blíže těm původním.



Při projektem předepsané kontrole skutečného průběhu předpínacích kabelů byl zjištěn rozdíl oproti archivní dokumentaci a musela být upravena poloha spřahovacích trnů.





V současné době se provádějí kamenné dlažby opevnění koryta vodního toku pod mostem a opevnění svahových kuželů. Předpoklad dokončení stavby je do 30. 4. 2018.

4. Závěr

Závěrem lze shrnout, že i přes některé složitější podmínky, jako je krátká výluka, šikmost mostu, spřažení nové desky či bourání říms, se povedlo navrhnout opravu stávajícího mostu s novou funkční izolací, nově vynesnými římsami a správným obrysem kolejového lože.

Ing. David Rose, Ing. Martina Mojrová
EXprojekt s.r.o.

Zatížení ocelových železničních mostů větrem

Ing. Jan Žitný, doc. Ing. Pavel Ryjáček, Ph.D., doc. Ing. Miroslav Sýkora, Ph.D.

České vysoké učení technické v Praze

prof. Ing. Sergeii Kuznetsov, DrSc., doc. Ing. Stanislav Pospíšil, Ph.D.

Ústav teoretické a aplikované mechaniky AV ČR

1. Úvod

V současné době byly provedeny přepočty zatížitelnosti a přechodnosti několika významných historických ocelových železničních mostů, např. Červená, Prostřední Žleb, Hracholusky. U všech těchto zmíněných mostů a u mnoha dalších historických konstrukcí se vyskytly při přepočtu problémy s návrhovou hodnotou zatížení větrem a hodnotou brzd-
ných a rozjezdových sil, které výrazně snižovaly zatížitelnost, i když reálné problémy nebyly u některých případů za více než 100 let zaznamenány. Dalším významným problémem je také kombinace zatížení větrem a dopravou, a to především v mezním stavu překlopení. V rámci snahy zachovat tyto mosty, ať již ze strany investora (SŽDC), nebo v rámci udržení těchto mostů jako památek národního kulturního dědictví, byla provedena měření a vypracována metodika pro přesnější stanovení zatížení větrem na konstrukce a jeho kombinaci s účinky zatížení dopravou.

Hlavními cíli bylo zpřesnit hodnoty součinitele zatížení větrem pro charakteristické typy ocelových mostních konstrukcí, ověřit vliv turbulentního proudění a blízkosti terénu pod konstrukcí na její odezvu na zatížení větrem. Provést statistickou analýzu založenou na skutečných datech o intenzitě osobní a nákladní dopravy v železniční síti České republiky a dostupných datech pro rychlosti větru, délky a četnosti větrných bouří. Hlavními výstupy výzkumu jsou opravné součinitele charakteristických hodnot zatížení větrem a kombinční součinitele pro zatížení větrem při současném působení zatížení dopravou v návrhových situacích. Co se týče brzd-
ných a rozjezdových sil, cílem bylo redukovat jejich maximální hodnotu.

2. Provedená měření ve větrném tunelu

V roce 2016 a 2017 byla provedena měření ve větrném tunelu na modelech osmi reprezentativních typů ocelových železničních mostů, viz tabulka 1 a obrázek 1. Byly přednostně vybrány konstrukce, kde dochází k problémům se stabilitou celé konstrukce nebo s únosností některých konstrukčních prvků. Modely byly vyrobeny tak, aby je bylo možné vhodně osadit do stojanu aerodynamických vah. Modely byly vyrobeny za pomoci 3D tiskárny nebo z plastových desek.

Tabulka 1 – Tabulka reprezentativních typů mostů

Most č.	Popis mostu	Měřítko	Název mostu
1	Příhradový most s dolní prvkovou mostovkou	1:25	Děčín, Prostřední Žleb, hlavní pole
2	Příhradový most s mezilehlou prvkovou mostovkou	1:25	Červená nad Vltavou
3	Příhradový most se zapuštěnou prvkovou mostovkou	1:30	Most Hracholusky (poskytl TOPCon s.r.o.)
4	Příhradový most s horní mostovkou a kolejovým ložem, moderního typu	1:60	Znojemský viadukt
5	Plnostěnný most trámový s dolní prvkovou mostovkou	1:25	Babín – Nymburk seřaďovací nádraží
6	Plnostěnný most trámový s mezilehlou prvkovou mostovkou	1:25	Děčín-Prostřední Žleb, krajní pole
7	Plnostěnný most trámový bez mostovky, uložení mostnic horní přímo na hlavní nosníky	1:25	Most Břiště na trati Česká Lípa – Liberec
8	Plnostěnný most trámový s přímým upevněním kolejnic na horní mostovku	1:25	Most Jizera na trati Nymburk – Mladá Boleslav



Měření byla provedena jak pro samostatnou mostní konstrukci, tak pro konstrukci s přítomností dopravy. Za tímto účelem byly vyrobeny modely čtyř reprezentativních kolejových vozidel. Pro simulaci dopravy na lokálních tratích byla vybrána motorová souprava Regionova řady 814-914, pro reprezentaci příměstské dopravy byla vybrána souprava City Elephant, což je zároveň nejvyšší kolejová souprava pohybující se na dopravní síti ČR. Jako zástupce nákladní dopravy byl vybrán vagón KILS 12, což je nejvyšší a nejlehčí nákladní vagón používaný dopravci na síti ČR, a vůz SGS s kontejnerem HighCube pro svůj nepříznivý aerodynamický tvar. Z důvodu tvarové podobnosti lze model vozu KILS 12 použít pro velkou část vozů osobní dopravy, které nepatří do řádné standardizované soupravy a většinou jsou součástí souprav Rx a Ex.

Experimentální měření byla provedena v klimatickém větrném tunelu, který se nachází v Centru Excelence v Telči, které je součástí Ústavu teoretické a aplikované mechaniky AV ČR, v. v. i. Jedná se o uzavřený cirkulační aerodynamický tunel typ Göttingen. Tunel je rozdělen na dvě pracovní sekce; aerodynamickou uzpůsobenou k aerodynamickému měření účinku větru na konstrukce a klimatickou, která se využívá k synergickému modelování klimatických faktorů, jako je teplota, déšť, mráz i sálavé teplo.

Ve větrném tunelu byla provedena následující měření:

- Ustálené, laminární proudění
- Turbulentní proudění
- Vliv vzdálenosti terénu od mostní konstrukce
- Vizualizace proudění větru skrz konstrukci a jejího obtékání
- Vektory rychlostí pomocí PIV metody
- Závětrný příhradový nosník – vliv vzdálenosti nosníků

Měření byla provedena pro zatížený a nezatížený most s kolejovou dopravou a pro natočení mostu oproti proudění větru od -10° do 10° . Modely byly umístěny v aerodynamických



Obr. 2 – Model mostu Prostřední Žleb hlavní pole s modelem vozu KILS 12

vahách, viz obrázek 2. Ty jsou schopny za pomoci tří tenzometrů měřit odporové síly (Drag), vztlakové síly (Lift) a otáčivý moment (Moment). Tyto síly bylo posléze možné pomocí měřených hodnot rychlosti proudění větru v tunelu, referenční plochy modelu mostu a klimatických podmínek převést na příslušné součinitele zatížení CD, CL, CM. Referenční plocha pro každý moment byla stanovena v souladu s postupy dle ČSN EN 1991-1-4, kap. 8.

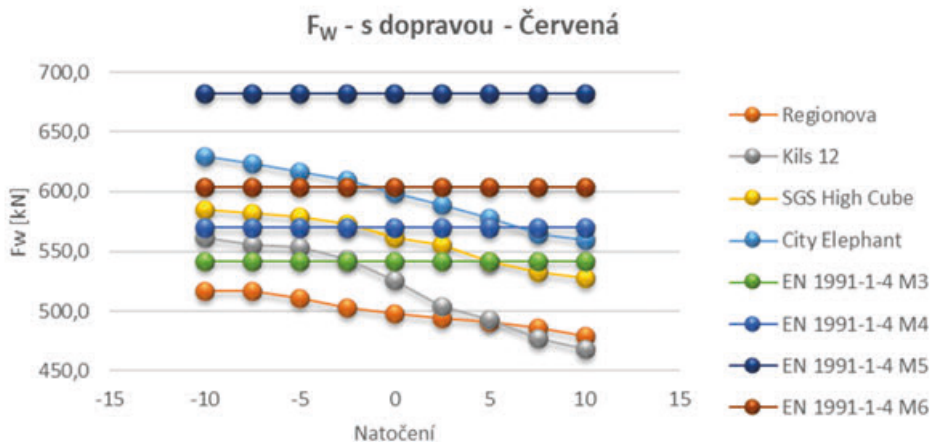
3. Výsledky měření ve větrném tunelu

Výsledky měření ve větrném tunelu byly porovnány pro každý typ mostu s postupy uvedenými v ČSN EN 1991-1-4. Jednotlivé metody dle normy se především liší ve způsobu určení součinitele síly c_{fx} a ve velikosti referenční zatěžovací plochy A_{ref} , na kterou je zatížení větrem aplikováno. Obecně se celková vodorovná síla působící na konstrukci vypočte dle rovnice $F_w = \frac{1}{2} \rho v_b^2 C A_{ref,x}$, kde ρ je hustota vzduchu a v_b rychlost proudění vzduchu.

Byly uvažovány následující metody dle ČSN EN 1991-1-4:

- M3 – c_{fx} zvlášť pro mostovku dle grafu 8.3 a zvlášť pro prostorovou příhradovou konstrukci dle grafu 7.34
- M4 – c_{fx} zvlášť pro mostovku dle grafu 8.3 a zvlášť pro všechny rovinné příhrady dle grafu 7.33
- M5 – c_{fx} pro celý most dle grafu 8.3 pro ekvivalentní výšku stanovenou ze součinitele plnosti
- M6 – c_{fx} zvlášť pro mostovku dle grafu 8.3 a zvlášť pro všechny pruty příhradové konstrukce dle grafu 7.23

Jelikož z větrného tunelu byl stanoven vždy jeden součinitel zatížení c_{fx} pro celou konstrukci mostu i s případnou dopravou, nebylo možné porovnávat přímo součinitele zatížení, ale bylo potřeba stanovit jednotný součinitel tlaku a vypočítat celkové zatížení na most ve vodorovném směru. Příklad porovnání zatížení mostu ve vodorovném směru pro most

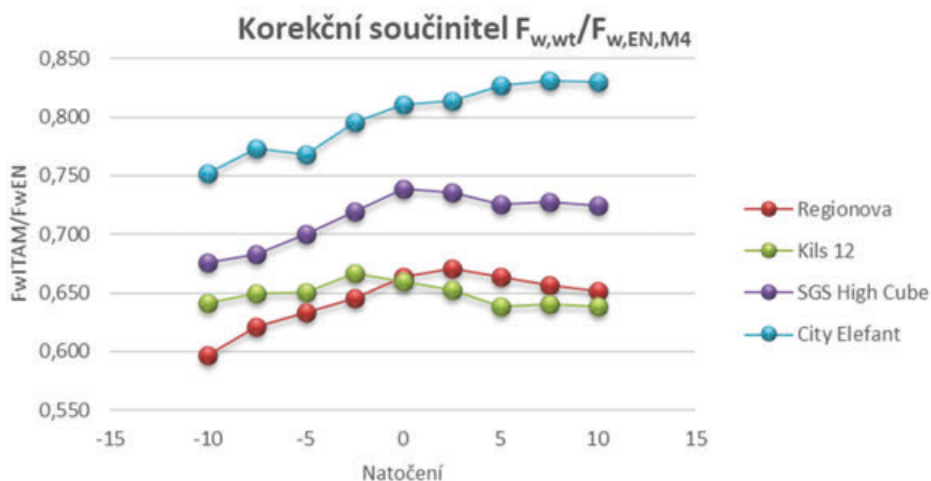


Obr. 3 – Porovnání jednotlivých metod dle ČSN EN 1991-1-4 s daty z větrného tunelu

Červená viz obrázek 3. Na základě tohoto vyhodnocení byla jako nejpřesnější metoda pro stanovení velikosti zatížení stanovena metoda M4. Tato metoda byla využita pro další analýzu měření z větrného tunelu.

Dále byla porovnána data naměřená pro laminární a turbulentní proudění ve větrném tunelu. Měření tohoto vlivu již nebyla provedena v tak velkém rozsahu, ale pouze pro mosty Červená, Brniště a Prostřední Žleb hlavní pole, a to bez přítomnosti dopravy nebo s vozem KILS 12. Pro všechny konfigurace vyšly hodnoty naměřených součinitelů ve vodorovném směru nižší pro turbulentní proudění. Vliv vzdálenosti terénu od mostu byl také měřen při turbulentním proudění. Velikost součinitele zatížení rostla s klesající vzdáleností od překážky, ale nepřekonal hodnotu naměřenou při laminárním proudění ve větrném tunelu.

Redukční součinitel charakteristické hodnoty zatížení větrem na most byl stanoven jako poměr sil vypočtený z dat naměřených ve větrném tunelu a z normové metody M4 pro stejný součinitel tlaku. Byly stanoveny redukční součinitele pro vodorovný i svislý směr. Na základě znalosti typu nosné konstrukce, charakteru kolejové dopravy a poměru proudění větru v dané oblasti (úhel odklonu proudění větru od vodorovného směru) je možné z grafu získat redukční součinitel, kterým je možno redukovat charakteristickou hodnotu zatížení větrem na konstrukci. Na obrázku 4 je příklad redukčních součinitelů ve vodorovném směru pro most Brniště. Jestliže se most nachází na lokální trati bez přítomnosti nákladní dopravy, lze použít redukční součinitel pro vozy KILS 12 (většina osobních vozů má tvarovou podobnost s vozem KILS 12) nebo Regionova. Bez znalosti režimu proudění větru v dané oblasti lze vždy konzervativně uvažovat maximální hodnotu redukčního součinitele, pro uvedený příklad je jeho hodnota 0,68.



Obr. 4 – Redukční součinitel zatížení větrem ve vodorovném směru pro trámový most bez mostovky s přímým uložením mostnic na nosníky

4. Pravděpodobnostní hodnocení naměřených dat

V rámci pravděpodobnostního hodnocení naměřených dat ve větrném tunelu byl optimalizován kombinační součinitel ψ pro mezní stav STR a ověřen součinitel spolehlivosti β pro mezní stav EQU. Vstupními hodnotami pravděpodobnostní analýzy byla data maximálních rychlostí větru ze tří meteorologických stanic, data naměřená ve větrném tunelu a data o železniční dopravě na celé železniční síti ČR pro měsíce květen a listopad roku 2016. Meteorologické stanice byly vybrány tak, aby pokryly a) nížinnou oblast v kategorii terénu II (stanice Mošnov), b) horskou oblast v kategorii terénu V (stanice Svatouch) a c) oblast v kategorii terénu III (stanice Ruzyně). Pro vyhodnocení dat o kolejové dopravě byly vybrány tři traťové uzly: a) s vysokou intenzitou dopravy na koridorové trati (Český Brod), b) se střední intenzitou dopravy a velkým vlivem nákladní dopravy (Most) a c) lokální trať bez vlivu nákladní dopravy (Holubov).

Optimalizace kombinačního součinitele ψ pro mezní stav STR byla rozdělena na výpočet zatížitelnosti a přechodnosti pro mosty mladší a starší než 30 let. Zatížení kolejovou dopravou bylo uvažováno jako dominantní a zatížení větrem jako vedlejší. Pro mosty mladší než 30 let byl použit součinitel zatížení pro kolejovou dopravu dle platné ČSN EN $\gamma_Q = 1,45$ a model zatížení LM71. Pro mosty starší než 30 let byl použit model LM71 se součinitelem zatížení $\gamma_Q = 1,3$ a model skutečného vlaku se součinitelem zatížení $\gamma_Q = 1,1$ dle platného metodického pokynu SŽDC pro výpočet zatížitelnosti stávajících mostů. Součinitel zatížení pro vítr byl ve všech případech uvažován jako $\gamma_w = 1,5$. V tabulce 2 jsou zobrazeny optimalizované hodnoty kombinačního součinitele pro všechny návrhové situace v mezním stavu STR.

Tabulka 2 – Doporučené hodnoty kombinačního součinitele ψ_{w0} ($\gamma_w = 1,5$)

Alternativa ověření spolehlivosti	Model zatížení dopravou	Součinitele tlaku větru	ψ_{w0}
Návrh a stanovení zatížitelnosti a přechodnosti – mosty mladší než 30 let	LM71, přechodnost $\gamma_Q = 1,45$	větrný tunel	0,6
		ČSN EN 1991-1-4	
Stanovení zatížitelnosti a přechodnosti – mosty starší než 30 let	LM71, přechodnost $\gamma_Q = 1,3$	větrný tunel	0,5
		ČSN EN 1991-1-4	
	skutečný vlak, $\gamma_Q = 1,1$	větrný tunel	0,75
		ČSN EN 1991-1-4	0,65

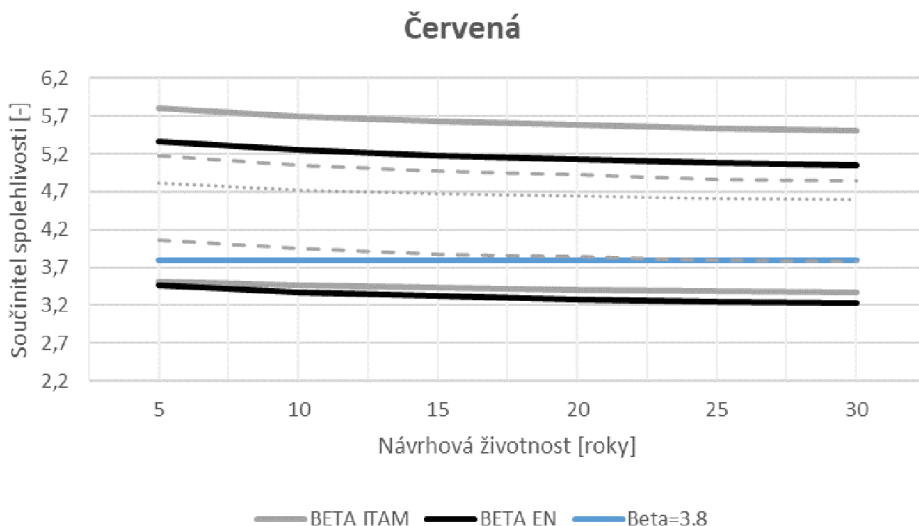
V mezním stavu EQU byla ověřena spolehlivost zpřesněného modelu tlaku větru. Byla ověřena kombinace zatížení dopravou a větrem jako nejnepríznivější kombinace pro stabilitu mostu. Z dat o kolejové dopravě na železniční síti ČR byly získány četnosti lehkých vlaků. Četnosti byly rozděleny tak, aby korelovaly s váhami nenaložených vybraných vozů. Celkem bylo vyhodnoceno 360 situací pro 3 větrné oblasti, 3 třídy intenzity dopravy, 5 typů lehkých vlaků a 8 reprezentativních typů mostů. Pro porovnání byla vyhodnocena i spolehlivost návrhu dle Eurokódu. Na obrázku 5 je zobrazen graf součinitele spolehlivosti β pro most Červená. Černou barvou jsou zobrazeny extrémní hodnoty β při návrhu dle Eurokódu a šedou barvou při použití zpřesněného modelu tlaku větru, čárkovanou čarou je 25% horní a dolní kvantil a tečkovanou čarou je střední hodnota součinitele β . Z grafu je patrné,

že valná většina návrhových situací splňuje doporučenou hodnotu $\beta = 3,8$ dle Eurokódu a všechny splňují doporučenou hodnotu dle metodického pokynu SŽDC pro výpočet zatížitelnosti stávajících mostů.

Kromě ověření hodnoty součinitele spolehlivosti β je dalším výstupem spolehlivostní analýzy a analýzy dat o dopravě hmotnost nezatíženého vlaku v závislosti na intenzitě dopravy na dané trati. V tabulce 3 jsou uvedeny charakteristické hodnoty tíhy nezatíženého vlaku.

Tabulka 3 – Charakteristické hodnoty nezatížených vlaků podle intenzity železniční dopravy

Intenzita železniční dopravy	Charakteristická hodnota tíhy nezatíženého vlaku [kN/m]
Vysoká, střední	11
Nízká	14 (odpovídá hmotnosti nejlehčího osobního vlaku Regionova)



Obr. 5 – Součinitel spolehlivosti pro příhradový most s mezilehlou mostovkou

5. Brzdné a rozjezdové síly

V první fázi byla provedena rozsáhlá rešerše českých i mezinárodních, historických i současných předpisů. Dále byla použita data z brzdných a rozjezdových zkoušek provedených na mostě Chotoviny, Losím mostě a mostě Oskar. Tato rešerše a vyhodnocení zkoušek dokázaly velikost rozjezdových sil 33 % svislého zatížení a 25 % pro brzdné síly pro stanovení přechodnosti. Jako extrémní scénář pro velikost brzdných sil bylo uvažováno brzdění dvou lokomotiv v tandemu. Tento scénář byl prověřen v databázi dopravy a četnost výskytu těchto souprav není zanedbatelná, pravděpodobnost, že tento vlak zabrzdí na mostě není zanedbatelná. U mostů, které se nacházejí na neelektrifikovaných tratích, je velikost rozjezdové síly uvažována jako $F_{Tr}=20L \leq 600\text{kN}$, tato hodnota je v souladu s UIC 778-2.

6. Závěr

V rámci výzkumu zatížení větrem a brzdných a rozjezdových sil bylo zjištěno následující:

- Skutečné zatížení železničních mostů větrem se od zjednodušených postupů dle Eurokódu významně liší. Při kombinaci zatížení větrem a dopravou bylo dosaženo redukce charakteristické hodnoty zatížení větrem v průměru o 20 %.
- Doporučená metoda dle Eurokódu nejvíce se blíží naměřeným hodnotám je metoda M4, kdy je součinitel zatížení zvlášť stanoven pro mostovku s dopravou a zvlášť pro všechny rovinné příhrady.
- Zvýšení hodnoty zatížení od nezatíženého vlaku pro mezní stav EQU o 10–40 % v závislosti na intenzitě dopravy na dané trati.
- Hodnota součinitele spolehlivosti β není pro žádnou ze všech návrhových situací nižší než dle Eurokódu ani než doporučená hodnota dle metodického pokynu SŽDC.
- Snížení rozjezdových sil na neelektrifikovaných tratích a snížení brzdných a rozjezdových sil pro stanovení přechodnosti.
- Zjištěné poznatky budou zapracovány do návrhu změny metodického pokynu pro stanovení zatížitelnosti stávajících mostů.

Reference:

- [1] Ryjáček, P., Žitný, J., Marková, J., Sýkora, M., Pospíšil, S. & Kuznetsov, S.: Pokročilé metody posuzování existujících ocelových mostů. Praha: Správa železniční dopravní cesty, 2017.
- [2] SŽDC: Metodický pokyn pro určování zatížitelnosti železničních mostních objektů, Praha: Správa železniční dopravní cesty, státní organizace, 2015.
- [3] UIC 776-1: UIC Code 776-1, Loads to be considered in railway bridge design, 5th edition., International Union of Railways, 2006.

Ing. Jan Žitný

České vysoké učení technické v Praze

Tel.: +420 224 354 828

E-mail: jan.zitny@fsv.cvut.cz

doc. Ing. Pavel Ryjáček, Ph.D.

České vysoké učení technické v Praze

Tel.: +420 602 250 860

E-mail: pavel.ryjacek@fsv.cvut.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, 2018

ISBN 978-80-906789-1-0

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



www.sudop.cz