24. ročník konference

ŽELEZNIČNÍ MOSTY A TUNELY 2019

SBORNÍK PŘÍSPĚVKŮ

17. ledna 2019

Pořadatelé	Mediální partneři
SUDOP PRAHA, SŽDC	SILNICE ŽELEZNICE, mosty.cz

ŽELEZNIČNÍ MOSTY A TUNELY 2019

setkání správců, investorů, projektantů a stavitelů

SBORNÍK PŘÍSPĚVKŮ

24. ročník konference

1. vydání, 2019

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

ŽELEZNIČNÍ MOSTY A TUNELY 2019
setkání správců, investorů, projektantů a stavitelů

Modernizace trati
Rokycany - Plzeň

Modernizace trati
Rokycany - Plzeň

2. stavba,
Uzel Plzeň

Zdroj: Metrostav a.s.

SUDOP PRAHA ®

projekty - inženýring - konzultace

Mostní díla roku:

2016 - Železniční most přes Úslavu v Plzni
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

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

NECHAL JSEM SE SVÉST
ŽELEZNICE SE MI VRYLA POD KŮŽI
S
D
Z
C
www.szdc.cz
www.facebook.com/szdc01
www.instagram.com/szdc_so
SPRÁVA ŽELEZNIČNÍ DOPRAVNÍ CESTY

OBSAH

Obsah:

1| **Rekonstrukce Negrelliho viaduktu – stav po dvou letech trvání stavby** 1
Ing. Tomáš Martinek, SUDOP PRAHA a.s.

2| **Rekonstrukce Negrelliho viaduktu** 9
Bořivoj Leszko, STRABAG Rail a.s.

3| **Most v km 1,429 trati Pňovany – Bezdružice** 19
Ing. Libor Marek, Ing. Ondřej Lojík, Ph.D., Ing. Tomáš Vejběra
TOP CON SERVIS s.r.o.

4| **Rekonstrukce mostu v km 1,429 trati Pňovany – Bezdružice** 27
Ing. Petr Žákovec, SŽDC, s.o.
Vladan Michalík, MCE Slaný s.r.o.

5| **Stuttgart 21 – tunel Bad Cannstatt** 32
Ing. Pavel Růžička, PhD., Ing. Libor Mařík, HOCHTIEF CZ a. s.

6| **Zkušenosti investora z realizace tunelu Ejpovice**
Stavba „Modernizace trati Rokycany – Plzeň“ 39
Ing. Milan Majer, Správa železniční dopravní cesty, státní organizace

7| **Zkušenosti z ražeb tunelů Ejpovice pomocí technologie TBM** 46
Ing. Štefan Ivor, Ing. Petr Hybský, Václav Anděl, Metrostav a.s.

8| **Návrh železničních tunelů v jílech** 58
Ing. Tomáš Zítko, CEng MICE, EUR ING, Ing. Marcel Poštěk, SUDOP PRAHA a.s.

9| **MVL 115 – železniční mosty s extrémně stlačenou stavební výškou** 65
doc. Ing. Pavel Ryjáček, Ph.D., a kol., ČVUT v Praze, Fakulta stavební

10| **Mostní konstrukce pro extrémně stlačenou stavební výšku** 73
Ing. Aleš Lubas, Ph.D., Ing. Pavel Brchel, Ing. Petr Nehasil, Ing. Radek Vašátko,
Mott MacDonald CZ, spol. s r.o.

11| **Jižní most přes Mikulášskou ulici na trati Plzeň – Cheb** 81
Ing. Martin Vlasák, Ing. Filip Kutina, SUDOP PRAHA a.s.

12| **Uzel Plzeň, 2. stavba – SO 34-38-13 Železniční most v km 349,293 trati Plzeň – Cheb (jižní most)** 86
Ing. Petr Hanzal, Ing. Tomáš Ptáček, Metrostav a.s.

13| **Zatěžovací zkoušky pilot na mostech trati Sudoměřice – Votice** 96
doc. Ing. Jan Masopust, CSc., ČVUT Praha, Fakulta stavební

14| **Přepočty zatížitelnosti železničních mostů – výsledky, časté chyby, vývoj metodického pokynu** 104
doc. Ing. Pavel Ryjáček, Ph.D., a kol., ČVUT v Praze, Fakulta stavební

15| **Modernizace trati Brno – Přerov, 5. stavba Kojetín – Přerov SO 26-19-04 – Železniční most v km 73,610 (Morava)** 111
Ing. Vít Hoznour, Ing. Dávid Kuczik, Ing. Michal Hacaperka, SAGASTA s.r.o.

16| **Současný stav problematiky obecného BIM modelu pro mostní stavby** 117
Ing. Filip Adler, Ing. Rostislav Krč, Ing. Pavel Dvořák,
doc. Ing. Jaroslav Navrátil, CSc., Ing. Filip Svoboda
Dlubal Software s.r.o.

17| **Znižovanie hlukovej záťaže v okolí mostných objektov prostredníctvom vysoko efektívnych pružných prvkov prinášajúcich zvýšenú elasticitu železničnej trate** 124
Bc. Tomáš Roth, HYDROBETON, s.r.o.

Rekonstrukce Negrelliho viaduktu – stav po dvou letech trvání stavby

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 dále 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.

Hlavním důvodem rekonstrukce mostu je špatný technický stav zdiva klenbových konstrukcí. Vlivem poruch izolace a odvodnění a následného zatékání vody do konstrukce vykazují klenby řadu poruch a vyžadují sanaci zdiva nebo výměnu zdicích prvků.

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 roznášecí deska mostovky s římsami a vodotěsnou izolací žlabu kolejového lože.

Negrelliho viadukt je nemovitou kulturní památkou. Veškeré opravy a udržovací práce tak musí být odsouhlaseny orgány památkové péče.

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.

Z pískovcového zdiva (nebo žulového zdiva, v případě plochých kleneb přes obě ramena Vltavy) bylo tehdy 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.

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 roštech nebo dubových pilotách beraněných tehdy parními berany, případně v pažených jímkách 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 byl postaven tzv. spojovací viadukt pro trať Hrabovka–Karlín ze zdiva cihelného u kleneb i pilířů a se dvěma ocelovými příhradovými mosty.

V současné době je Negrelliho viadukt tvořen celkem 100 klenbami a pěti poli jiných nosných konstrukcí a jeho celková délka je cca 1430 m.

3. Stavební práce provedené v letech 2017–2018

Rekonstrukci mostu provádí sdružení firem Hochtief a.s., Strabag Rail a.s., Avers s.r.o. Rekonstrukce bude probíhat v období 04/2017–09/2020, za úplné výluky železničního provozu na mostě.

V uplynulém období bylo na klenbových konstrukcích provedeno hlavně podchycení pilířů mostu tryskovou injektáží, stavba pojistných skruží, odbourání říms a odtěžení zásypu na rubu kleneb. Následovala úprava rubu kleneb a průčelních zdí pro pojistnou izolaci, provedení bezešvé izolace, následné osazení svodů odvodnění a vyplnění rubu kleneb drenážním betonem.

V průběhu roku 2018 po odtěžení zásypu rubu mohly klenby díky příznivým meteorologickým podmínkám vysychat od srážkové vody dříve zateklé skrze nefunkční izolaci

a odvodnění. Před zimním obdobím je nyní rub všech kleneb a průčelních zdí opatřen minimálně spádovým betonem, případně i pojistnou izolací, které zabrání zatečení srážkové vody do konstrukce kleneb.

U konstrukcí mostů neklenbových – přes ul. Křižíkova a ul. Prvního pluku – byly demontovány původní nosné konstrukce a u mostu přes ul. Pernerova byla provedena oprava stávající nosné konstrukce.

U mostů přes Vltavu pokračovaly práce na sanaci spodní stavby a základů v těsněných jímkách.

4. Autorský dozor projektanta

Autorský dozor projektanta zahrnoval především vyhodnocení výsledků doplňkového diagnostického průzkumu stavu zdiva kleneb a spodní stavby mostů. Na jejich základě bylo nutné navrhnout některé změny PD z důvodu zastiženého stavu zdiva, rozdílného od předpokladů projektu.

Po očištění líce zdiva byla postupně u jednotlivých kleneb prováděna **první fáze doplňujícího diagnostického průzkumu**, a to velmi podrobně v rozsahu:

- vizuální prohlídka přístupných a diagnostikovaných konstrukcí,
- odběr vzorků zdiva a jejich úprava pro destruktivní zkoušky pevnosti v tlaku (na každou klenbu bylo provedeno 4 ks vrtů prof. 50 mm)
- destruktivní zkoušky pevnosti vzorků zdiva v tlaku,
- stanovení objemové hmotnosti, nasákavosti, koeficientu změkčení na odebraných vzorcích zdiva,
- nedestruktivní zkoušky pevnosti zdicích prvků a malty v tlaku in-situ (na 1 kámen – 4 údery Schmidtovým kladívkem)
- orientační měření vlhkosti zdicího prvku příložným vlhkoměrem,
- stanovení převodního součinitele mezi nedestruktivně a destruktivně zjištěnou pevností zdicího prvku v tlaku,
- stanovení pevnosti zdiva v tlaku dle EN.

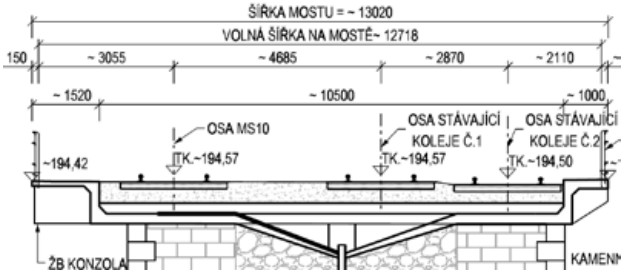
Na základě statického posouzení jednotlivých kleneb projektant stanovil jako limitní hodnotu návrhové pevnosti zdiva klenby pískovcové min. 1,75 MPa, žulové min. 5,21 MPa a cihelné min. 1,82 MPa. Z toho pak odvozenou minimální požadovanou charakteristickou pevnost kamene 11,7 MPa u pískovce a 60,2 MPa u žuly. Většina kamenů tomuto požadavku vyhověla.

U 20 % kleneb provádí diagnostický průzkum stavu zdicích prvků pracovníci Kloknerova ústavu ČVUT. Ti zpracovávají také metodický postup pro provádění doplňkového diagnostického průzkumu (prováděného zhotovitelem rekonstrukce), stanovují hodnoty pro kalibraci měřidel pro nedestruktivní zkoušky zdicích prvků a zároveň kontrolují jeho dodržování i hodnoty dosažených výsledků. Na zbývajících cca 80 % kleneb provádí diagnostický průzkum stavu zdicích prvků firma AVERS, pod metodickým vedením a kontrolou pracovníků KÚ.

Doplňující průzkumy zpřesňují a doplňují navržený rozsah oprav zdiva, na základě vyhodnocení pevnosti a dalších vlastností jednotlivých zdicích prvků. Konečný návrh rozsahu oprav jednotlivých kleneb pak na základě výsledků průzkumů stanoví projektant ve spolupráci se zástupci orgánů památkové péče.

Doplňující diagnostický průzkum stanovil dostatečnou pevnost velké části kamenů, které byly restaurátorským průzkumem, z důvodu prasklin nebo degradace jejich povrchu, původně navrženy k výměně. **Tyto kameny bylo možné v konstrukci kleneb zachovat** a byla navržena jejich sanace helikální výztuží a injektáží, případně doplnění povrchu umělým pískovcem. Stejně tak bylo na základě příznivých výsledků pevnosti cihel možné zachovat dvě cihelné klenby, původně navržené k rozebrání, situované na mostech větve viaduktu směrem na Hrabovku.

Poruchy zjištěné po odtěžení rubu kleneb a limitní pevnost cihel naopak vyvolaly nutnost rozebrání a přezdění dalších 6 cihelných kleneb na mostech přes autobusové nádraží Florenc (ANF) včetně části jejich pilířů. Velmi pravděpodobně se jednalo o následky přestavby mostu v 50. letech 20. století, kdy byly namísto dvou kolejí na mostě umístěny tři koleje pomocí roznášecího betonového roštu s dlouhými konzolami a docházelo k přetížení krajů kleneb a pilířů provozem na mostě vlivem malé roznášecí šířky.



Zjištěná nízká pevnost a kvalita betonu a zároveň nedostatečná tloušťka dvou betonových kleneb mostu u Křižíkovy ulice byly důvodem k jejich nahrazení novou klenbovou konstrukcí z pískovcových bloků.

Počet kleneb, které se musí rozebrat a přezdít, je v současné době 18 z celkového počtu 100 kleneb viaduktu. Z toho je 5 kleneb kamenných, 4 betonové a 9 cihelných.

Projektem navržená lokální výměna poškozených a pevnostně nevyhovujících kamenů v klenbě se ukázala jako technicky dobře proveditelná a v řadě kleneb tak byly tyto původní kameny vyjmuty a nahrazeny novými. Nové kameny zhotovitel dováží ze zahraničí, protože žádný český lom nedokáže zajistit potřebný objem, zatímco německý dodavatel materiálu z Pirny (Sächsische Sandsteinwerke) využívá ložisek pískovce z více lomů.

Cihelné klenby, které se ze statických důvodů musí nahradit novými, se rozeberou na podpůrné skruži a vyzdí z nových cihel Klinker rakouského výrobce.

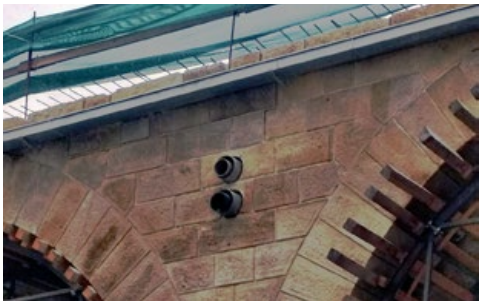
Po odtěžení původního materiálu – zásypu na rubu kleneb (jejichž poloha a tvar byly zajištěny pojistnou skruží) byla provedena **druhá fáze doplňujícího diagnostického průzkumu**, která zahrnovala hlavně zmapování trhlin v rubu kleneb a dutých míst pomocí trasovací kuličky. Rub kleneb byl následně šetrně dočištěn ručními bouracími kladivy a dutá místa byla odstraněna. Jednalo se zejména o dozdění nerovností rubu různě vysokých pískovcových klenáků z cihel a opuky, provedené patrně proto, aby nepravidelný rub kleneb bez izolace neměl prolákliny, ve kterých by se držela voda.

Na rubu většiny kamenných kleneb nebyla zastižena žádná izolace. Pokud zde byla při stavbě viaduktu provedena jako jílové těsnění, to patrně zdegradovalo a nedochovaly se žádné známky jeho výskytu. Na rubu většiny cihelných kleneb byla zastižena vrstva spádového betonu, bez izolace, který funkci vodotěsné vrstvy plnil pouze částečně, a skrze trhliny v jeho povrchu stejně docházelo k zatékání srážkové vody do konstrukce. Novodobé betonové klenby už byly na rubu opatřeny izolací z asfaltových pásů na spádovém betonu.

Zásyp rubu kleneb byl tvořený nesoudržnou písčitou až jílovitou zeminou s úlomky kamenů a cihel, až s balvany, místy promísenou se škvárou. Nad některými pilíři byl rub kleneb do určité výšky tvořený poměrně pevnou vyzdívkou z cihel a kamenů tvořící úžlabí pro odvodnění rubu. Původní odvodnění bylo vedeno z úžlabí nad pilíři, skrze klenby pod most, v některých případech i pomocí chrličů nebo svodů na boku pilířů.

Rub kleneb a průčelních zdí byl po očištění a provedení diagnostického průzkumu opatřen vrstvou stříkaného betonu, který se ukázal jako vhodný podklad pro pojistnou izolaci rubu kleneb, neboť dokáže kopírovat zastižené nerovnosti zdiva a zároveň splňuje potřebné hodnoty povrchové pevnosti ověřené odtrhovými zkouškami.

Kameny v horní části průčelních zdí, v úrovni úložných prahů roznášecí desky, byly kotoučovou pilou upraveny na hloubku 200 mm, opatřeny spřahující výztuží z helikálních prutů a tvoří ztracené bednění pro vnější stranu úložných prahů, takže přestože je vrchní část průčelních zdí tvořená betonovým blokem, při pohledu z vnější strany toto nelze rozeznat a most má téměř původní vzhled.



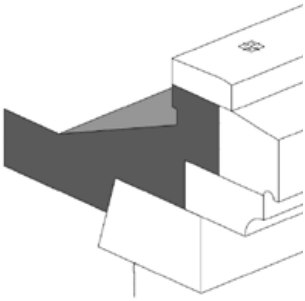
Třetí fáze doplňujícího diagnostického průzkumu, která se týká líce spodní stavby pod terénem, bude provedena po demontáži pojistných skruží. Předpokládají se lokální opravy a výměny poškozených zdicích prvků pláště pilířů a opěr na základě výsledků této fáze průzkumu.

5. Práce na mostech přes Vltavu

Na obou mostech přes Vltavu se provádí přezdění vrchních čtyř kamenů průčelních zdí, zároveň s jejich vysunutím směrem ven, kvůli nutnosti rozšíření mostovky, prováděné pomocí podpůrné konstrukce (římsový vozík) pojíždějící po podkladním betonu pod budoucí roznášecí deskou mostovky. Kameny jsou opatřeny spřahujícími nerezovými trny a následně jsou zabetonovány do nové betonové konstrukce žlabu mostovky.

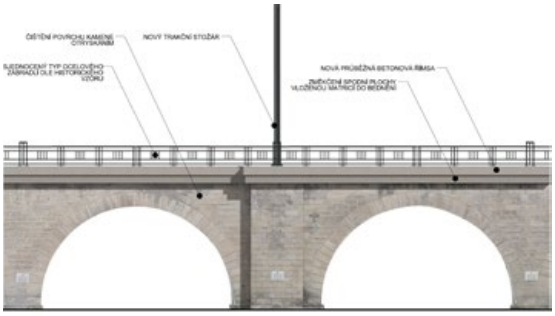
Větší část kamenů spodní řady byla na rozdíl od projektové dokumentace nalezena kratší, než by bylo potřebné pro jejich vysunutí před boční líc mostu, byly proto nahrazeny novými žulovými kameny.

Rub kleneb byl opatřen vrstvou stříkaného betonu, stejně jako průčelních zdí. Lokálně byly zastiženy kaverny v rubu průčelních zdí, vytvořené rozpadem opukových kamenů, a byly vyplněny zabetonováním, v případě nevyhovující tloušťky průčelních zdí také přibetonováním.



6. Další předpokládaný průběh rekonstrukce

Další postup rekonstrukce bude probíhat podle zpracované projektové dokumentace a bude zahrnovat u klenbových mostů tyto další kroky, kromě již provedených:



- nový systém odvodnění (bude svedeno svislými svody na boku mostu do rekonstruované kanalizace),
- hloubkové spárování zdiva,
- restaurátorské opravy zdicích prvků,
- provedení železobetonové roznášecí desky žlabu kolejového lože, s mírně vykonzolovanými římsami,
- vybudování nových železobetonových říms, s osazením zábradlí a stožárů TV,
- pokládka SVI.

Ve finále rekonstrukce mostů bude provedeno položení nového železničního svršku včetně antivibračních rohoží a instalace vedení zabezpečovacího a 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.

7. Závěr

Na základě požadavků orgánů památkové péče na zachování co největšího rozsahu původních zdicích prvků byl podle projektové dokumentace v rámci realizace

rekonstrukce proveden velmi podrobný a časově náročný doplňující diagnostický průzkum.

Jeho výsledkem je upřesnění předpokladů restaurátorského průzkumu, který byl podkladem pro zpracování projektu rekonstrukce, a tím možnost zachování velkého počtu kamenů, které byly původně z důvodu prasklin nebo povrchové vady určeny k výměně.

Na druhou stranu podrobný diagnostický průzkum po odstranění zásypu rubu kleneb identifikoval poruchy konstrukcí kleneb nebo nedostatečnou pevnost materiálu, které naopak vedly k nutnosti nahrazení nevyhovujících konstrukcí novými.

Z toho vyplývá, že podrobný doplňující průzkum v co největším rozsahu, i za cenu zvýšených časových a finančních nároků, má při realizaci velkých staveb svoji důležitou roli a je nutné ho navrhovat takto už ve fázi zpracování projektové dokumentace, jako tomu bylo u této stavby.

Ing. Tomáš Martinek
SUDOP PRAHA a.s.
E-mail: tomas.martinek@sudop.cz

Rekonstrukce Negrelliho viaduktu

Bořivoj Leszko, STRABAG Rail a.s.

1. Úvod

Jednou z nejvýznamnějších mostních staveb posledních let je bezesporu akce s oficiálním názvem „Rekonstrukce Negrelliho viaduktu“. Zakázku za 1 045 802 162 Kč získala Společnost Negrelliho viadukt, která je zastoupená společnostmi Hochtief a. s. (správce), Strabag Rail a.s. a Avers s.r.o.

Rekonstrukce Negrelliho viaduktu řeší odstranění nevyhovujícího stavu historických mostních objektů památkově chráněného viaduktu a zajištění závazných parametrů modernizované trati. Součástí stavby, kromě mostních objektů, je i objekt železničního svršku, železničního spodku, kabelovodu, trakčního vedení, zabezpečovacího zařízení, přeložky a ochrany inženýrských sítí, pozemní stavební objekty a pozemní komunikace. Součástí stavby bylo i odstranění nežádoucích vestaveb a přístaveb, geotechnický, pyrotechnický, restaurátorský a stavebně-technický průzkum. Negrelliho viadukt leží v traťovém úseku Praha Masarykovo nádraží – Praha-Bubny a nachází se v záplavovém území a po Karlově mostě je druhým nejstarším dosud stojícím mostem přes Vltavu v Praze.

2. Rozdělení prací mezi účastníky sdružení

Hochtief CZ a. s. – Rekonstrukce mostních objektů SO 14-05 až 14-15, finální terénní úpravy v okolí stavby

Strabag Rail a.s. – Rekonstrukce mostních objektů SO 14-01 až 14-04, realizace železničního svršku, spodku, výstavba trakčního vedení, rekonstrukce hradla, odvodňovací stoka, přeložky inženýrských sítí

Avers s.r.o. – Kamenické práce a přezdívání na všech mostních objektech, diagnostika kleneb a pilířů

3. Výjimečnost rekonstrukce

Rekonstrukce se aktuálně přehoupla do své druhé poloviny, a to jak termínově, tak i provedeným výkonem.

Rekonstrukce Negrelliho viaduktu je výjimečná stavba, která se rozsahem, lokalitou a stářím konstrukcí vymyká všem dnes prováděným rekonstrukcím. Postup vyžaduje velmi časté zásahy do současné projektové dokumentace.

O náročnosti rekonstrukce svědčí i to, že ke konci listopadu 2018 bylo evidováno 89 ZBV. Vzhledem k současné fázi rozpracovanosti by se však měl růst počtu ZBV zpomalit.

Specifické pro tuto stavbu je například to, že přístup na stavbu je umožněn pouze na začátku a na konci stavby. Stavba se nachází v centru hlavního města, v bezprostřední blízkosti obytné zástavby a je realizována za nepřerušeného provozu autobusového nádraží Florenc. Všechny práce probíhají pod dohledem památkářů, přičemž na některých mostních objektech je navrženo až 16 různých způsobů sanace.

4. Technické zajímavosti a řešení nepředvídatelných situací

4.1 Zvedání nosné konstrukce na SO 14-01

Nosná konstrukce mostu přes ulici Pernerova – SO 14-01 byla provizorně zdvižena pomocí závěsných tyčí o 2,5 m, na ocelové konstrukci podepřené na bocích opěr na příhradových ocelových stojkách. Hlavním důvodem takového zdvihu bylo umožnění přístupu a manipulace vrtné soupravě, která prováděla zesílení opěr pomocí mikropilot vrtaných z úrovně vršku opěry. Dalším důvodem zvednutí konstrukce byla nová poloha nosné konstrukce. Nová poloha nosné konstrukce byla snížena o 29–46 mm a byla posunuta o 100 mm příčně a 173 m podélně. Důvodem zdvižení nosné konstrukce bylo také provedení očištění a obnova PKO, sanace betonové části NK a to vše při zachování automobilového provozu pod mostem. Stávající úložné prahy byly odbourány, ložiska demontována a repasována.

Zvedání nosné konstrukce SO 14-01

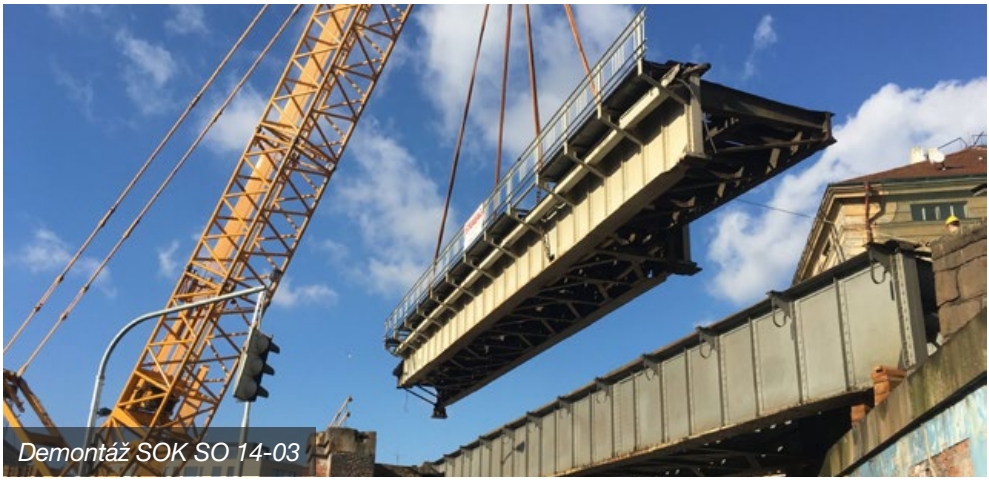
Po dokončení prací byla NK spuštěna zpět na upravenou spodní stavbu. Hmotnost zvedané konstrukce byla cca 220 t.

4.2 Demontáž SOK mostu SO 14-03

Důvodem demontáže stávajících ocelových nýtovaných konstrukcí přes ulici Prvního pluku bylo nahrazení nevyhovujícího mostu mostem novým.

Demontáž byla provedena pomocí největšího kolového jeřábu dostupného v ČR (Liebherr LG 155O s nosností 550 t). Po nastrojení hlavního jeřábu, pomocí menšího 90tunového jeřábu, provedení zatěžovací zkoušky, odstrojení mostní konstrukce a vyřezání otvorů pro uchycení nosné konstrukce byly uzavřeny ulice Prvního pluku a Malého a následně bylo zahájeno samotné zvednutí mostu. Konstrukce byla uložena do prostoru autobusového nádraží Florenc. Obdobným způsobem byla následující den demontována také druhá konstrukce. Oproti předpokladu byla hmotnost každé konstrukce o cca 8 t vyšší, tedy kolem 80 tun.

Za zmínku jistě stojí to, že veškeré práce musely probíhat za nepřerušeného provozu autobusového nádraží Florenc. Začátkem května bude namontována nová NK, která je navržena jako ocelová příhradová konstrukce s průběžným kolejovým ložem a spodní mostovkou.



Demontáž SOK SO 14-03

4.3 Sanace klenby č. 98 na SO 14-04

Po odtěžení zásypů kleneb se v klenbě č. 98 objevila příčná trhlina na rubu klenby. Po provedení dodatečné diagnostiky bylo doporučeno ponechání klenby a provedení její sanace.

Postup sanace klenby z rubu byl navržen následující: nejprve bylo provedeno odbourání mazaniny a očištění rubové strany cihelné klenby, poté bylo provedeno vyfrézování drážek pro uložení helikální výztuže, osazení a zalití helikální výztuže cementovou zálivkou, proinjektování trhliny cementovým tmelem a navrtání trnů z helikální výztuže procházejících trhlinou. Následně došlo k vyplnění „kalhot“ betonem a vršek klenby byl zasanován sanační maltou.

Sanace klenby č. 98 na SO 14-04

Postup sanace klenby z líce byl navržen následující: vyfrézování pouze podélných drážek, osazení podélné výztuže a zapravení cementovým tmelem, navrtání a osazení trnů z helikální výztuže po celé ploše líce klenby (261 ks), zapravení vyfrézovaných drážek.

Pro sanaci klenby je použita helikální výztuž ø 10 mm. Pro sanaci klenby bude použito celkem 1,4 km výztuže.

4.4 Použití kolejnic jako zabetonovaných nosníků na SO 14-06

Po odtěžení stávajícího zásypu a zahájení odstraňování roznášecí desky byla zjištěna přítomnost kolejnic použitých jako zabetonované nosníky. Bohužel kvůli absenci původní dokumentace byla přítomnost zjištěna až při vlastní rekonstrukci.

Původní návrh mostu počítal pouze se dvěma kolejemi na mostní konstrukci, ovšem narůstající doprava si vyžádala přidání třetí koleje. Zřejmě proto byla na původních cihelných klenbách zhotovena nová roznášecí deska. Místo standardní betonářské výztuže byly použity vyřazené kolejnice probíhající přes celou šířku mostu. Rozteč jednotlivých kolejnic byla cca 10–15 cm.

Výše popsané skutečnosti bohužel měly neblahé dopady na současnou rekonstrukci.

Tím nejmenším byl nárůst času potřebného pro odstranění konstrukce (roznášecích desek, kolejnic a říms). Při přerušení kolejnic v nesprávném místě hrozilo převážení na římsy a krajní části desky.

Zásadním dopadem na současnou rekonstrukci však bylo nadměrné zatížení kleneb a pilířů, které se podepsalo na jejich životnosti, a dodatečný diagnostický průzkum tak potvrdil nutnost rozebrání a přezdění 4 kleneb navíc v prostoru autobusového nádraží Florenc (ANF).

4.5 Rozebírání a přestavba kleneb na SO 14-06

Již od počátku se vědělo, že klenby 10, 11, 12 a 21 jsou v tak špatném stavu, že bude nutná jejich přestavba. Dodatečná diagnostika po odhalení rubu kleneb však ukázala, že k původním čtyřem klenbám se přidají ještě oblouky 8, 9, 13 a 14.

Rozebírání a přestavby kleneb na SO 14-06

Důvodem nutnosti přestavby kleneb a pilířů byl velmi špatný stav kamenů a cihelného zdiva, trhliny v klenbách, přetěžování kleneb třemi kolejemi a také průjezd autobusů pod klenbami 10, 11 a 12.

Vyvolaná nutnost přestavby kleneb sousedících právě s klenbami průjezdnými má nejzásadnější dopad na termín dokončení rekonstrukce Negrelliho viaduktu. Značné komplikace jsou způsobené především nemožností omezení provozu ANF. Rozebírání kleneb musí být prováděno postupně, při zachování průjezdu autobusů a umožnění přístupu chodců klenbami na nástupiště.

Další komplikací je délka úseku přestavovaných kleneb. Umístění velkého věžového jeřábu není z důvodu průjezdu autobusů možné a menší jeřáb je nutné přestavit do druhé polohy.

Navýšení počtu rozebíraných kleneb značně vyčerpalo kapacity jak pracovníků, tak i dodavatele cihel a nových kamenů. Všechny tyto důvody přispěly k nutnosti prodloužení konečného termínu rekonstrukce.

4.6 Rekonstrukce hradla č. 4 SO 21-03

Památkově chráněná budova dříve sloužila k výměnám výhybek a vytahování košových návěstí na stožár.

Věže byly stavěny podle typových projektů v různých velikostech a její části se skládaly ze zděného přízemí, hrázděné nástavby, dřevěné prosklené části se sedlovou střechou a druhé patro bylo přístupné po venkovním schodišti.

Hradlo bylo donedávna využíváno bezdomovci, po jejichž „vystěhování“ bylo hradlo poničeno požárem.

Požár zasáhl pouze dřevěnou konstrukci a po diagnostickém průzkumu provedeném Kloknerovým ústavem byl navržen následující postup rekonstrukce:

Dojde k výměně nenosných dřevěných částí, současné ohořelé svislé části budou zrestaurovány, původní dřevěné schodiště bude nahrazeno novým a nepůvodní třídílné okno bude nahrazeno historizující replikou.

Stávající hradlo

4.7 Demolice SO 14-07

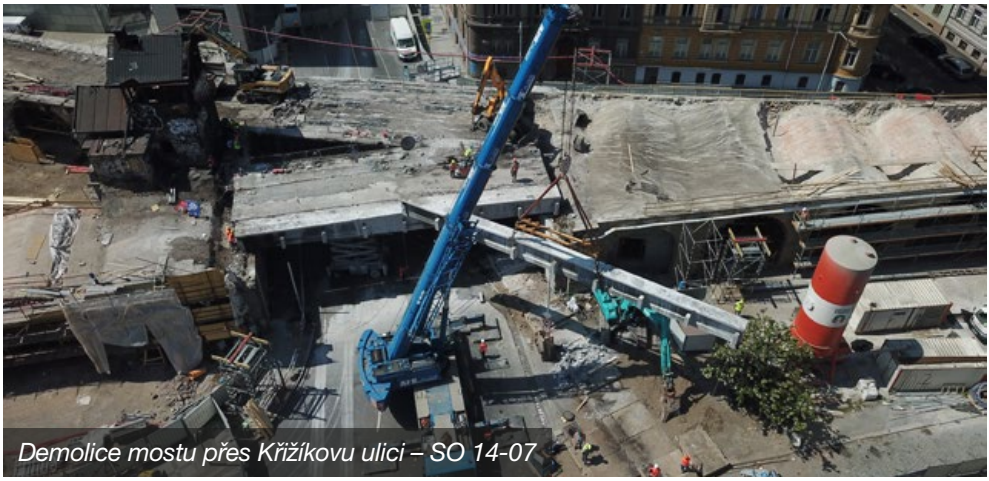
Důvodem demolice mostu přes Křižíkovu ulici byla skutečnost, že jako u většiny předpjatých betonových konstrukcí nebylo ani zde možné přesně zjistit zbývající napětí v předpínací výztuži a zaručit tak dostatečnou únosnost konstrukce. Jediným možným způsobem zjištění jsou destrukční zkoušky. Škody po takovýchto zkouškách se však **NEDAJÍ** opravit.

Most byl předpjatý jak podélně, tak příčně, a proto bylo nutné rošt podélně rozřezat. Za pomoci dvou jeřábů byly nosníky sneseny na přilehlé místo, kde byly rozděleny na dvě menší části. Následovala přeprava nosníků do prostoru zařízení staveniště, kde byly zlikvidovány.

Po rozdrcení betonu a odhalení výztuže bylo zjištěno, že koroze výztuže byla naprosto minimální.

Nutno dodat, že **most přes Křižíkovu ulici byl prvním předpjatým železničním mostem na území ČR**.

Novou nosnou konstrukci bude tvořit ŽB rám s příčlí vylehčenou ocelovými spřaženými nosníky.


Demolice mostu přes Křižíkovu ulici – SO 14-07

4.8 Přestavba betonových kleneb na SO 14-08
Důvodem přestavby kleneb je nedostatečná pevnost a kvalita betonu, nedostatečné vyztužení a zjištěná malá tloušťka kleneb potřebná pro zajištění přechodnosti mostu.

Se zástupci NPÚ bylo projednáno, že beton bude nahrazen původním materiálem, tzn., že výstavba nových kleneb bude z pískovcových kamenů.

Po odstranění stávajícího podskružení a zaměření kleneb vyhotoví dodavatel kamene, především kvůli složitému tvaru klenby, 3D model klenby, který bude použit pro výrobu jednotlivých kamenů.

Bourání klenby bude provedeno po horní úroveň pilíře.

4.9 Potápěčské práce na SO 14-12
Pod objektem se nachází plavební komora, jejíž provoz nemůže být dlouhodobě přerušen. Pokud by zde byly stavěny jímky jako na SO 14-14, byl by omezen plavební prostor a přerušila by se možnost lodní dopravy.

Z těchto důvodů jsou veškeré práce na pilířích pod úrovní hladiny Vltavy prováděny potápěčsky. Práce probíhají obdobně jako na souši, tedy je provedena diagnostika, případná výměna kamenů a zaspárování rychletuhnoucí cementovou maltou.

Aby nebyla ohrožena potápěčova bezpečnost, probíhají práce pouze v noci.

4.10 Rozebírání a výstavba kleneb a pilířů na SO 14-13
Dodatečný diagnostický průzkum potvrdil nutnost přestavby kleneb a pilířů i na mostě na ostrově Štvanice. I zde bylo identifikováno velké množství poškozených kamenů a trhliny v klenbách.

Výstavba kleneb a pilířů SO 14-13

Výstavba klenby a pilíře SO 14-13

Boční pohled na část přezděné klenby

Postup prací při přestavbě byl takový, že nejprve došlo k podskružení kleneb ocelovou konstrukcí, následně bylo provedeno odtěžení zásypů kleneb (různé druhy kamenů prolitých cementovým mlékem), postupné rozebrání kleneb přibližně 1,5 m pod úroveň terénu, výstavba pilířů a kleneb z nových a vyhovujících starých pískovcových bloků.

4.11 Výstavba jímek na SO 14-14

Výstavba jímek byla navržena z důvodu sanace základového zdiva pilířů pod úrovní hladiny Vltavy.

Jímky byly provedeny pomocí dvojitého štětovnicového pažení a vysypání prostoru mezi štětovnicemi nepropustným materiálem a materiálem z říčního dna.

Po odčerpání vody byla provedena sanace základové konstrukce až po úroveň základové spáry. Po dokončení prací byla jímka demontována a postupně přesouvána k dalším dvěma pilířům.

Výstavba jímek ve Vltavě SO 14-14

4.12 Další zajímavosti

Protipovodňová ochrana v Karlíně i v Holešovicích

- Viadukt byl navržen na základě čerstvých zkušeností z povodně v roce 1845.
- V roce 2002 byl jedním ze čtyř mostů v Praze, na kterých nemusel být kvůli pětisetleté vodě přerušen provoz.

Pyrotechnická rizika

- Z důvodu ostřelování lokality nádraží Praha-Bubny během Pražského povstání je v rámci stavby vyžadován a prováděn pyrotechnický průzkum.

Negrelliho viadukt je nejdelším železničním mostem v České republice a do roku 1910 byl nejdelším mostem v Evropě.

Při stavbě viaduktu v letech 1846–1849 pracovalo až 3000 dělníků. V současné době se na rekonstrukci každodenně podílí 150–200 dělníků.

5. Závěr

Závěrem lze konstatovat, že i přes sebezodpovědnější přístup projektanta při navrhování projektové dokumentace a zpracování POV a zhotovitele při přípravě stavby a tvorbě harmonogramu je prakticky nemožné odhalit všechna úskalí takto náročných rekonstrukcí, tím spíš, že k mnoha objektům již nebyla dochována původní dokumentace a nebylo před zahájením prací možné provést detailní diagnostiku konstrukcí.

Bořivoj Leszko
STRABAG Rail a.s.
E-mail: borivoj.leszko@strabag.com

IPSUM CZ

IPSUM CZ s.r.o. poskytuje následující služby:

- Technický dozor stavebníka
- Inženýring
- Ekonomika staveb
- Koordinace BOZP
- Projektový management
- Supervize
- Projektování staveb
- Profesní školení

www.ipsumcz.cz

Most v km 1,429 trati Přovany – Bezdružice

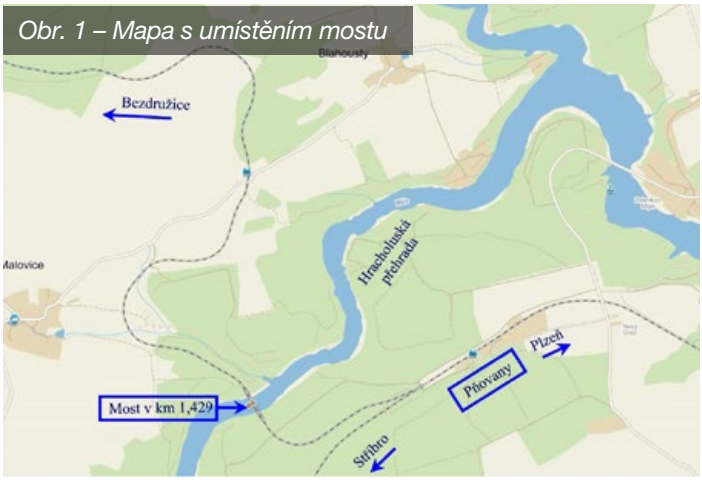
Ing. Libor Marek, Ing. Ondřej Lojík, Ph.D., Ing. Tomáš Vejběra, TOP CON SERVIS s.r.o.

Rekonstrukce tohoto mostu se připravovala řadu let. Od původně zamýšlené generální opravy ocelové konstrukce se nakonec upustilo, protože byla poměrně náročná, nákladná, a přitom nepřinášela potřebné zlepšení parametrů. Dalším faktorem pro rekonstrukci mostu byl požadavek místních obcí, aby most umožnil regulérní přechod chodcům a cyklistům, kteří nerespektují zákaz pohybu v kolejišti a zkracují si cestu z jedné strany na druhou. Umístění takové lávky na stávající konstrukci nebylo možné.

1. Územní podmínky

Železniční most převádí jednokolejnou neelektrifikovanou trať přes vodní tok Hracholuské přehrady na řece Mži. Jde o regionální trať, která spojuje města a obce okolo Bezdružic s krajským městem Plzní. Trať byla dokončena v roce 1901 a měří 24 km s maximální rychlostí 60 km/h. Největší umělou stavbou na této trati je výše jmenovaný most přes Hracholuskou přehradu.

Obr. 1 – Mapa s umístěním mostu



Průměrně na této trati, mezi nejbližšími stanicemi, jezdí 280 cestujících v souhrnu za celý den. V osobní dopravě bude po rekonstrukci mostu, dle platného GVD 2018/19 na trati Přovany – Bezdružice, provozováno opět 7 párů osobních vlaků dopravce České dráhy.

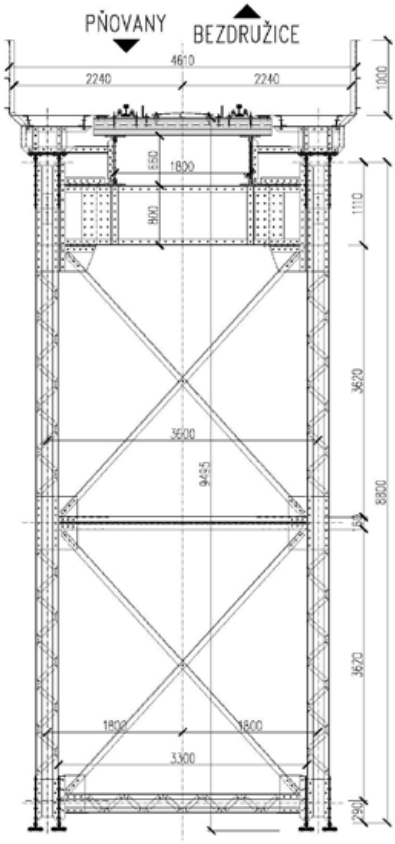
Obr. 2 – Pohled na most – stav před rekonstrukcí

2. Popis stávajícího mostu a jeho stav

Jedná se o jednu z nejstarších ocelových příhradových konstrukcí se zakřiveným dolním pasem, která byla na železniční síti v ČR v provozu. Vyrobena byla v letech 1899–1900. Poslední větší údržby se ocelová konstrukce dočkala v letech 1969–1973, kdy původní ztrouchnivělé dřevěné podlahy v kolejišti nahradil ocelový pochůzkový plech, došlo k rozšíření parapetu bezdružické zemní opěry pomocí betonových prefabrikátů a v prvním ocelovém poli byla zřízena ocelová inspekční lávka.

Most je kolmý o pěti polích, kde dvě krajní pole K01 a K05 jsou tvořena kamennými klenbami a střední tři pole K02 až K04 nýtovanou ocelovou konstrukcí s příhradovými hlavními nosníky s mezilehlou prvkovou mostovkou. Rozpětí jednotlivých polí jsou 7,0 m (klenba) + 3x 57,0 m (ocelová konstrukce) + 10,5 m (klenba). Celková délka mostu včetně křídel je 208,4 m.

Základové zdivo pilířů bylo zhotoveno převážně z lomového kamene, zemní a středové pilíře byly pak vyzděny z kvádrů, které jsou spojeny maltou s příměsí



Obr. 3 – Příčný řez OK uprostřed rozpětí

cementu. Stavební kámen byl různozrnný pevný granit, který se dovážel z okolních lomů. Dva středové pilíře mají včetně svých základů výšku 44 metrů. V patkách (ve vrcholu) jsou 10,2 (6,2) m dlouhé a 8,1 (3,2) m široké. Základy pilířů jsou poměrně hluboké, neboť dno údolí Mže je v těchto místech tvořeno rozpukanou břidlicí a naplaveninami.

Středové pilíře byly v dolní části, po vybudování hracholuské přehrady, zatopeny a nyní stojí ve vodě. Výška mostu nad hladinou přehrady je cca 28 m. Další dva pilíře jsou postaveny v horní části údolního svahu a jsou součástí klenbových konstrukcí. Směrově je most v přímé, pouze na konci pátého pole začíná přechodnice k oblouku o R = 200 m.

Dovolená traťová třída zatížení je A1 (nápravový tlak 16 t) v úseku Přovany – Trpísty a dále pak C2 (nápravový tlak 20 t), pro úsek Trpísty – Bezdružice. V dotčeném úseku je traťová rychlost 50 km/h. Z důvodu špatného stavebně-technického stavu mostu byla traťová rychlost na mostě snížena na 30 km/h (TOR).

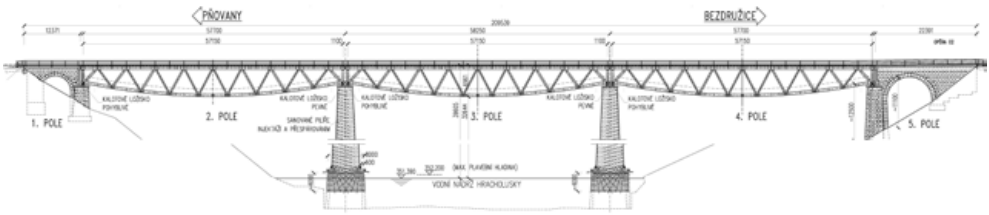
3. Projekt opravy mostu

V létě 2015 byla provedena podrobná korozní prohlídka ocelové konstrukce na všech třech polích se závěrem, že každá z konstrukcí vykazuje jiný korozní úbytek na stejných prvcích. Tyto rozdíly jsou dány patrně polohou jednotlivých polí (prorůstání stromů a vegetace do konstrukce mostu na krajních polích OK, převažující směr větru a dešťů na středním poli). Některé prvky dolního vodorovného ztužidla pásů hlavních nosníků jsou v havarijním stavu. Rozsáhlá koroze je také v oblasti horní pásnice hlavních nosníků, kde korozní oslabení tvoří místy i více než polovinu tloušťky plechu. Podélníky jsou v místě uložení mostnic silně rzivé, v místě uložení podélníků na příčníky je dolní pásnice vyrezlá více než o polovinu své tloušťky. U styčníkových plechů příčníků se vyskytují únavové trhliny.

Na podkladech tohoto průzkumu byl proveden úplný statický výpočet podle metodického pokynu, který prokázal, že most není již možné věrohodně zesílit tak, aby vyhovoval na požadovanou traťovou třídu. Dříve než bylo definitivně rozhodnuto, že příhradová pole

Obr. 4 – Korozní oslabení OK

Obr. 5 – model mostu ve větrném tunelu



Obr. 6 – Projekt – podélný řez mostem

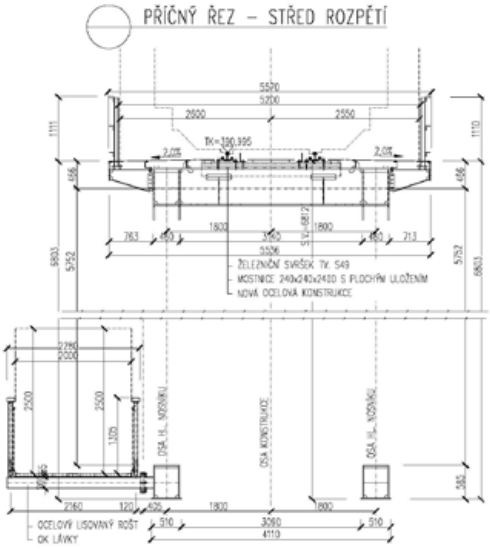
nelze nadále v trati ponechat, bylo provedeno expertní měření na modelu 1:40 jednoho mostního pole vystaveného tlaku větru ve větrném tunelu ve Výzkumném ústavu letectví. Získaný tvarový součinitel této příhradové soustavy byl o cca 25–30 % nižší oproti normové hodnotě. Přesto však ani tato rezerva nebyla natolik dostatečná, aby umožnila ponechání mostu v trati pro další období. Ocelová konstrukce stará 118 let je na konci své životnosti. Z tohoto důvodu měla být na mostě zavedena snížená rychlost 10 km/h s tím, že je nezbytné v co nejkratší době (do 3 let) nosnou konstrukci rekonstruovat, a to náhradou za novou, jinak hrozilo, že provoz přes tento most bude muset být zastaven. Vzhledem k tomu, že trať Přňovany – Bezdružice je tratí koncovou, bez dalšího připojení na železniční síť ze strany od Bezdružic, a most se nachází na jejím začátku, byla by z provozu vyloučena celá trať.

4. Projekt rekonstrukce mostu

V souladu se závěry projektu opravy mostu Správa železniční a dopravní cesty s. o. v r. 2016 zadala projekt komplexní rekonstrukce tohoto přemostění s požadavkem na nová ocelová příhradová pole na sanované spodní stavbě.

Kamenné části mostu (opěry a pilíře) budou očištěny, hloubkově přespárovány a proinjektovány cementovou směsí, která zesílí zdivo a zajistí jeho další dlouhou trvanlivost.

Pro tři mostní pole o rozpětí 57,0 m byly navrženy příhradové bezsvislicové konstrukce se zapuštěnou prvkovou mostovkou. Hlavní nosník má proměnný tvar se zvětšující se výškou do středu rozpětí. Výška hlavního nosníku ve středu rozpětí činí 6700 mm a v místě uložení 3900 mm. Vzdálenost hlavních nosníků je shodná se vzdáleností hlavních nosníků stávající OK – 3600 mm. Dolní a horní pas hlavního nosníku je tvořen uzavřeným svařovaným průřezem. Diagonály mají svařovaný symetrický průřez ve tvaru písmene I.



Obr. 7 – Příčný řez novou OK

Obr. 8 – Vizualizace mostu s lávkou

Mostovku tvoří podélníky v osové vzdálenosti 1800 mm, symetrického průřezu ve tvaru písmene I. Příčníky jsou zvoleny v modulu 3175 mm a jsou rovněž symetrického průřezu ve tvaru písmene I.

Podélníky jsou mezi sebou ztuženy mezilehlými příčníky a diagonálami z otevřených válcovaných průřezů. Tím vytvářejí příhradový nosník, přenášející příčné síly z mostu do ložisek.

Ocelová lávka šířky 2,0 m, která bude jednostranně přichycena k dolnímu pasu hlavního nosníku, umožní bezpečný přechod pěších a cyklistů přes hluboké údolí řeky Mže. Z důvodu bezpečnosti je lávka umístěna do polohy mimo volný schůdný a manipulační prostor, aby byl pohyb osob oddělen od kolejové dopravy. Po obou stranách lávky bude osazeno zábradlí výšky 1300 mm a pochozí konstrukci budou tvořit ocelové lisované rošty.

Nástup na tuto lávku bude pomocí krajních lávek, vedených podél krajních kleneb. Z této lávky budou prováděny i pravidelné revize mostu. Z tohoto důvodu jsou v prostoru mezi

Obr. 9 – Vizualizace mostu z úrovně přehrady

hlavními nosníky pouze revizní madla a ocelové plechy s oky pro přichycení závěsů revizního technika. Lávka bude ve vlastnictví a správě Plzeňského kraje. Bude napojena na cyklotrasy vedoucí po obou stranách přehrady. Tato napojení budou provedena bezprostředně po dokončení stavby rekonstrukce mostu a zajišťuje je Plzeňský kraj.

Výškově trať ve směru po staničení klesá ve sklonu 24,17 ‰, krátce 9,49 ‰, na mostě je ve vodorovné, na konci mostu stoupá ve sklonu 26,64 ‰. Na mostě je kolej v přímé do km 1,508 117, kde začíná přechodnice/vzestupnice pro oblouk R = 200 m.

Železniční svršek: nové kolejnice tv. 49E1, nové dřevěné pražce v předpolích mostu, rozdělení pražců „c“ a nové mostnice na mostě. GPK umožní pojíždění rychlostí V = 50km/h.

5. Závěr

Stávající mostní konstrukce tvoří omezující překážku pro celou trať Přovany – Bezdružice, a to jak z hlediska přechodnosti a prostorové průchodnosti, tak i traťové rychlosti. Cílem stavby je komplexní rekonstrukce mostu, která tyto překážky odstraňuje.

V průběhu přípravy tohoto projektu byl v 06/2016 na Ministerstvo kultury ČR podán podnět na prohlášení tohoto mostu za kulturní památku. Celý proces posuzování trval více než 9 měsíců se závěrem, že se od památkové ochrany této věci upouští. Kvůli tomuto prodlení

Obr. 10 – Zákres mostu do fotografie

nemohl investor připravit stavbu do realizace již v r. 2017, ačkoliv na ni bylo vydáno stavební povolení již v 01/2017. Ke konci roku 2017 proběhlo výběrové řízení na zhotovitele této stavby, kterým se stalo sdružení SMP CZ a MCE Slaný. Staveniště bylo předáno od zadavatele stavby v 01/2018 a za 18 měsíců má být stavba ukončena.

Stavba je financována za přispění EU z operačního programu Doprava. Stavební část lávky je finančně pokryta prostředky Plzeňského kraje.

Ing. Libor Marek
Ing. Ondřej Lojík, Ph.D.
Ing. Tomáš Vejběra
TOP CON SERVIS s.r.o.
Ke Stírce 1824/56, 182 00 Praha 2
Tel.: +420 284 021 742
E-mail: topcon@topcon.cz

SUDOP PRAHA®

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

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

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

Nově možnost tisku na produkčním stroji:

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

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

Rekonstrukce mostu v km 1,429 trati Pňovany – Bezdružice

Vladan Michalík, MCE Slaný s.r.o., **Ing. Petr Žákovec**, SŽDC s.o.

Obr. 1

Jednokolejná trať z Pňovan do Bezdružic, což je asi 30km severozápadně od Plzně, vede převážně loukami a lesy, kde překonává drobné terénní nerovnosti a malé vodoteče, ale hlavní překážkou je „Vodní nádrž Hracholusky“. Zde trať v poměrně hustém lesním porostu vystupuje do příkrých skalnatých svahů, které uzamykají břehy vodní nádrže (obr.1). Trať zde vede přes 208,5 m dlouhý most o pěti polích, kde první a poslední jsou kamenné opěry vylehčené klenbovým obloukem, zatímco střední tři prostá pole tvoří ocelové příhradové konstrukce s dolním zakřiveným pasem, uložené na štíhlých kamenných pilířích založených ve dně nádrže. Z hlediska dopravy má tato regionální trať opodstatněný význam, jelikož přeprava zde zkrátí cestu o téměř 35km trasy po místních komunikacích.

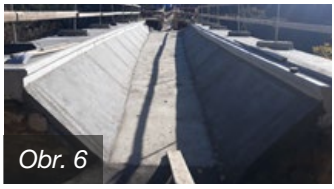
Spodní stavba mostu zůstává rekonstrukcí zachována a provádí ji SMP CZ a.s. (obr.2). Bylo provedeno hloubkové přespárování zdiva a kompletní injektáž opěr i pilířů (obr.3).

Obr. 2

Obr. 3

Obr. 4

Obr. 5


Obr. 6

Díky nízkému stavu vody v průběhu stavby, ke kterému došlo zejména výrazným suchem už od začátku léta, mohla být sanace provedena i v části pod provozní hladinou přehrady, tedy o cca 5,5 metru níž, než uvažoval projekt. I proto nebyla provedena navrhovaná obetonávka pilířů, čímž zůstal maximálně zachovaný původní historický vzhled spodní stavby (obr.4,5). Pro nové závěrné zídky a současně pro potřeby montáže byly v líci odřezány a dobourány stávající kamenné konstrukce a upraven výsledný tvar betonových konstrukcí, aby lépe korespondovaly s proporcemi mostu. Na křídlech opěr jsou nové vykonzolované ŽB římsy na VMP 2,5 a provedena izolace z NAIP (obr.6).

Stávající ocelová, více jak 100 let stará, nýtovaná konstrukce, která již bohužel nevyhovuje podmínkám provozu, měla sníženou přechodnost i rychlost na 30 km/hod. Při posuzování možností v projektu bylo rozhodnuto, že je nutné ji vyměnit za konstrukci, která by sloužila místním k dopravě, neboť hrozilo zastavení provozu. Nově navržená konstrukce je velice podobná a vychází ze stejného statického zadání, tudíž má velice podobné rozměry, kde délky jednotlivých polí jsou 57m a šířka hlavních pasů příhradové konstrukce je 3,6m. Jedná se tedy o celosvařovanou ocelovou konstrukci s uzavřenými průřezy hlavních pasů, přičemž, diagonály jsou otevřeného průřezu tvaru „I“, ze stejného průřezu jsou provedeny

Obr. 7

podélníky, které slouží pro přímé upevnění mostnic, čímž tvoří přímo pojížděný železniční svršek. Nová konstrukce je doplněna oboustranným služebním chodníkem v úrovni koleje (obr.7).

Dále je součástí stavby lávka pro cyklisty, která naopak lemuje dolní zakřivený pás. Lávka je šířky 2 metry s podlahou z ocelových roštů a spolu s napojením na přilehlé lesní cesty je sdruženou investicí Plzeňského kraje.

Výroba ocelové konstrukce probíhá ve výrobním závodě MCE Slaný dle standardů v třídě-1 EXC3, materiál pak v kombinaci S355J2+N, S355J2C+N, S235JR, S460N, S355NL a S355J2H. Vzhledem k rozměrům a transportním možnostem, kde je potřeba projíždět přístupovými lesními cestami, je konstrukce dělena do základních tří skupin, horní pás (mostovka), dolní pás a jednotlivé diagonály stěn a příčných vazeb. Prvky horního a dolního pasu pak jsou děleny na třetiny, díly diagonál, na jednotlivé prvky (obr. 8,9).

Ložiska jsou kalotová, dodavatelem je fa Maurer. Protikorozní ochrana je kombinovaný systém s metalizací od výrobce fa Hempel.

Problematika montáže byla řešena v několika variantách a to zejména z důvodu přístupnosti terénu a současnému stavu korozního oslabení stávající ocelové konstrukce. Nabízely se v současné době dostupné varianty, ale bez možnosti použití moderních mechanizací, které nejsou schopny v tomto terénu optimálního příjezdu a kapacitně výměny konstrukcí. Zbývá tudíž, jen výměna přesunem konstrukcí, která skrývá mnoha úskalí v podobě možnosti přístupu. Po prověření situace přepravy konstrukce vodní cestou se tato také jeví jako riziková a to z hlediska hladiny vody, kdy je situace v posledním časovém horizontu alarmující. Navržena je tedy výměna konstrukcí při spojení NOK a SOK po předchozím výsunu NOK do projektované polohy po výsuvném rámu v obrácené poloze. Znamená to tedy, sestavit NOK na montážní plošině mimo kolej v negativní poloze, to je samozřejmě při tvaru konstrukce velice výhodné. Poté ji příčně přesunout do osy trati a podélně do polohy. Konstrukce se navzájem propojí a na jejich čela se umístí otáčecí rámy, které mají společnou

Obr. 8

Obr. 9

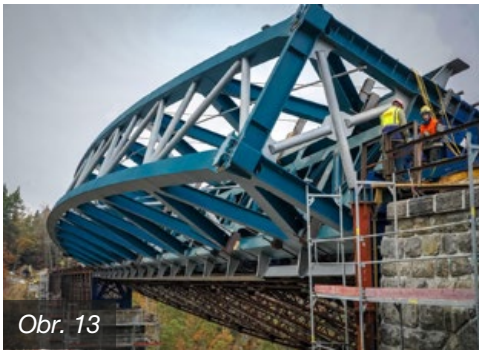
osu otáčení, ta je uložena do podpěrného rámu a tvoří tak spolu soustavu schopnou otočení kolem podélné osy jednotlivého pole. Tímto úkonem jsou konstrukce připraveny k vlastní výměně, ta je hlavní technologickou činností s náročností na vlastní provedení. Vlastní otočení probíhá za pomocí hydraulické soustavy čtyř lisů zapojených tak aby vzájemně synchronně a stejnými reakcemi působily na sepjaté ocelové soumostí (obr. 10-15).

Po otočení konstrukcí následuje jejich rozpojení a výsun SOK do prostoru předmontáže, zde se SOK nadělí na transportovatelné kusy a odveze k sešrotování. Tímto způsobem bude provedena výměna dalších dvou konstrukcí s tím, že výsun NOK probíhá přes již osazenou konstrukci prvního pole.

Obr. 10

Obr. 11

Obr. 12


Obr. 13

Obr. 14

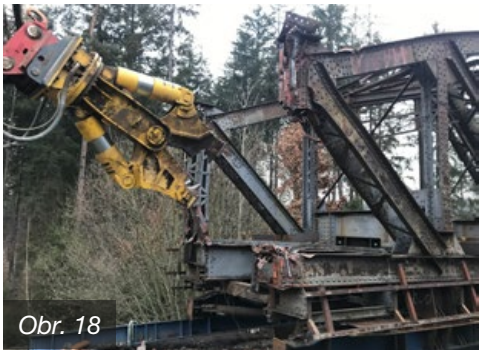
Obr. 15

Ing. Petr Žákovec
SŽDC, s.o.
Tel.: +420 602 774 968
E-mail: zakovec@szdc.cz

Vladan Michalík
MCE Slaný s.r.o.
Tel.: +420 731 589 395
E-mail: vladan.michalik@mce-hg.com

Obr. 16

Obr. 17



Obr. 18

Obr. 19

Stuttgart 21 – tunel Bad Cannstatt

Ing. Pavel Růžička, PhD., Ing. Libor Mařík, HOCHTIEF CZ a. s.

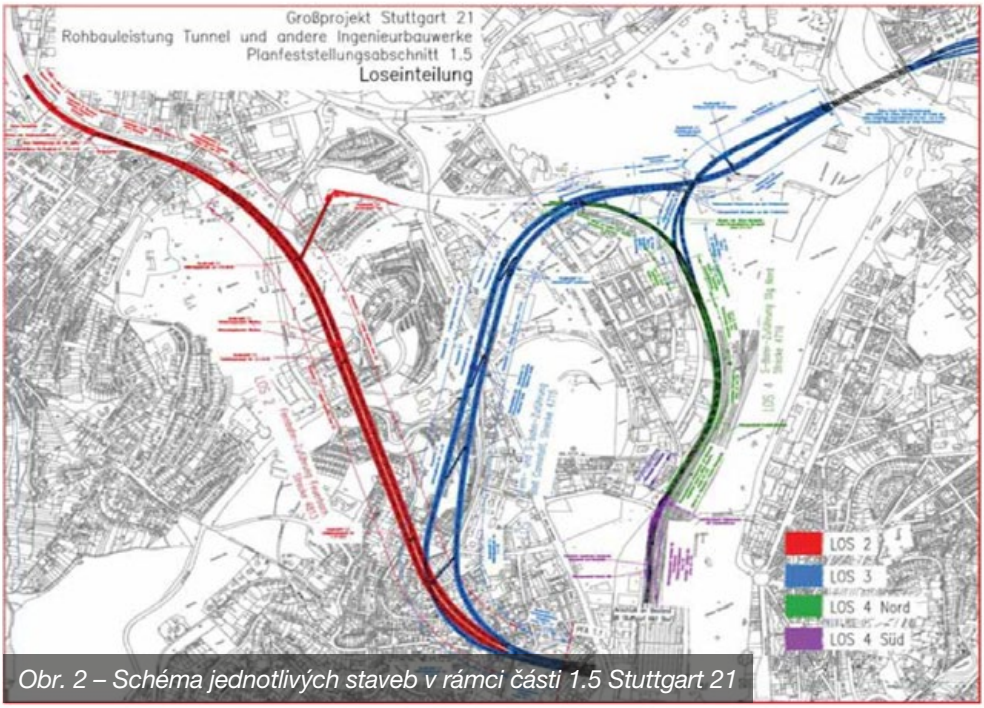
1. Popis projektu Stuttgart 21

Město Stuttgart, hlavní město Bádenska-Württemberska, leží na jihozápadě Německa na řece Neckar, přítoku Rýna. Ve městě žije přibližně 600 tisíc obyvatel, nicméně celková metropolitní oblast má přibližně 5,5 milionu obyvatel a jedná se tak o čtvrtou nejlidnatější oblast v Německu. Pod pojmem Stuttgart 21 si lze představit globální celkovou přestavbu železničního uzlu Stuttgart a související železniční sítě, která se rozkládá na území města i v jeho blízkém okolí. Do projektu lze také zahrnout novou urbanistickou koncepci související s přestavbou uzlu a uvolněním stávajících ploch patřících drahám pro developerské aktivity. Projekt zahrnuje celkem 57 km nových

Obr.1 – Schéma projektu Stuttgart 21

železničních tratí, z nichž 30 km je vedeno v tunelech a 25 km splňuje parametry vysokorychlostní železniční trati. Součástí přestavby je také celková rekonstrukce hlavního nádraží situovaného v centru města, které se tak změní z povrchového hlavového nádraží na podzemní průjezdné nádraží.

Za jednu z existujících hlavních tratí vedoucích přes město, která je využívána i pro vysokorychlostní vlaky ICE, lze považovat železniční dráhu rozkládající se podél řeky Neckar vedoucí od severozápadu ze směru Mannheim k jihovýchodu ve směru Ulm. Na tuto trať je napojena řada přípojných železničních tratí v dalších směrech. Ve městě je také poměrně rozšířena síť příměstských železnic tzv. S-Bahn, která je taktéž zapojena do projektu Stuttgart 21. Samozřejmostí města je i podzemní dráha U-Bahn, která se v mnoha místech s železnicemi nového projektu mimoúrovňově kříží. V rámci přestavby železničního uzlu vzniká ve městě jakýsi nový železniční okruh, na který bude napojena velká část existujících železničních tratí a na kterém bude také ležet hlavní podzemní průjezdné nádraží Stuttgart. Tento okruh je z velké části situován do podzemí. Na jihozápadní části okruhu bude ležet nová železniční stanice Stuttgart hlavní nádraží, která se nachází v místě dnešního hlavního nádraží, ale železnice se zde otáčí o 90°, je umístěna do podzemí a z dnešních 17 traťových kolejí konečných zde nově vzniká 8 traťových kolejí průjezdných. Znamená to tedy celkovou přestavbu provozních částí tohoto nádraží, pouze historický ráz povrchové budovy zůstává zachován. Na tuto část okruhu je také napojena již zmiňovaná vysokorychlostní železniční trať, která je do tohoto místa přivedena novým tunelovým spojením a z okruhu pokračuje dalším novým tunelem (tunel Filder) dále směrem na železniční zastávku Filder a po nové vysokorychlostní trati ve směru Ulm. Tato trať je součástí transevropské železniční sítě



Obr. 2 – Schéma jednotlivých staveb v rámci části 1.5 Stuttgart 21

TEN-T (Paříž – Vídeň) a nově se tak výrazně sníží cestování skrze město Stuttgart. Díky této přestavbě se ve městě uvolní řada pozemků jak v místě dnešního existujícího povrchového hlavního nádraží, tak i po stávajících železničních tratích, které dále ztrácejí svůj koncepční smysl k využití. Schéma celého projektu je patrné z obrázku č. 1.

Projekt byl oficiálně představen již v roce 1994, nicméně jeho realizace začala až 2. února 2010 a je nutno podotknout, že občany města nebyl tento projekt nikdy příliš vítán. Od doby představení projektu až do současnosti, kdy probíhají největší stavební práce, vznikla řada protestních akcí proti tomuto projektu a své vlivy zde prosazují i různé zájmové organizace. Na druhé straně je nutno podotknout, že i v době největší stavební rozestavěnosti a s ohledem na gigantický rozměr projektu je dopad na povrchový život ve městě takřka minimální a veškeré práce probíhají zejména v podzemí, případně jsou soustředěny do minimalizovaných zařízení stavenišť na povrchu. K odvozu a dopravě materiálu na jednotlivá staveniště je v maximální míře využívaná železniční doprava, a tak v ulicích města prakticky nenajdete zvýšený vliv nákladní automobilové dopravy. Projekt je komplikovaný zejména tím, že velká část stavebních prací probíhá pod povrchem města, pod existující zástavbou, navíc ve složitých geologických podmínkách, v prostředí bobtnavých anhydridů. Město je navíc situováno do údolí a obklopeno několika kopci.

2. Tunel Bad Cannstatt

Společnost HOCHTIEF realizuje jeden z největších tunelů projektu Stuttgart 21 – tunel Bad Cannstatt. Stavba je realizována v horizontálním sdružení firem BeMo Tunnelling GmbH (po krachu Alpine BAU je majitelem této tunelové odnože česká firma Metrostav), Wayss und Freytag Ingenieurbau AG a Hochtief Infrastructure GmbH. Vedoucí člen sdružení je Hochtief Infrastructure GmbH, na realizaci stavby spolupracuje také několik zaměstnanců z lokální pobočky HOCHTIEF Infrastructure (CZ a SK). Kontrakt byl udělen v březnu 2012. V únoru 2013 byla oficiálně zahájena výstavba a předpoklad ukončení projektu je v roce 2018. Hodnota kontraktu pro celé výše uvedené sdružení je přibližně 290 mil. EUR, což odpovídá výstavbě tunelu Bad Cannstatt a souvisejících stavebních objektů.

Tunel Bad Cannstatt je v tzv. sekci 1.5 projektu Stuttgart 21, která se dále člení na několik stavenišť:

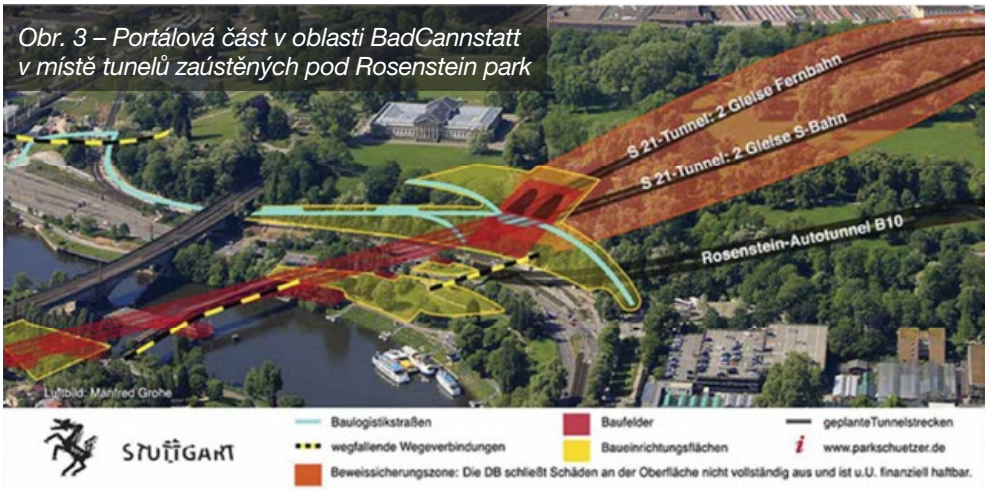
LOT 2 – propojení novým tunelem Feuerbach na hlavní železniční stanici Stuttgart

LOT 3 – propojení novým tunelem Bad Cannstatt na hlavní železniční stanici a křížení S-Bahn v oblasti Bad Cannstatt (kontrakt zmiňovaného JV)

LOT 4 – vlakové spojení S-Bahn na hlavní železniční stanici ve směru Stuttgart – Nord a Feuerbach

LOT 5 – nový železniční most přes řeku Neckar

Tunel Bad Cannstatt je označován jako LOT 3. Jedná se o 3,8 km dlouhý železniční tunel, který leží v severozápadní části nového zmiňovaného okruhu a bude připojovat přestavěnou



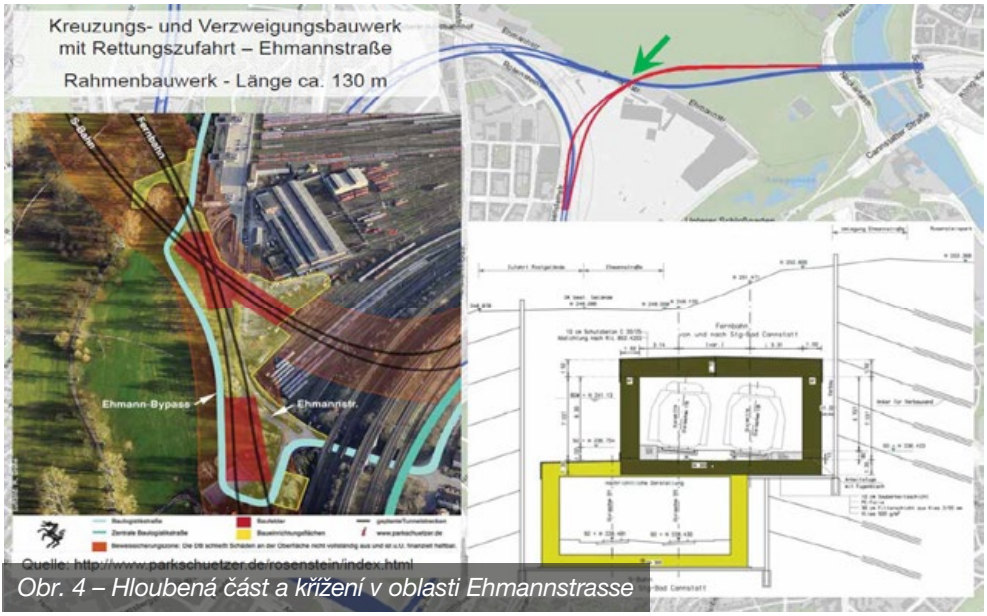
Obr. 3 – Portálová část v oblasti BadCannstatt v místě tunelů zaústěných pod Rosenstein park

železniční podzemní stanici Stuttgart hlavní nádraží s existující železniční tratí vedoucí ze směru Bad Cannstatt. Tunel vyústí v místě nového železničního mostu přes řeku Neckar (LOT 5).

Bezprostředně na most přes řeku Neckar v oblasti Bad Cannstatt navazuje portálová oblast dvou tunelů zaústěná pod Rosenstein Park. Pravý dvoukolejný tunel, široký přibližně 11 m, slouží pro příměstskou železniční dopravu S-bahn a levý dvoukolejný tunel, široký přibližně 14 m, je již částí nově budovaného okruhu vedoucího směrem na podzemní stanici Stuttgart hlavní nádraží. Hloubená předportálová část je v délce přibližně 60 m budovaná v otevřené stavební jámě, ve které budou později betonovány hloubené tunelové bloky.

Oba dva tunely jsou zpočátku ražené jako dvoukolejné, zejména v oblasti pod Rosenstein Park a v oblasti pod Ehmannstrasse dochází k vzájemnému překřížení obou železničních tratí. Toto místo je ze stavebního hlediska velice komplikované, protože tratě se kříží s velmi malým vzájemným výškovým rozestupem. Z tohoto důvodu je tato oblast navržena opět v hloubené stavební kotvené jámě a na tuto oblast již navazují dva samostatné jednokolejné tunely pro každou trať (hlavní trať a S-Bahn). Do oblasti Ehmannstrasse také vyúsťuje úniková šachta, na kterou jsou v podzemí napojeny úniky z obou dvou železničních tratí.

Jednokolejné tunely na hlavní trati jsou dlouhé každý přibližně 2440 m, jejich vnitřní poloměr je 4,05 m a primární i sekundární ostění je různé tloušťky (místy až 70 cm). Tunely jsou raženy Novou rakouskou tunelovací metodou ve velmi složitém geologickém prostředí převažujících bobtnavých anhydridů různého stupně zvětrání. Toto prostředí je komplikované zejména z důvodu velkých bobtnavých tlaků, které na podzemní tunelové stavby působí. Z tohoto důvodu se často tunely v primárním ostění razí zvětšené v oblasti spodní klenby, ta se poté vyplňuje stlačitelným materiálem, skrze který se omezí výsledný tlak na sekundární ostění v oblasti spodní klenby. Samotná ražba je dělena na dvě části, ražba kaloty se vždy v předstihu razí po 1 m, max. na odstup čelby 4 m a ihned poté se dobírá spodní klenba a primární ostění se uzavírá. Jedině tento postup minimalizuje konvergence tunelů pod přijatelné meze. Součástí tohoto tunelu je celkem šest příčných propojení a další úniková



Obr. 4 – Hloubená část a křížení v oblasti Ehmannstrasse

šachta, která v době realizace slouží jako hlavní těžní šachta, skrze kterou dochází k veškeré dopravě materiálu do podzemí a odvážení vytěženého výrubu ven z podzemí.

Těžní šachta je navržená z převrtávaných železobetonových pilot, je elipsovitého tvaru a stěna je rozepřena železobetonovými převázkami v celkem třech výškových úrovních. Dole je masivní železobetonové dno. Šachta je umístěna doprostřed mezi jednokolejné tunelové trouby. Zajímavostí zde je, že nad touto šachtou dochází k předávání vytěženého materiálu z podzemí vůči zadavateli (Deutsche Bahn) a ten si ve vlastní režii řeší odvoz materiálu na finální skládku. K tomu využívá železnici a nad šachtu pouze přistavuje předem určený počet prázdných vagónů. Zadavatel si na této stavbě kromě nakládání s odpady řeší i veškeré zařízení staveniště, inženýrskou činnost, a zhotovitelské sdružení se tak věnuje pouze samotné ražbě tunelů. Skrze tuto hlavní těžní šachtu se dopravuje i veškerý beton ukládaný do podzemí a další materiál. Vše je obstaráváno dvojicí portálových jeřábů.

S ohledem na realizaci tunelů bylo třeba provést řadu kompenzačních injektáží s ohledem na minimalizaci sedání zastavěného povrchu, přestože ražené tunely jsou v tomto místě prováděny s masivní ochranou mikropilotových deštníků v oblasti nad klenbou tunelu. Z důvodu blízkosti nadzemní zástavby (nadloží nad tunelem je v mocnosti pouze 2–16 m) však neexistovalo jiné efektivní řešení zamezující poškození objektů na povrchu. Významné kompenzační injektáže byly použity zejména v oblasti Ehmannstrasse při započetí ražby a dále v oblasti Heilbronnstrasse.

V koncové části před stanicí Stuttgart hlavní nádraží se jednokolejné tunelové roury napojují skrz ražené rozpletové části dlouhé cca 250 m na jednokolejné tunelové roury tunelu Feuerbach a poté již vyúsťují do nové podzemní železniční stanice Stuttgart.

Obr. 5 – Několik fotek z realizace

Výstavba jednokolejných tunelů probíhá celkem ze tří míst. Ve směru od nového mostu přes řeku Neckar, ve směru od železniční stanice a ze středové těžní elipsovité šachty v oblasti Zwischenangriff Nord. Samotné tunelové roury jsou tedy raženy celkem ze dvou čeleb v oblasti železniční stanice, ze dvou čeleb od nového mostu pod Rosenstein Park a ze čtyř čeleb v oblasti těžní šachty Zwischenangriff Nord. K tomu je potřeba přičíst další dvě čelby ražby jednokolejných železničních tunelů S-Bahn ve směru od Mittnachtstrasse do oblasti Ehmannstrasse.

3. Závěr

Závěrem lze říci, že celkově je projekt Stuttgart 21 velice komplikovaným projektem a ani výstavba tunelu Bad Cannstatt není rozhodně jednoduchou záležitostí. Po technické stránce jde zejména o sekvenční ražbu tunelu Bad Cannstatt s velmi nízkým nadložím, pod hustě zastavěnou oblastí, v prostředí bobtnajících anhydridů, kříží se zde tratě ve velmi malém vzájemném rozestupu a navíc je celá stavba pod drobnohledem všech zájmových skupin čekajících na chybu zhotovitelů. Po organizační stránce se pak jedná o stavbu relativně velkého rozsahu, v omezeném časovém intervalu a navíc z několika čeleb zároveň. Přesto se zatím ukazuje, že stavba je velmi dobře připravena a organizována, k dnešnímu dni je již kompletně vyražena, velká část sekundárních ostění je již také kompletní a i kooperace zhotovitelského sdružení a investora je na velmi vysoké úrovni.

Společnost Liebherr zde navíc ve vzájemné spolupráci se společností HOCHTIEF úspěšně odzkoušela dnes již zcela novou koncepci tunelového bagru Liebherr 950, který se zde poprvé objevil v plném nasazení, dnes je již tato řada běžně prodávána. Výsledkem je pořízení několika těchto strojů do strojní výbavy společnosti HOCHTIEF, které razí v Německu a v Rakousku. S ohledem na bídný stav tunelových zakázek v ČR a na Slovensku, kde je jich nyní minimum ve fázi ražby, bohužel tyto stroje nemůžeme vidět na našem trhu nebo na Slovensku.

Pokud se podaří realizační trend všech tří zhotovitelů udržet až do konce, tak se stavba tunelu Bad Cannstatt stane jednou z nejkomplikovanějších částí projektu Stuttgart 21 a možná i jednou z nejsložitějších konvenčně ražených tunelových částí na světě.

Projekt bylo možno navštívit v rámci exkurze pořádané Českou tunelářskou asociací v říjnu 2016, kterou spolupořádal jeden z autorů a zaměstnanců firmy HOCHTIEF Ing. Libor Mařík.

Literatura

[1] Vnitřní zdroje společnosti HOCHTIEF Infrastructure GmbH a HOCHTIEF CZ

Ing. Pavel Růžička, PhD., Ing. Libor Mařík
HOCHTIEF CZ a. s.
Plzeňská 16, 150 00 Praha 5
Tel.: +420 604 735 309
E-mail: pavel.ruzicka@hochtief.cz

Zkušenosti investora z realizace tunelu Ejpovice Stavba „Modernizace trati Rokycany – Plzeň“

Ing. Milan Majer, Správa železniční dopravní cesty, státní organizace

1. Úvod

Stavba „Modernizace trati Rokycany – Plzeň“ je součástí vnitrostátního III. tranzitního železničního koridoru, západní část, z Prahy do Plzně, Chebu a na státní hranici se SRN a zapadá do koncepce transevropských dopravních sítí dle rozhodnutí Evropské komise. Je řešena v souladu s požadavky interoperability pro evropské železniční sítě. Realizace byla zahájena v září 2013 a definitivně bude ukončena v červnu 2019.

Stavba řeší modernizaci tratě vedené ze žst. Rokycany až do žst. Plzeň. Mezi nově vzniklou žst. Ejpovice a zastávkou Plzeň-Doubravka je trať vedena v nové stopě přeložkou mimo stávající trať, čímž se zkrátí z původní délky z 20,2 km o více než šest kilometrů. Přeložka je navíc vedená ve shodě s výhledovou polohou vysokorychlostní tratě. Součástí přeložky je tunel Ejpovice vedený pod terénními útvary Homolka a Chlum.

Tunel je tvořen dvěma jednokolejnými tunelovými troubami (severní a jižní) délky cca 4 150 m. Výškové vedení trasy je charakterizované jednotným sklonem 8 ‰ v celé délce tunelu od Rokycan do Plzně. Směrově je osa tunelu vedená v přímé v masivu Homolka a v oblouku s poloměrem 1785 m v masivu Chlum. Vzhledem k tomu, že tunel je součástí výhledové vysokorychlostní tratě, je konstrukčně navržen na rychlost 200 km/h.

Obě tunelové trouby jsou vzájemně propojené soustavou 8 spojovacích chodeb (propojek), které slouží k úniku cestujících z požárem zasaženého tunelu do bezpečné zóny druhého tunelu a pro přístup jednotek HZS v době zásahu.

2. Variantní řešení

Negativní zkušenosti získané při výstavbě tunelu Březno vedly zadavatele ke snaze nepředepisovat zhotoviteli technologii ražby tunelu. V situaci, kdy byl projekt prakticky dokončený

a technologie ražby tak byla daná, byla jedinou možností, jak dosáhnout změny, úprava zadávací dokumentace (ZD) na výběr zhotovitele, tj. připuštění variantní nabídky, konkrétně variantního řešení na technologii ražby a výstavby definitivního ostění.

ZD však byla připravována v souladu se smluvními podmínkami na výstavbu pozemních a inženýrských staveb projektovaných objednatelem (tzv. RedBook FIDIC) a takovéto řešení je v rámci RedBook FIDIC dost neobvyklé, neboť v takovémto případě se nositelem části projektu dotčené variantním řešením stává zhotovitel. V rámci smluvních podmínek RedBook FIDIC se tedy jedná o nesystémové řešení. V rámci těchto smluvních podmínek by nositelem technologie ražby měl být vždy objednatel/investor, resp. projektant investora. O to těžší bylo v rámci přípravy ZD vytvořit podmínky pro variantní řešení a následně toto řešení obhájit a prosadit. Možnost variantního řešení však nakonec umožnila, aby součástí vítězné nabídky ve výběrovém řízení byla ražba tunelu technologií TBM.

3. Technologie TBM

Zhotovitel tunelu firma Metrostav a. s. si pro ražbu technologií TBM nechal u německé firmy Herrenknecht AG vyrobit razicí stroj. S ohledem na očekávanou složitou geologii raženého masivu byl vyroben kombinovaný razicí stroj EPB/hardrock, který může razit jak v zeminovém, tak po úpravě ve skalním prostředí. Stroj dostal výrobní označení S-799 (obr. 1).

Současně s přijetím ražby technologií TBM došlo k dalším úpravám projektu, ke zrušení bezpečnostních a trakčních výklenků a ke zrušení hloubené středové jámy a jejímu nahrazení kruhovou pilotovou šachtou.

Použití variantního řešení v ZD na technologii ražby přineslo pozitivní i negativní zkušenosti. Ukázalo se, že toto řešení lze použít ve chvíli, kdy změna projektu už není z různých důvodů možná. Zkušenosti však zároveň ukázaly, že zadavatel by měl k takovému řešení přistupovat velmi obezřetně, pouze výjimečně a zvážit všechny důsledky. Pokud se k takovémuto řešení přece jen rozhodne, potom velice pečlivě připravit zadávací dokumentaci.

Obr. 1 – Tunelovací stroj S-799 „Viktorie“

Právě k zadávací dokumentaci se váže většina získaných negativních zkušeností investora. Jednou z nich je skutečnost, že se v rámci ZD tohoto projektu nepodařilo ideálně nastavit rozsah variantního řešení a povolených úprav projektu. Ve finále se variantní řešení dotklo více stavebních objektů a provozních souborů, než investor původně předpokládal. To přineslo řadu problémů a komplikací jak v nabídce zhotovitele, tak při samotné realizaci. Další problémy vznikly při posuzování řady změn během výstavby, které si variantní řešení vyžádalo a u kterých se řešilo, zda má zhotovitel nárok na finanční úhradu.

Na druhou stranu průběh realizace tunelu ukázal, že použití technologie TBM bylo dobré řešení. Nejenže bylo možné vyzkoušet tuto technologii poprvé u dlouhého železničního tunelu, ale technologie TBM si poradila se všemi komplikacemi způsobenými místními velmi složitými geologickými, geotechnickými a hydrogeologickými podmínkami. V neposlední řadě se ukázalo, že tuto ve světě již běžně používanou technologii zvládnou na výbornou i tuzemské firmy. Ražba jižní tunelové trouby probíhala od 31. 1. 2015 do 11. 6. 2016 (497 dnů), ražba severní tunelové trouby probíhala od 27. 9. 2016 do 7. 10. 2017 (375 dnů).

4. Technický dozor investora na tunel – příprava a realizace

Od počátku měl zadavatel jasno, že činnost technického dozoru investora (TDI) na tunelu se musí provádět dodavatelským způsobem, neboť se jedná o velmi náročný projekt a Správa železniční dopravní cesty, s. o., (SŽDC) nedisponuje tunelovými odborníky a není schopna zajistit nepřetržitý technický dozor tunelu a všechny s tím spojené povinnosti. O to těžší však bylo přesvědčit odpovědné vedoucí pracovníky o nutnosti takovéhoto řešení. To způsobilo výrazné zpoždění ve vypsání výběrového řízení na tuto činnost.

Problém nastal s vypracováním ZD na tuto činnost, neboť u SŽDC nebyla se soutěží na tuto činnost žádná zkušenost. Další problém nastal rovněž s vypracováním návrhu na vyhodnocování nabídek. Zde se jako neocenitelná ukázala spolupráce s odborným konzultantem v rámci technické pomoci. Vzorem se staly ZD na obdobnou činnost v německy mluvících zemích. Zvláštní pozornost byla věnována technickým, kvalifikačním a profesním kritériím a požadavkům na složení týmu a jeho profesní odbornost. Jako základní hodnoticí kritérium byla navržena ekonomická výhodnost, kde kromě nabídkové ceny (60 %) byla hodnocena i technická kompetence uchazeče (40 %). Byl vypracován vlastní systém vyhodnocování nabídek pomocí podrobného systému hodnocení technické kompetence uchazeče. Tento návrh však byl zamítnut pro rozpor s tehdy platným zákonem o zadávání veřejných zakázek. V soutěži tak zůstalo pouze jediné hodnoticí kritérium – nejnižší cena. U zadavatele vznikla oprávněná pochybnost, zda za této situace bude možné vysoutěžit kvalitního dodavatele. Příprava ZD na TDI probíhala od 06/2012 do 01/2014, samotné výběrové řízení od 01/2014 do 09/2014.

TDI jménem investora uskutečňoval nebo zajišťoval inženýrskou činnost technického dozoru investora a dalších investorských služeb v rozsahu předmětu smlouvy potřebných k realizaci tunelu Ejpovice (obr. 2). V průběhu ražeb odpovídal za zajištění trvalého dozoru ražeb, při kterém byl technický dozor na staveništi přítomen nepřetržitě, tj. 24 hodin po 365 dnů v roce, a byl tak zárukou nerušeného průběhu výstavby. Jednalo se o tým odborníků ve složení: vedoucí týmu, tunelový specialista, devět pracovníků trvalého dozoru, geotechnik

Obr. 2 – Dokumentování prací na propojce č. 7

a specialista na pevnou jízdní dráhu (PJD). Všichni členové týmu měli zkušenosti s ražbou tunelů min. technologii NRTM, tunelový specialista navíc s technologií TBM.

Praxe ukázala, že souhrn práv a povinností byl v ZD nastaven správně. Činnost TDI splnila očekávání investora a vysoutěžený zhotovitel TDI přistoupil k plnění své činnosti plně profesionálně a s maximální zodpovědností. Stal se oporou investora a za všech okolností hájil jeho zájmy, a to často velice nekompromisně. TDI byl výraznou pomocí investorovi při řešení sporných momentů, při řešení technických problémů a při řešení změn během výstavby – změnových řízeních.

5. Geotechnický monitoring – příprava a realizace

Geotechnický monitoring (GTM) se již zažil u SŽDC jako standardní činnost při ražbě tunelu, přesto není dosud u SŽDC tato činnost zakotvena v předpisu. V rámci přípravy nebyl s požadavkem na GTM problém a nebyly pochyby o jeho potřebnosti. Problém nebyl ani se spojením s činností geotechnického konzultanta.

Problém byl se zahájením přípravy ZD – muselo se čekat na výsledek výběrového řízení na zhotovitele stavby, neboť ZD musela reagovat na vysoutěženou technologii ražby tunelu. Dalším problém nastal s předstihovými pracemi – potřeba pasportizace pozemních objektů, vodních zdrojů, realizace měřicích bodů, prvního měření – a s mezidobím mezi výběrem zhotovitele a skutečným ukončením výběrového řízení a zahájením stavby. Toto bylo řešeno pomocí předstihového a překlenovacího GTM, kde vznikla nutnost obhajoby této činnosti.

Dalším problémem bylo vypracování ZD na GTM protechnologii TBM. Zadavatel se potýkal s nedostatkem zkušeností v podmínkách ČR a byla nutná pomoc odborníků (i zahraničních). Opět se neocenitelnou ukázala spolupráce s odborným konzultantem v rámci technické pomoci.

V rámci ZD vznikl problém s vypracováním návrhu na vyhodnocování nabídek. Původně byla navržena jako základní hodnoticí kritérium ekonomická výhodnost s dílčími hodnoticími

Obr. 3 – Dokumentování geologie přes řeznou hlavu štítu

kritérii, stejnými jako u ZD na TDI. Rovněž tento návrh byl zamítnut pro rozpor s tehdy platným zákonem o veřejných zakázkách. V soutěži tak zůstalo pouze jediné hodnoticí kritérium – nejnižší cena.

Příprava ZD na GTM probíhala od 07/2013 do 05/2014. Samotné výběrové řízení probíhalo od 05/2014 do 03/2015.

V rámci GTM byla měřena místa křížení tunelu s komunikacemi, inženýrskými sítěmi a budovami. Zároveň se ve vybraných profilech sledoval vývoj svislých deformací v horninovém prostředí pod povrchem. Dále se v rámci GTM sledoval vliv ražby na cca 150 vodních zdrojích v okolí a kvalita vypouštěné vody ze stavby. Hlavním úkolem GTM však i u této technologie ražby zůstalo podrobné sledování zastižených geotechnických podmínek, jejich vyhodnocování a stanovení prognózy (obr. 3).

Praxe ukázala, že souhrn činností a rozsah měření v ZD se podařilo nastavit celkem správně, i když se nepodařilo úplně podchytit všechny činnosti potřebné pro GTM v průběhu ražeb. Nepočítalo se např. s 24hodinovou pohotovostí, nepočítalo se geofyzikálním ověřováním homogenity nadloží tunelu, nepočítalo se s kontinuálním měřením. Všechny tyto činnosti se však podařilo dodatečně zasmluvnit a GTM fungoval bez problémů. Činnost GTM splnila očekávání investora a zhotovitel GTM svoji činnost plnil plně profesionálně a s maximální zodpovědností.

Vyplatilo se rovněž spojení GTM s činností geotechnického konzultanta.

6. Rada monitoringu

Nedílnou součástí výstavby tunelu se rovněž stala Rada monitoringu tunelu (RAMO), která byla zřízena jako speciální poradní a kontrolní orgán investora. Byla složena ze zástupců investora a jeho odborných poradců, zhotovitele, TDI, GTM, projektanta a přizvaných odborníků. Stala se součástí řízení stavby, projednávala výsledky monitoringu a přijímala

Obr. 4 – Pohled do jižní tunelové trouby

doporučení pro řízení stavby a úpravy monitoringu. Cílem činnosti bylo bezprostřední uplatňování výsledků geotechnického monitoringu při investorské a projektové přípravě, kontrole a realizaci stavby tunelu. RAMO však nenahrazovala činnost technického dozoru objednatele ani nepřebírala jeho odpovědnosti.

Ustanovení RAMO však nebylo jednoduché a o její potřebnosti a důležitosti bylo potřeba po dlouhou dobu přesvědčovat řadu vedoucích pracovníků SŽDC. Schválení statutu RAMO pak trvalo rok.

RAMO se scházela v pravidelných 14denních intervalech a v případě nutnosti i mimořádně, všichni členové k činnosti přistupovali maximálně zodpovědně. Činnost RAMO rovněž naplnila očekávání investora. Stala se významným poradním orgánem investora a umožnila rychle reagovat na problémy při ražbě a hledat vhodné řešení. Významnou měrou přispěla ke zdárnému průběhu ražby.

7. Závěr

Tunel Ejpovice se stal pro investora velkou výzvou s řadou problémů a překážek, které bylo nutno postupně vyřešit a překonat. Bylo potřeba upravit ZD na výběr zhotovitele tak, aby bylo umožněno podání nabídek s variantním řešením ražby, prosadit, aby se činnost TDI na tunelu vykonávala dodavatelským způsobem, a připravit ZD pro výběrové řízení, připravit ZD na GTM pro technologii TBM, se kterou bylo v té době minimum zkušeností, a prosadit a obhájit Radu monitoringu jako poradní a kontrolní orgán investora. Je pozitivní, že se nakonec vše podařilo.

Ražbu tunelu technologií TBM lze vyhodnotit jako úspěšnou (obr. 5). Ukázalo se, že volba technologie ražby TBM u tunelu Ejpovice byla správná. Razicí stroj byl schopný si poradit i se složitým a velice náročným horninovým prostředím, byť za cenu nižších výkonů, které byly přesto mnohem vyšší, než by byly výkony, pokud by se ražba realizovala technologií NRTM dle původního projektu. Průběh ražby technologií TBM navíc prokázal, že technologie

Obr. 5 – Prorážka severní tunelové trouby

TBM je mnohem šetrnější ke svému okolí, a to jak z hlediska deformačního ovlivnění okolního horninového prostředí a v oblasti deformací povrchu terénu nad tunelem, tak i vůči vodnímu režimu v okolí tunelu. Nebylo navíc potřeba budovat středovou jámu a odpadla tak velká dopravní, hluková a emisní zátěž na blízké okolí stavby, která by byla způsobena přepravou rubaniny. Rovněž odpadly negativní důsledky trhacích prací, které by si vyžádala ražba technologií NRTM pod masivem Chlum, který se nachází na kraji Plzně, blízko obytné oblasti.

Ing. Milan Majer
Správa železniční dopravní cesty, státní organizace
E-mail: MajerM@szdc.cz

Zkušenosti z ražeb tunelů Ejpovice pomocí technologie TBM

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

1. Úvod

Tunely Ejpovice jsou součástí rozsáhlého liniového stavebního projektu nazvaného „Modernizace trati Rokycany – Plzeň“. Stěžejním cílem tohoto projektu je dosažení jízdní doby na rameni z Prahy do Plzně pod 1 hodinu z hlavního nádraží v Praze na hlavní nádraží v Plzni a též v opačném směru. V samotném úseku Rokycany – Plzeň se oproti stávajícímu stavu jízda vlakem zkrátí pro vlaky R a Sp o cca 9 minut.

2. Charakteristika projektu, popis konstrukce

Ejpovické tunely jsou dvojicí paralelně vedených jednokolejných tunelových trub podcházejících dvojicí vrcholů – Homolku a Chlum. Celková délka jižního tunelu – Ejpovický I je 4150 m, severního tunelu – Ejpovický II 4174,4 m, přičemž jsou vzájemně propojeny osmi propojkami. Jsou navrženy pro provozní rychlost 160 km/h – z tohoto požadavku vyplývá i jejich příčný profil, jehož světlý průměr je 8700 mm.

Ostění je složeno z prefabrikovaných betonových segmentů třídy betonu C45/55 XA2 (CZ) – Cl 0,4 – Dmax 16 – F3. Tloušťka segmentů je 0,40 m, šířka nosného prstence 2 m. Standardní segmenty použité na většinu délky trasy jsou betonové s rozptýlenou výztuží a polypropylenovými vlákny. Pro portálové části byly použity segmenty železobetonové, výztužný armokoš byl z ocelové válcované výztuže B500.B. Pro oblasti propojek byly vyvinuty speciální železobetonové segmenty, do nichž byly předem osazeny kanálky pro smykové a tahové trny včetně injektážích trubiček.

Těsnění spár podélných i radiálních bylo gumové, přímo osazené ve formách a následně betonované. Spoje podélných spár byly šroubované, šrouby plnily pouze dočasnou funkci. Radiálně jsou prstence propojeny pomocí trnů (dowels). Tento spoj je trvalý.

Pro tunelové ostění byly užity univerzální prstence složené ze sedmi standardních segmentů a polovičního klenáku. Spáry mezi segmenty v rámci prstence byly z důvodu eliminace křížových spojů navrženy jako šikmé. Vnitřní průměr prstenců je 8700 mm, vnější 9500 mm.

Tunely jsou téměř v celé své délce ražené, jen v portálových částech jsou hloubené.

Propojky byly raženy Novou rakouskou tunelovací metodou. Mají charakter spojovacích chodeb s vnitřními technologickými místnostmi a jsou ve vzdálenosti do 500 m. Propojky č. 1, 4 a 7 jsou navíc doplněny technologickými chodbami, které jsou směřovány kolmo na osu propojky půdorysně v jejím středu.

Ostění propojek je dvouplášťové; primární ostění je tvořeno vrstvou vyztuženého stříkaného betonu SB25 (C20/25), tloušťky od 150 do 250 mm, ocelovými příhradovými rámy typu BTX 65/25 výšky 106 mm. Primární ostění propojek je tvořeno vrstvou vyztuženého stříkaného betonu. Dále je pro stabilitu použito systémové kotvení – hydraulicky upínané svorníky HUS nebo samozávrtné svorníky IBO R32. Definitivní ostění je z monolitického železobetonu třídy C 25/30 XC1, XA1. Mezilehlá izolace je fóliová. Výjimku tvoří propojka č. 8, jejíž definitivní ostění vrchní klenby je ze stříkaného drátkobetonu a mezilehlá izolace je stříkaná.

3. Inženýrsko-geologické poměry

Geologická stavba zájmového území je poměrně komplikovaná, viz obr. č. 1. K nejstarší jednotce zde patří horniny svrchního proterozoika zastoupené převážně tmavými břidlicemi a méně pak světlými prachovci. V místě tektonických zón jsou horniny s extrémně velkou hustotou diskontinuit a vyskytují se i polohy podrcených, vodonosných hornin. Proterozoické břidlice byly zastiženy v rozmezí staničení cca km 96,250–98,850. Tyto sedimenty jsou prostoupeny vulkanity, které tvoří významnou terénní elevaci – kopec Chlum.

Obr. 1 – Podélný řez tunelu s geologií

Jedná se o jemnozrnné masivní horniny převážně zelenošedé barvy – spility, které mají kromě svrchních partií obvykle střední až malou hustotou diskontinuit. Spility se vyskytovaly od staničení cca 98,850 do 100,000, tzn. do konce trasy.

4. Tunelovací stroj – Herrenknecht S-799

Právě rozmanitost geologických podmínek hrála zásadní roli při návrhu tunelovacího stroje, který je zcela klíčovým prvkem metody mechanizovaného tunelování. Pod vrcholy Homolkou a Chlumem bylo třeba projít dva naprosto různorodé geologické celky. Nejprve prostředí břidlic, v poslední třetině trasy pevné a tvrdé spility. Hlava strojní konstrukce tedy musela být dostatečně otevřená, aby se v břidlicích nezalepovala, ale zároveň dostatečně uzavřená pro ražby v pevné skále. Musela mít dostatečně velké prostupy, aby zajistila snadný průchod rubaniny zejména v režimu s úplnou podporou čelby, ale současně musela být i dostatečně tuhá, aby odolala veškerému zatížení a vibracím v horninách s pevností v tlaku dosahujícím 200 MPa. Stroj bylo třeba vybavit přepážkou k oddělení pracovní (tlakové) komory s prostupem pro šnekový dopravník a dále sběrnou násypkou pro směrování těžené horniny přímo na pásový dopravník. Vzhledem ke geologické charakteristice prostředí byl navržen a zkonstruován přestavitelný tunelovací stroj, který byl základně zeminovým štítem, s možností změny na skalní režim.

Základní parametry stroje Herrenknecht S-799 Viktorie:

Typ stroje:	konvertibilní EPB/hardrock
Průměr řezné hlavy:	9890 mm
Celková délka vč. závěsu:	115 m
Hmotnost vč. závěsu:	1800 t
Celkový instalovaný výkon:	6200 kW
Teoretická maximální rychlost:	80 mm/min

5. Zařízení staveniště – doprovodné technologie

Metoda mechanizovaného tunelování má svá specifika nejen z pohledu samotné ražby, ale i z pohledu požadavků na zařízení staveniště, doprovodné technologie či konstrukce nutné pro montáž tunelovacího stroje a jeho start při zahajování ražeb.

Zařízení staveniště muselo být dimenzováno tak, aby bylo dostatečně kapacitní pro dočasné deponování těženého materiálu, pro skladování a manipulaci se segmenty tunelového ostění, pro skladování veškerého trubního vedení, pro umístění haly údržby či míchacího centra. Kromě toho musel zhotovitel vybudovat navíc i vodní hospodářství. Během ražeb je totiž potřebné poměrně velké množství vody (v hodinových maximech až 90 m3) pro úpravu rubaniny, chlazení stroje apod. Jelikož bylo staveniště situováno poměrně v odlehlém místě, kde nebyla dostatečně kapacitní přípojka vody, bylo třeba vodu přivádět z cca 2000 m vzdálené říčky Klabavy. Tato voda musela být filtrována a pro potřeby tunelovacího stroje chemicky upravována. Stejně tak bylo třeba zpětně upravovat odpadní vodu čerpanou od tunelovacího stroje na povrch tak, aby měla všechny požadované parametry pro zpětné vypouštění do řeky. Nezřídka se stávalo, že vypouštěná voda měla lepší kvalitu nežli ta, která byla z řeky čerpána.

Dalším významným prvkem zařízení staveniště bylo i vyvedení pásového dopravníku na mezideponii rubaniny. Dopravník ústil v otočnou výsypnou věž, jejíž pomocí bylo možné těžený materiál plynule rozmisťovat na výsypné místo tak, aby byla co nejvíce využívána jeho kapacita. Výška věže dosahovala 22,5 m, délka výsypného ramene 27 m.

6. Postup výstavby

Oba tunely byly raženy jedním a tím samým tunelovacím strojem typu Herrenknecht S-799. Stroj byl v rámci rituálu svěcení sošky sv. Barbory před zahájením ražeb pokřtěn a pojmenován Viktorie.

Nejprve proběhla ražba jižní tunelové trouby z portálu lokalizovaného v blízkosti obce Kyšice. Po dokončení ražeb byl stroj demontován na transportovatelné části a po částech přestěhován z portálu výjezdového opět na portál vjezdový, ze kterého byl vyražen tunel severní. V časovém souběhu s výstavbou severního tunelu probíhala i ražba mezitunelových propojek.

6.1 Způsob obsluhy stroje

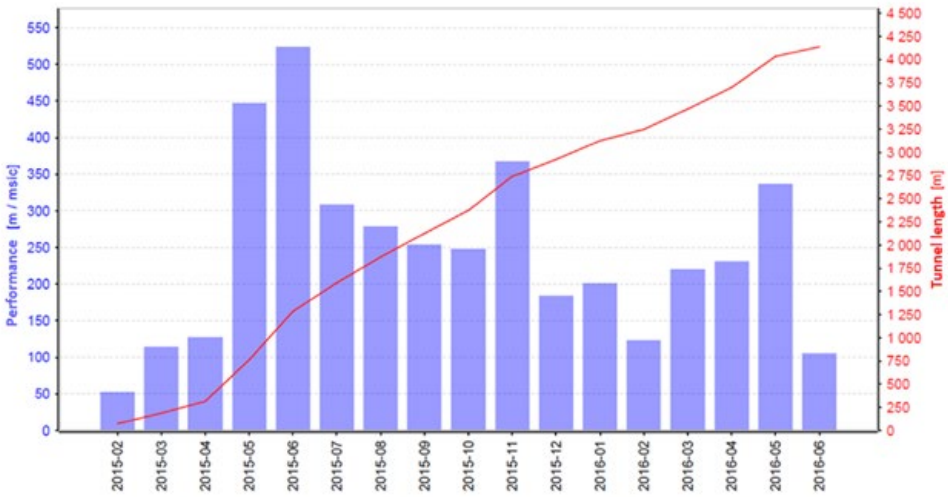
Samotný strojní komplex je obsluhován cca dvanáctičlennou posádkou. Za řízení stroje v průběhu postupu je odpovědný operátor (tzv. pilot), který jej ovládá z pilotní kabiny. Veškerá jeho rozhodnutí jsou prováděna na základě údajů z čidel, které se zobrazují na obrazovkách v pilotní kabině. Poté, co se strojem vyrazí záběr (na délku 2 m), je ražba zastavena a následuje další pracovní operace – zajištění výrubu. Výrub je v případě mechanizovaného tunelování zajištěn prstenci složenými z prefabrikovaných segmentů (v případě tunelů Ejpovice se jednalo o 7+1 segment). Stavbu prstence provádí tříčlenná skupina pracovníků, kteří musí segmenty jeden po druhém osadit, vzájemně spojit šrouby a následně zajistit pomocí hydraulických tlačných válců. Poté, co svou práci dokončí, zahájí pilot ražbu dalšího postupu. Spolu s postupem stroje tzv. injektážník obsluhuje čerpadla, jejichž prostřednictvím se aplikuje výplňová malta do prostoru mezikruží mezi výrubem a rubem prstence. Výplňová malta po svém vytvrdnutí prstenec do horniny zafixuje a zajistí jeho stabilitu. Ostatní pracovníci obsluhy stroje se starají o prodlužování pásového dopravníku, trubních a kabelových vedení. Zároveň s tím provádějí průběžnou údržbu stroje. Kromě ražeb samotných je třeba provádět odstávky, jejichž hlavním smyslem je kontrola a výměna řezných nástrojů, nastavování kabelu VN či gumy pásového dopravníku.

6.2 Ražba jižní tunelové roury

Jižní tunelovou rouru začala Viktorie razit na přelomu ledna a února 2015. Celková doba potřebná pro vyražení 4,11 km dlouhého tunelu činila 496 dní. Průměrný denní výkon vychází na 8,4 m, maximální dosažený denní výkon činil 32 m, měsíčního maxima bylo dosaženo v červnu 2016 a výkon činil 528 m (viz obr. č. 2). Jak již bylo zmíněno dříve, dvě odlišná geologická prostředí byla charakteristická dvěma odlišnými způsoby ražení, v břidlicích v tzv. zeminovém režimu a v tvrdých skalních spilitech v tzv. skalním režimu.

6.2.1 Ražba v režimu zeminového štítu

Raziči od začátku narazili na horninové prostředí vyznačující se vysokou nestabilitou. V tomto prostředí bylo nutné neustále udržovat podpůrný tlak čelby v odtěžovací komoře na předepsaných hodnotách. Tento tlak musel být neustále vyvozovaný upravenou rubaninou.



Obr. 2 – Měsíční výkon ražeb jižního tunelu

Prostředí totiž kromě své nestability mělo i další nepříjemnou vlastnost – vysokou propustnost. Kvůli ní došlo k únikům pěn sloužících pro úpravu rubaniny na povrch. A to i v místech, kde nadloží dosahovalo mocnosti 25 m. Takto vysoká propustnost nedovolila pažení čelby pomocí stlačeného vzduchu, navíc stlačeným vzduchem nebylo možné stabilizovat horninu rozpadající se na velké bloky.

Stabilizace čelby přetlakem vzduchu v tektonicky silně porušených horninách s nízkým nadložím a s přítoky podzemní vody s sebou nese reálnou možnost úniku natlakovaného vzduchu z odtěžovací komory nekompaktním nadložím. Inspekce řezné hlavy, výměna řezných nástrojů pracovníky v natlakované odtěžovací komoře by představovala za těchto okolností jejich nepřijatelné bezpečnostní ohrožení. Výše uvedené úniky pěn skrze silně tektonicky porušené nadloží potvrzovaly oprávněnost těchto obav.

Velké komplikace taktéž způsobovaly nepředpokládané vysoké přítoky podzemní vody, které v maximech dosáhly 30 l/s s max. hodnotou tlaku ve vrchlíku profilu tunelu 3 bary. V tomto případě, kdy ražba prochází prostředím s vysokými přítoky tlakové podzemní vody, dochází k natlakování šnekového dopravníku hydrostatickým tlakem, což má za následek, že je rubanina ze šnekového dopravníku vyplavována pod značným tlakem, není těžitelná pásovým dopravníkem a způsobuje zaplavení a nežádoucí znečistění spodní časti tunelovacího stroje s následným obtížným ručním vyčistěním těchto prostorů.

Dalším nepříjemným faktorem byl vyšší podíl křemenné složky v horninách, který přináší vyšší abrazivnost, a tím pádem i zvýšené opotřebení řezných nástrojů. Nutnost častých výměn vede k prodlužování doby ražeb.

6.2.2 Ražba ve skalním režimu

Po přestavbě stroje spočívající v úpravě řezné hlavy, vyjmutí rotační průchodky a vysunutí muckringu spolu s pásovým dopravníkem do centra řezné hlavy byla zahájena ražba

v prostředí pevných skalních hornin – spilitů. V tomto prostředí se obdobně projevila zvýšená abrazivnost hornin, její zvýšená tahová pevnost, která nedosahovala předpokládaných hodnot 1/10 pevnosti v tlaku, ale 1/5. V neposlední radě se v prostředí hornin objevoval minerál pyrhotin. Bylo vypozorováno, že má vliv na instalovaný metaldetektor, který ho občasně vyhodnotil jako ocelový prvek. S ohledem na nebezpečí zablokování nebo významné poškození stroje nebylo možné signály magnetického čidla podceňovat a vždy bylo nutné řádně ověřit, jestli se na pásovém dopravníku nenacházejí železné části, což způsobovalo časté zastavování ražby.

Postup ražeb v pevných skalních horninách byl negativně ovlivněný nízkou penetrací, z které vyplynula nízká průměrná rychlost a poměrně dlouhé prostojové časy, které tvořily 62 % celkového objemu času. Kombinací těchto dvou parametrů vychází průměrný denní postup na hodnotu 8,3 m/den.

6.3 Ražba severní tunelové roury

Nejlepším geologickým průzkumem je ražba samotného tunelu. Až samotná ražba tunelu totiž ukáže v celé míře skutečné složení a uložení geologických vrstev v jeho trase. Doloží vydatnost přítoků podzemní vody. Přesně charakterizuje chování horninového masivu a jeho reakci na použitou tunelovací metodu. Zkrátka přezkoumá prostředí v celé trase a profilu tunelu daleko lépe než sebelepší geologický průzkum, který má stále jenom omezené možnosti.

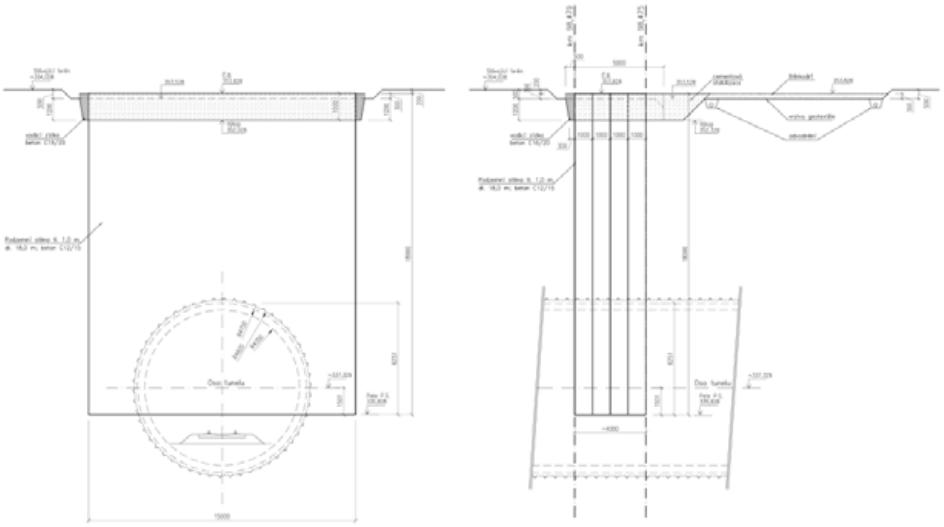
Ražba jižní tunelové roury ukázala zhotoviteli množství úskalí, která v sobě horninové prostředí skrývalo. Zhotovitel na ně reagoval již v průběhu ražeb prvního tunelu, avšak v případě technologie mechanizovaného tunelování měl v tomto ohledu možnosti omezené. Není možné realizovat příliš změn na již nasazeném tunelovacím stroji, a pokud ano, tak se nejedná o změny zásadní. Proto soustředil své úsilí k přípravě opatření, která mohl realizovat v období mezi skončením ražby prvního a zahájením ražby druhého tunelu. V tomto období byl stroj částečně demontován, po částech převezen a následně opět smontován pro ražbu severní tunelové roury.

6.3.1 Opatření v horninovém prostředí břidlic, tj. v režimu zeminového štítu

První úsek ražby v délce cca 250 m se vyznačoval nestabilitou horninového prostředí s vydatnými přítoky podzemní vody dosahujícími až 20 l/s, první skupinou opatření, která zhotovitel realizoval pro ražbu severního tunelu, bylo snížení hladiny podzemní vody, a tím pádem snížení velkosti přítoků podzemní vody na čelbu v tomto úseku. Využil při tom již vyražený jižní tunel, kde přes jeho segmentové ostění navrtal odvodňovací vrty a zároveň odčerpával podzemní vodu skrz hydrogeologické vrty na povrchu. Po vyražení tohoto úseku dané vrty přes segmentové ostění jižního tunelu uzavřel chemickou injektáží. Jak již bylo zmíněno v předchozích statích tohoto článku, během ražby tunelu má zhotovitel omezené možnosti realizovat zásadní změny na technickém řešení samotného tunelovacího stroje. Drobné změny, případně malé úpravy technického stavu nebo doplnění technických zařízení možné jsou. Výjimkou nebyl ani tunelovací stroj použitý na této stavbě. Ne vždy je možné použít systém odvodnění přes druhý tunel nebo odčerpávat podzemní vodu z vrtů na povrchu – buď z toho důvodu, že razíte jenom jeden tunel, nebo není možné vrty na povrchu realizovat z důvodu zástavby. Proto byl pro ejpovický tunelovací stroj vyvinut systém automatického dávkování polymeru do odtěžovací komory, který v případě vysokých přítoků

podzemní vody váže tuto vodu, a tím pádem vytváří z řídké rubaniny rubaninu hustější konzistence, což mělo pozitivní vliv na snížení tlaku řídké rubaniny na šnekový dopravník, a tím pádem snížení znečistění prostoru pod šnekovým dopravníkem a v konečném důsledku snížení prostojů z důvodu manuálního čistění tohoto prostoru.

Dalším, úspěšně použitým opatřením již při ražbě prvního tunelu bylo zlepšení horninového prostředí v místech naplánovaných zastávek pro kontrolu a výměnu řezných nástrojů. Zlepšení se realizovalo pomocí monolitických podzemních stěn. Podzemní stěny měly délku 15 m, šířku lamely 1,2 m a vždy se realizovaly 3 v těsné blízkosti za sebou. Podzemní stěny byly zhotoveny do hloubky poloviny profilu řezné hlavy (viz obr. č. 3). Díky podzemním stěnám bylo možné v dopředu připravených místech zastavit ražbu a zhotovit práce na údržbě řezné hlavy bez nutnosti realizovat tyto práce v přetlaku vzduchu, který by kvůli vysoké propustnosti prostředí byl velmi rizikový jak z hlediska bezpečnosti samotných zaměstnanců, tak z hlediska možného vzniku nadměrného sedání povrchu terénu.



Obr. 3 – Zlepšení horninového prostředí pomocí podzemních stěn

Důležitou součástí stavby byl realizovaný geomonitoring během ražby tunelů, který realizoval dodavatel investora a který se v čase ražeb taktéž měnil dle potřeby a skutečně zjištěných údajů při ražbě. Protože rychlost ražby za použití mechanizovaného tunelování TBM dosahuje výkonů na úrovni 10 až 30 m za den (ražba 2m tunelu trvá normálně 30 až 45 min), je nutné, aby v rizikových místech, jako je ražba tunelu pod zástavbou (u ejpovických tunelů to bylo např. podcházení veřejné komunikace bez možnosti omezení dopravy s nadložím 8 m), nebo při podcházení významných inženýrských sítí (např. vysokotlaký plynovod) byl geomonitoring realizován automaticky a jeho výsledky byly vyhodnocovány v dostatečném časovém intervalu tak, aby tyto výsledky sloužily zhotoviteli k možnosti reagovat na změnu ražby. Zvlášť v uzavřeném režimu ražby, kdy není možné vidět a vyhodnocovat stav geologických a geotechnických parametrů přímo na čelbě, jsou tyto údaje velice důležité. U ražeb ejpovických tunelů byl nastaven časový interval v rizikových úsecích na jedno měření za

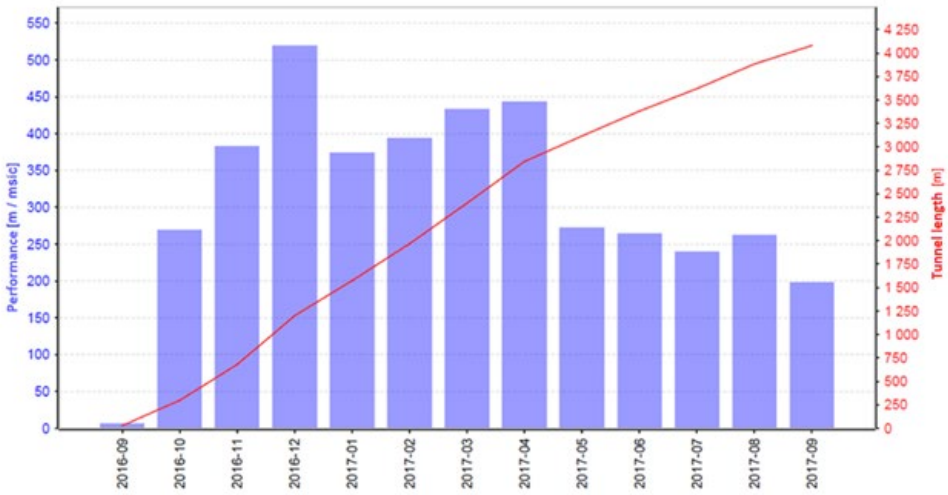
1 hodinu. Z důvodu nemožnosti sledovat skutečný stav geologie a vznik případných nadvýlomů při použití uzavřeného režimu přímo na čelbě realizoval dodavatel geomonitoringu před samotnou ražbou a po ražbě v rizikových místech geofyzikální měření horninového prostředí v nadloží tunelu z povrchu. Účelem těchto měření bylo ověření nadloží z důvodu indikace možných skrytých nestabilit v podobě případných dutin nebo rozvolněných prostorů.

6.3.2 Opatření v horninovém prostředí spilitů, tj. v režimu skalním

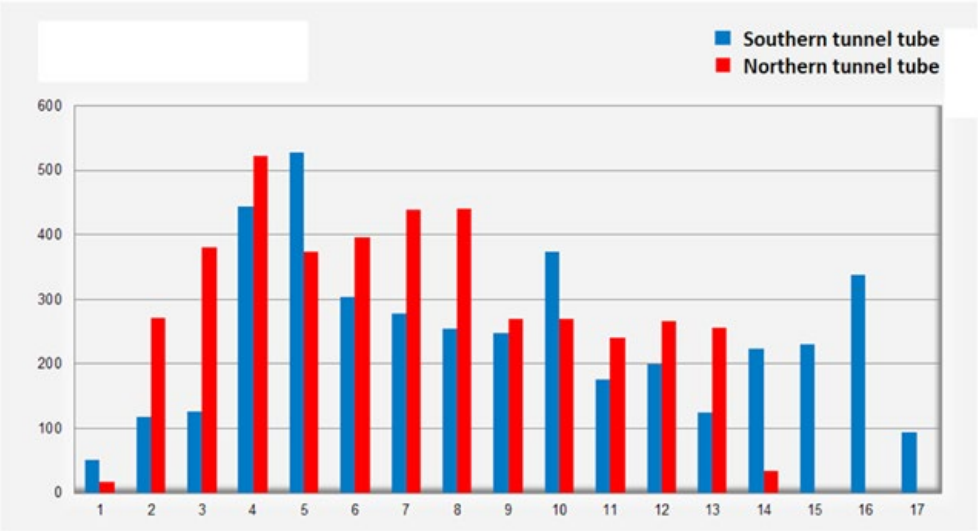
V případě ražby v režimu skalním je ražba realizována ve stabilním skalním prostředí, tj. bez nebezpečí vzniku rizikových nadvýlomů sahajících až k povrchu. To znamená, že pozornost zhotovitele se soustředí hlavně na nutnost častějších kontrol a údržeb řezných nástrojů na řezné hlavě, a to především obvodových řezných disků, aby v případě jejich nadměrného opotřebení nedošlo k zablokování samotné řezné hlavy a zablokování samotného štítu. Důležitým faktorem ovlivňujícím četnost výměn řezných nástrojů je stupeň abrazivnosti zastižené geologie. Při ražbě tunelu v prostředí spilitů byla abrazivnost výrazně vyšší, než předpokládala zadávací dokumentace, což způsobilo zvýšenou četnost výměn řezných nástrojů, a tím pádem i snížení průměrné rychlosti ražeb oproti předpokladům. Na tento fakt je velmi těžké reagovat během samotné ražby. Jedinou možností je vyzkoušet různé typy řezných disků z hlediska různé šířky jejich hrotů. Tyto možnosti využil během ražby v tvrdých spilitech i zhotovitel, avšak bez výrazného snížení prostojů na tyto výměny.

6.4 Porovnání ražeb jižního a severního tunelu

Ražba severního tunelu trvala celkem 375 dní a byla o 4 měsíce kratší než ražba tunelu jižního (viz obr. č. 4 a č. 5). Maximální denní výkon u severního tunelu byl 38 m za den, nejvyšší výkon za jeden měsíc (ne kalendářní, ale 30 dnů jdoucích po sobě) byl 704 m severního tunelu. Zkrátit čas ražby druhého tunelu pomohla hlavně opatření přijatá na základě zkušeností z ražby prvního tunelu, a to především v prostředí břidlic. Co se týče porovnání ražby jižního a severního tunelu v prostředí spilitů, celkový čas na tuto ražbu byl obdobný.



Obr. 4 – Měsíční výkon ražeb severního tunelu



Obr. 5 – Porovnání ražeb jižního a severního tunelu – měsíční výkon

7. Porovnání ražeb jižního a severního tunelu

Složité geologické podmínky ražeb tunelů vždy prověří všechny schopnosti a zkušenosti účastníků výstavby. Za sebe mohu konstatovat, že ražba ejpovických tunelů pomocí technologie TBM, poprvé použité v rámci České republiky při výstavbě železničních tunelů, se osvědčila a zvládla náročné překážky při skutečně zjištěných geotechnických podmínkách prostředí. Svědčí o tom fakt, že 15. 11. 2018 byl zahájen zkušební provoz jižního tunelu s oficiálním jménem Ejpovický tunel I a od 7. 12. 2018 byl zahájen zkušební provoz severního tunelu s názvem Ejpovický tunel II.

Literatura

[1] http://www.rokycanyplzen.cz
[2] https://cs.wikipedia.org/wiki/zeleznici_koridor
[3] Modernizácia trate Rokycany – Plzeň, ražba tunelov Ejpovice technológiou TBM – Tunely a podzemné stavby 2015, 11.–13. 11. 2015 Žilina
[4] Uživatelská příručka pro mechanizované tunelování v podmínkách ČR, 2014 publikace ITA-AITES

Ing. Štefan Ivor
Metrostav a.s.
Tel.: +420 606 699 449
E-mail: stefan.ivor@metrostav.cz

Ing. Petr Hybský
Metrostav a.s.
Tel.: +420 724 861 439
E-mail: petr.hybsky@metrostav.cz

Václav Anděl
Metrostav a.s.
Tel.: +420 607 641 703
E-mail: vaclav.andel@metrostav.cz

SUDOP PRAHA

Projekty
Inženýring
Konzultace

Středisko inženýringu a geodezie

Leica Nova MS50

Robotická totální stanice a 3D laserový skener v jednom přístroji

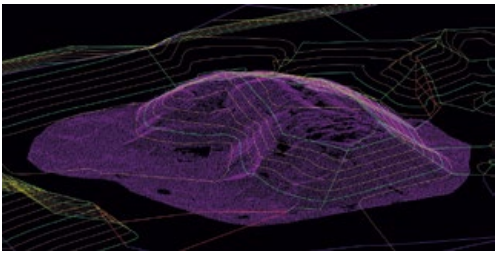
Technologie:

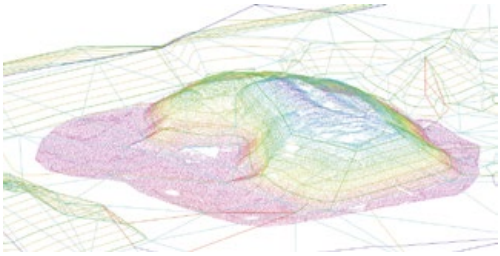
- mergeTECH: integrované 3D skenování v totální stanici s rychlostí až 1000 b/s do 300 m,
- dosah skenování až 1000 m, milimetrová přesnost skenování,
- super rychlý bezhranolový dálkoměr R2000 s dosahem až 2000 m,
- 2 kamery: 20 Hz širokoúhlá pro asistenci měření a pořizování panoramatických obrázků,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

Leica Infinity

kancelářský software pro správu dat ze systému Leica Nova

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





Technické specifikace:

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

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

Návrh železničních tunelů v jílech

Ing. Tomáš Zítko, CEng MICE, EUR ING, Ing. Marcel Poštěk, SUDOP PRAHA a.s.

1. Úvod

Společnost SUDOP PRAHA a. s. se podílí na projektové přípravě Modernizace trati Brno – Přerov, jejíž součástí je i návrh tunelů ražených v neogenních jílech s nízkým nadložím.

Tunelování v plastických jílech s nízkým nadložím (v tomto případě max. mocnost nadloží do 22 m) je velmi náročná disciplína vyžadující citlivý přístup k návrhu i provádění. Projektanti se nechali inspirovat zkušenostmi získanými v Londýně při stavbě linky Crossrail.

2. Základní údaje o stavbě

Modernizace trati Brno – Přerov, „2. stavba Blažovice – Vyškov“ a „3. stavba Vyškov – Nezamyslice“, řeší kompletní rekonstrukci železniční infrastruktury trati, její zdvoukolejnění s maximální rychlostí 200 km/h a dosažení technických parametrů pro třídu zatížitelnosti D4 a prostorovou průchodnost tratě podle ložné míry UIC GC.

Železniční spojení Brno – Přerov je uvedeno v „Rozhodnutí č. 884/2004/EC, příloha III“ Evropské unie a patří k přednostním projektům v rámci železniční osy č. 23 „Gdaňsk – Varšava – Brno/Bratislava – Vídeň“.

Traťové úseky „Blažovice – Vyškov“ a „Vyškov – Nezamyslice“ jsou součástí celostátní dráhy Brno – Veselí č. 340 a Brno – Přerov č. 300. Trakce je zde závislá systému TT 25 kV 50 Hz. Traťová třída zatížení je D4. Zároveň se jedná o součást sítě TEN-T (osobní doprava – hlavní, nákladní doprava – globální).

Správcem infrastruktury je SŽDC, OŘ Brno (až do km 61,644), žst. Nezamyslice je ve správě OŘ Olomouc.

Rozsah stavby je dán schválenou variantou M2 Studie proveditelnosti Modernizace trati Brno – Přerov. 2. stavba začíná v žst. Blažovice v cca nžkm 23,775 a končí v žst. Nezamyslice v cca nžkm 61,800.

3. Ražené tunely navrhované na úseku Blažovice – Nezamyslice

V rámci 2. stavby Blažovice – Vyškov byl navržen tunel Holubický dlouhý 975 m (z toho 700 m připadá na ražený úsek) a Habrovanský dlouhý 637,5 m (ražená část má délku 387,5 m). V rámci 3. stavby Vyškov – Nezamyslice byl navržen tunel Dřevnovický s délkou 425 m (z toho je 325 m ražených).

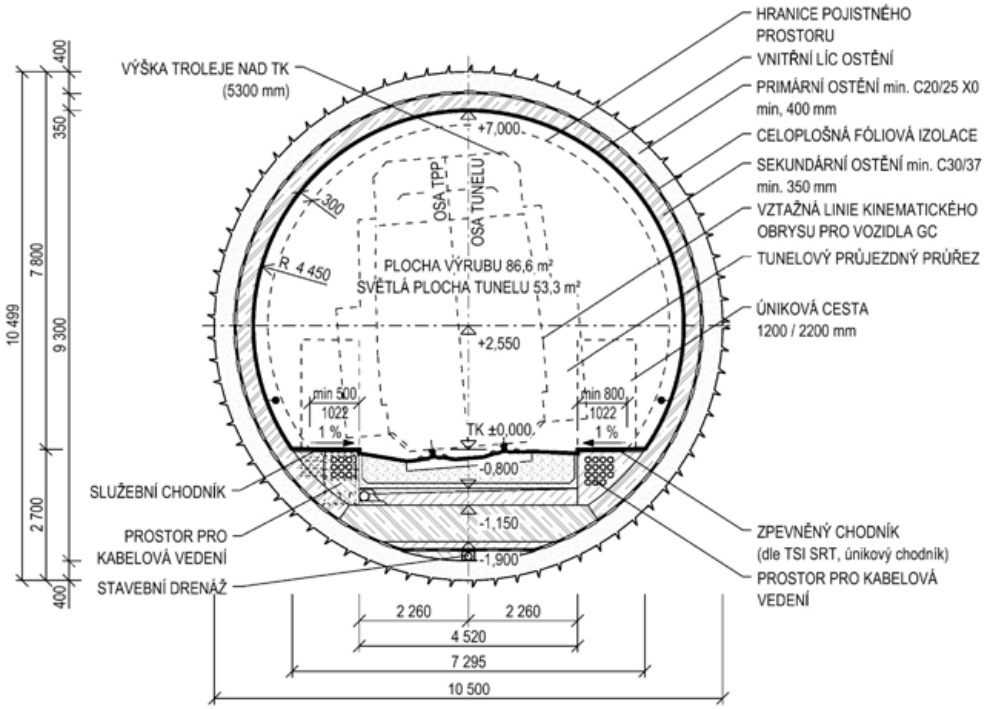
Všechny ražené tunely jsou navrhovány v prostředí neogenních jílů, a tak budou koncipovány jako dvě jednokolejné tunelové trouby kruhového průřezu odvozeného z přílohy 11 vzorových listů SŽDC pro jednokolejné tunely (mechanizovaná ražba, rychlost od 161 do 230 km/h, kolejové lože, převýšení 0–160 mm).

Dalšími společnými znaky všech ražených tunelů jsou návrhová rychlost 200 km/h, dvouplášťové ostění s mezilehlou hydroizolační fólií, uzavřený hydroizolační systém a řešení železničního svršku formou štěrkového lože.

4. Razicí metoda

Ražba tunelů bude prováděna konvenčním způsobem výstavby metodou „s ostěním ze stříkaného betonu“ (tzv. metoda SCL). Některé ze základních zásad SCL:

- Primární ostění funguje v interakci s okolním masivem. Vzhledem k použití v prostředí jílů je tuhost (tloušťka) ostění vyšší, než bývá zvykem u NRTM, využívané zejména v prostředí hornin.
- Primární ostění by mělo být kruhové nebo tvaru blízkého kruhu a mělo by se uzavírat v nejkratším možném čase (tj. v krátké vzdálenosti od čelby). Pakliže nelze ostění uzavřít v dostatečně krátkém čase, je třeba čelbu rozdělit na dílčí výruby a ty uzavírat samostatně.
- Vyztužováním (zajišťováním) výrubu se má zabránit rozvolňování masivu a omezit tak snižování jeho pevnosti a tuhosti. Primární ostění má celoplošně přiléhat k líci výrubu a být tak v aktivním kontaktu s okolním prostředím, což mimo jiné minimalizuje možnost migrace podzemní vody za ostěním.
- Primární výztuž (tj. primární ostění tunelu) musí být zabudována v optimálním čase vzhledem ke stabilitě výrubu. Deformace horninového výrubu je připuštěna pouze v takovém rozsahu, aby se docílilo optimálního stavu sekundární napjatosti v obklopujícím prostředí. V prostředí jílů je cílem minimalizovat deformace, protože horninová klenba se aktivuje už při malých deformacích.
- Dostatečnou tuhost primárního ostění je nutné kontrolovat, a to především geodetickým měřením deformací výrubu. Na základě dat naměřených in-situ je následně kalibrován návrh jak primárního, tak i sekundárního ostění (observační metoda). Avšak návrh u metody SCL musí být výrazně konzervativnější, než je tomu u NRTM, proto observace jako taková nehraje v případě metody SCL tak významnou roli.



Zvyšování tuhosti primární výztuže se provádí především zvýšením tloušťky primárního ostění, případně navýšením stupně vyztužení. Nasazení svorníků do prostředí jílů je nevhodné. Proto je vhodné pro kalibraci návrhu použít data naměřená při ražbě pilotních tunelů (u pilotních tunelů není důležité dodržení světlého profilu, jeho tloušťka tak může být libovolně navyšována; informace získané z ražeb pilotních tunelů mohou být využity pro optimalizaci návrhu finálního profilu, u kterého dodatečné navyšování tloušťky ostění nepřipadá v úvahu).

– Sekundární ostění má být také kruhové nebo tvaru blízkého kruhu. Musí být zajištěn jeho dobrý kontakt s primárním ostěním tak, aby byl mezi nimi přímý přenos tlakových sil. Sekundární ostění je zabudováno až po doznění deformačních projevů horninového masivu, tzn. po obnovení rovnovážného stavu v horninovém prostředí.

Vzhledem k velmi složité geologii v daném území (ražba v jílech s nízkým nadložím) bude samotné ražbě tunelů přecházet ražba tzv. pilotních tunelů, které výrazně zvýší bezpečnost provádění ražeb a sníží rizika spojená s výstavbou.

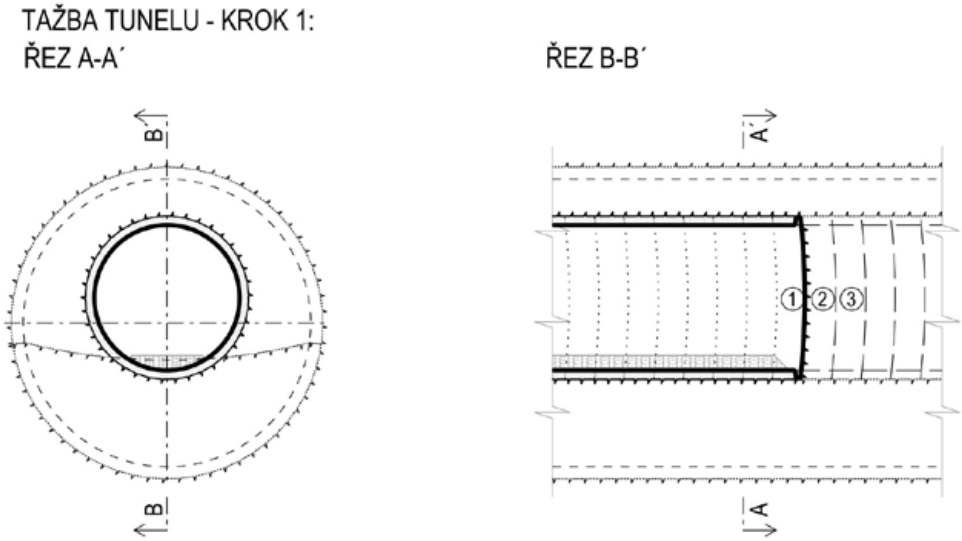
Navržené pilotní tunely jsou kruhového profilu průměru cca 2,75 m (plocha teoretického výrubu 23,8 m2) a budou za standardních podmínek raženy na plný profil s délkou záběru 1 m. Primární ostění je ze stříkaného betonu tloušťky cca 300 mm s rozptýlenou výztuží (použití betonářské výztuže není vhodné, protože by její přítomnost v konstrukci komplikovala demontáž ostění při reprofilaci výrubu).

Hlavní důvody návrhu pilotního tunelu jsou:
- rozčlenění výrub pro získání dostatečného času k instalaci dočasného pažení (menší výruby lze rychleji odtěžit a tím pádem i rychleji zajistit dočasným pažením);
- stabilizace čelby (pilotní tunel působí na čelbě finálního profilu jako tuhý výztužný prvek).

Další výhody ražby pilotního tunelu:
- lze jej využít jako průzkumnou štolu (mohou z něho být vrtány průzkumné vrty pro detekci pískových čoček);
- může být využit jako ventilační štola v době přerážení na finální profil (není nutné osazovat ventilační lutny);
- v případě mimořádné události může sloužit jako úniková štola;
- při nutnosti zahájení betonáže sekundárního ostění před dokončením ražeb může sloužit k dopravě materiálu a odvozu rubaniny.

Po vyražení pilotního tunelu bude prováděno přerážení tunelu (tzv. reprofilace) na finální profil. Tunelové trouby jsou kruhové, průměru cca 5,25 m (plocha teoretického výrubu 86,6 m2). Primární ostění je ze stříkaného betonu tloušťky cca 400 mm. Předpokládá se vyztužení pomocí příhradových rámů z betonářské výztuže a svařovaných sítí po obou lících (alternativně lze místo betonářské výztuže použít stříkaný drátkobeton).

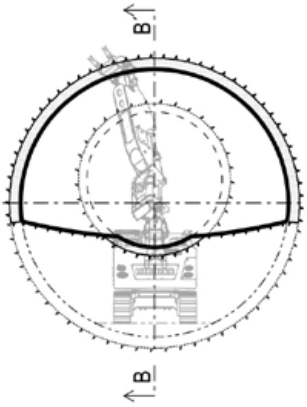
Celý postup výstavby je přehledně znázorněn na následujících obrázcích:



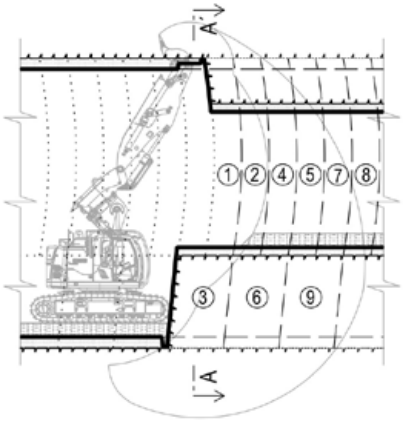
- ražba pilotního tunelu na plný profil
- instalace primárního ostění ze stříkaného drátkobetonu (v jedné nebo více vrstvách)
- po několika krocích se provádí prodlužování luten, elektrických kabelů, osvětlení, eventuelně drenáže (zejména v případě úpadní ražby) a betonářského potrubí (pokud není beton dopravován autodomíchávači)

RAŽBA TUNELU - KROK 2:

ŘEZ A-A´



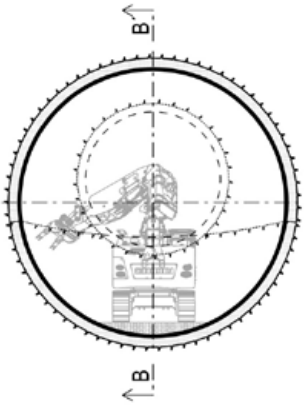
ŘEZ B-B´



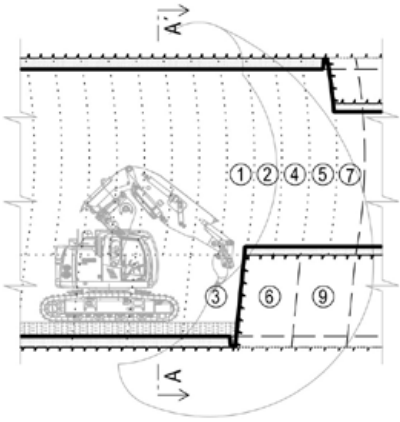
- ražba kaloty (max. odstup na 2 záběry po 1 m)
- osazení příhradového rámu z betonářské výstuže a vnější svařované sítě
- instalace první vrstvy ze stříkaného betonu
- osazení vnitřní svařované sítě
- instalace druhé vrstvy ze stříkaného betonu

RAŽBA TUNELU- KROK 3:

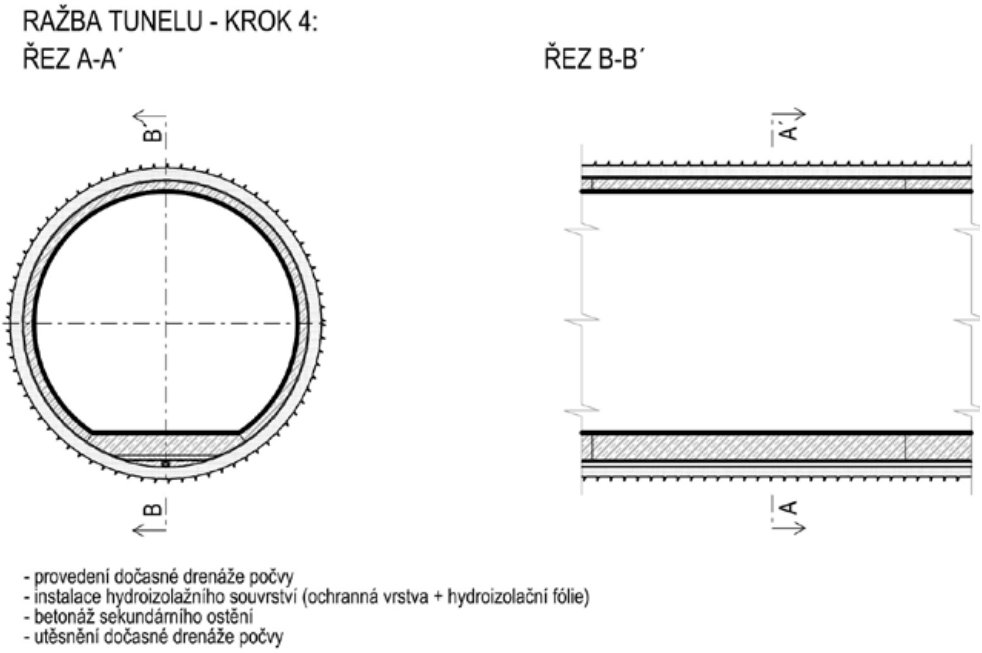
ŘEZ A-A´



ŘEZ B-B´



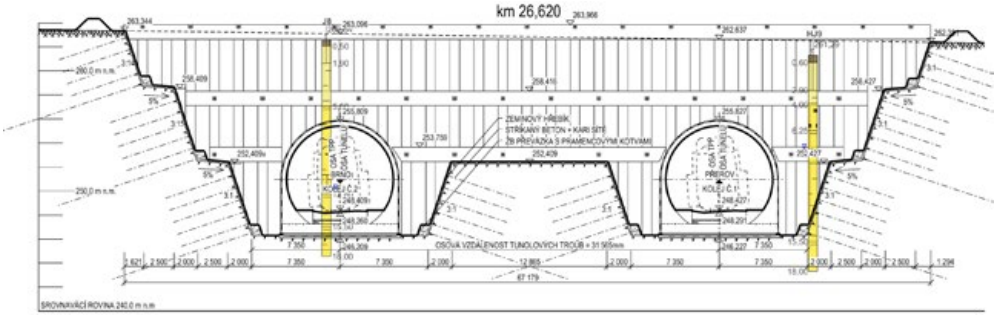
- ražba dna (odstup od kaloty o 1 až 3 záběry kaloty)
- osazení příharodového rámu z betonárské výstuže a vnější svařované sítě
- instalace první vrstvy ze stříkaného betonu
- po několika krocích se provádí prodlužování luten, elektrických kabelů, osvětlení, eventuelně drenáže (zejména v případě úpadní ražby)
- po prorážce se provádí dobírání výkenků, profilování tunelu a demontáž technologického vybavení (lutny, elektrické rozvody, tlakové hadice, ...)



5. Hloubené úseky

Hloubené části tunelu byly navrženy jako monolitické železobetonové konstrukce zhotovené v pažených stavebních jámách. Ostění hloubených úseků má podkovovitý tvar (kruhová klenba na deskovém základu). Vnitřní líc základního profilu tunelového ostění v hloubených částech plynule navazuje na ražený úsek. Předpokládaná tloušťka ostění v koruně je 400 mm a předpokládaná tloušťka základové desky je 750 mm. Na rozdíl od ražené části je zde pracovní spára na styku deska–klenba konstrukčně řešena jako vetknutí (výztuž ze železobetonové desky prochází skrz spáru do klenby).

Stabilita bočních stěn stavebních jam je zajištěna pomocí hřebíkovaných svahů. Jsou navrženy svahy o sklonu 3:1 s lavičkami po max. 6 m. Svahy jsou zajištěny pomocí ocelových



hřebíků a stříkaného betonu s výztužnou sítí. Lavičky jsou široké 2,5 m a je na nich vybetonována ŽB převážka zakotvená do zeminy pomocí pramencových kotev.

Stěny dočasných portálů jsou zajištěny pomocí vrtaných železobetonových pilot průměru 1,2 m, navržených v osových vzdálenostech 1,5 m. Piloty jsou v hlavě ukončeny železobetonovou převázkou, skrz kterou se provede první kotevní etáž z dlouhých pramencových kotev. Po výšce následují ještě dvě další kotevní úrovně s horizontálním odstupem přibližně 6,0 m a 4,2 m. V mezerách mezi pilotami jsou navrženy klenbičky ze SB, přes které budou provedeny průvrty sloužící jako vodorovné drenáže pro odvod vody z masivu za stěnou.

6. Závěr

Ražby tunelů v jílu s nízkým nadložím patří k nejnáročnějším tunelářským disciplínám. Projektant proto provedl maximálně konzervativní návrh, který by měl minimalizovat rizika spojená s prováděním takto náročných dopravních staveb.

Ing. Tomáš Zítko, CEng MICE, EUR ING, Ing. Marcel Poštěk
SUDOP PRAHA a.s.
Olšanská 1a, 130 80 Praha 3
Tel.: +420 267 094 148
E-mail: tomas.zitko@sudop.cz

MVL 115 – železniční mosty s extrémně stlačenou stavební výškou

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

Ing. Pavel Simon, Ing. Vojtěch Zvěřina,
Ing. Vladimír Fišer

Ing. Jan Fiala, Ing. Ivan Šír,
Projektování dopravních staveb a. s.

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

1. Úvod

Předmětem příspěvku je základní informace o zpracování MVL pro návrh mostních konstrukcí pro velmi stlačenou stavební výšku. V průběhu řešení projektu bylo postupně vytipováno celkem 8 typů konstrukcí, které byly následně dopracovány do vzorového řešení včetně základních dimenzí.

2. Cíl a členění MVL

MVL 115 popisuje postup návrhu mostních konstrukcí v případech, kdy je k dispozici omezená nebo extrémně stlačená stavební výška. Tento dokument úzce navazuje na MVL 110 Standardní typy nosných konstrukcí železničních mostních objektů.

Cílem MVL 115 je stanovit:

– základní kritéria, která je nezbytné zohlednit při koncepčním návrhu nosné konstrukce železničních mostů ve stupni přípravy ZP a DUR v případech, kdy je k dispozici omezená či extrémně stlačená stavební výška,

– doporučené typy nosných konstrukcí železničních mostních objektů pro použití v síti celostátních a regionálních drah ve správě SŽDC v případě, kdy nelze využít typy konstrukcí definované „MVL 110 Standardní typy nosných konstrukcí železničních mostních objektů“.

Je třeba upozornit, že stanovením doporučených typů NK není vyloučené použití jiných účelných NK, stejně tak je možné konstrukce modifikovat dle místních podmínek a požadavků nebo dle statických požadavků konkrétního přemostění. Návrh jiné NK bude vždy posouzen, zdůvodněn a projednán.

Vzorový list je členěn do základní souhrnné textové části a příloh (grafy, tabulky a výkresy). Členění MVL je následující:

Souhrnná část
MVL 115 Železniční mosty s extrémně stlačenou stavební výškou

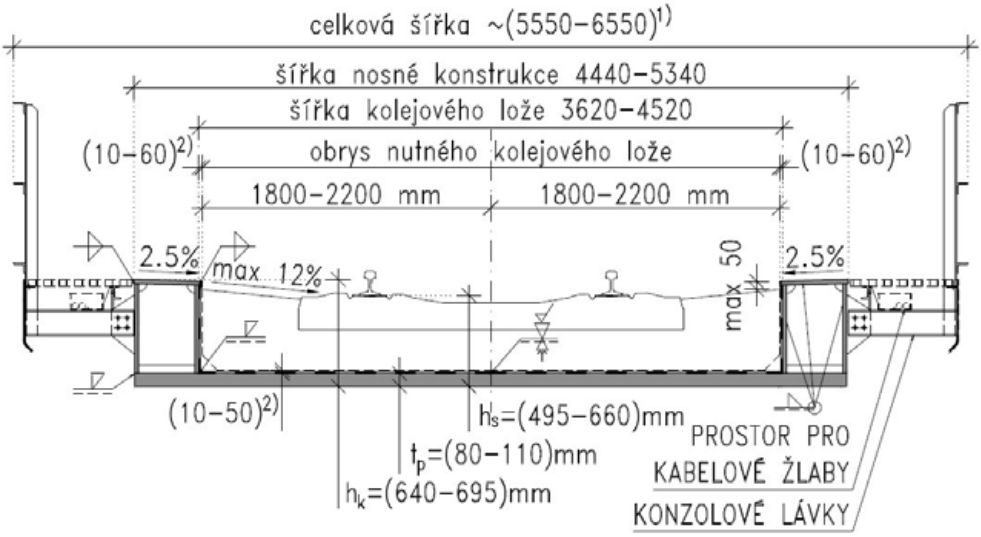
Návrhový nomogram:
- Příloha N1 – Doporučení pro volbu nosné konstrukce v závislosti na rozpětí a stavební výšce pro VMP 2,5
- Příloha N2 – Doporučení pro volbu nosné konstrukce v závislosti na rozpětí a stavební výšce pro VMP 3,0
- Příloha C1 – Náklady na výstavbu NK v závislosti na rozpětí pro VMP 2,5
- Příloha C2 – Náklady na výstavbu NK v závislosti na rozpětí pro VMP 3,0
- Výkresové přílohy:
- Příloha 1 – Ocelový most s masivní deskou mostovky s komorovými nosníky
- Příloha 2 – Ocelový most s masivní deskou mostovky s otevřenými nosníky v úklonu
- Příloha 3 – Konstrukce s prefabrikovanou ocelobetonovou deskovou mostovkou „U-most“
- Příloha 4 – Kolejový mostní prefabrikát s přímým upevněním koleje „KMPO“
- Příloha 5 – Ocelový most s příčníkovou mostovkou
- Příloha 6 – Konstrukce s ocelobetonovou mostovkou a s příčně pnutými zabetonovanými nosníky
- Příloha 7 – Konstrukce s vylehčenou ocelobetonovou mostovkou
- Příloha 8 – Prefabrikované předpjaté konstrukce

3. Typy mostních konstrukcí

3.1 Ocelový most s masivní deskou mostovky s komorovými nosníky

Hlavní nosníky tohoto mostu jsou komorové, bez úklonu od svislé osy. Do nosníků se umisťují diafragmata v místě připojení konzol lávek. Výška hlavních nosníků je z důvodu umístění pod VMP omezena, a tím je omezeno i maximální možné rozpětí. Mostovka je tvořena masivním plechem o šířce 3600 nebo 4400 mm (plus rezerva 20–120 mm a šířka hlavních nosníků). Montážní či dílenský svar se s ohledem na velikosti válcovaných plechů umisťuje do osy mostu.

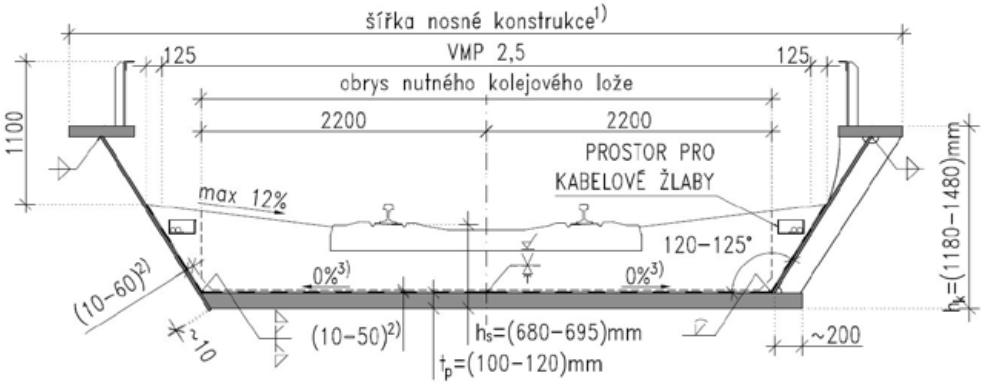
Tloušťka mostovkového plechu se v závislosti na šířce kolejového lože pohybuje v rozmezí 80–120 mm.



Obr. 1 – Pohled na most typu 1 – příčný řez

3.2 Ocelový most s masivní deskou mostovky s otevřenými nosníky v úklonu

Hlavní nosníky jsou otevřené plnostěnné, v úklonu od svislé osy. Úhel mezi plechem mostovky a stěnou hlavního nosníku je vhodné volit v rozmezí 120–125°. Nosníky je vhodné od délky rozpětí cca 16 m (včetně) opatřit svislými výztuhami. V případě nutnosti zřízení svislých výztuh masivní plech mostovky přesahuje přes stěnu hlavního nosníku. Výztuhy lze zřídit pouze z vnější strany hlavních nosníků. Mostovka je obvykle tvořena masivním plechem o šířce 4400–4900 mm (plus rezerva 20–120 mm a případný přesah dolní pásnic hlavních nosníků). Montážní či dílenský svar se s ohledem na velikosti válcovaných plechů umisťuje do osy mostu. Tloušťka mostovkového plechu je cca 100 mm.

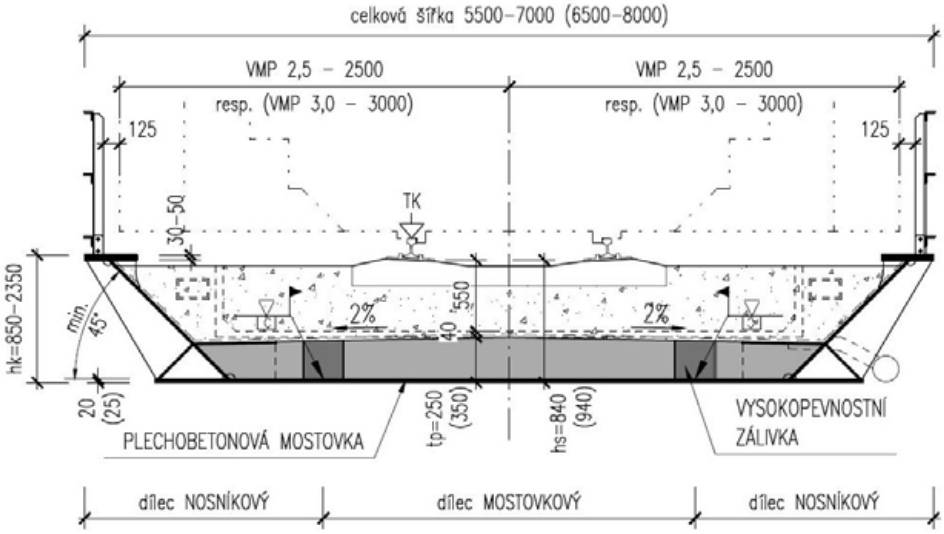


Obr. 2 – Pohled na most typu 2 – příčný řez

3.3 Konstrukce s prefabrikovanou ocelobetonovou deskovou mostovkou „U-most“

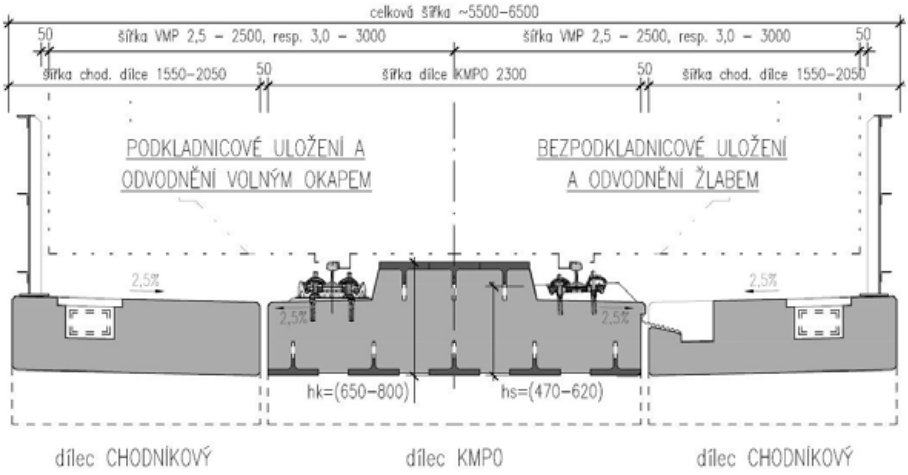
Hlavní nosníky jsou plnostěnné svařované, s úklonem od svislé osy. Jejich výška je úměrná rozpětí mostu. Vně nosníků jsou umístěny příčné výztuhy. Dolní pásnice hlavních nosníků

je společná – tvoří plech mostovky, kvůli přepravě je však příčně dělená a montážně svařená na stavbě, spolu se spřaženým prefabrikovaným nebo monolitickým betonem tvoří plechobetonovou mostovku. Tloušťka mostovky se v závislosti na velikosti VMP pohybuje v rozmezí 250–350 mm, s tloušťkou mostovkového plechu 20–30 mm.



Obr. 3 – Pohled na most typu 3 – příčný řez

3.4 Kolejový mostní prefabrikát s přímým upevněním koleje „KMPO“



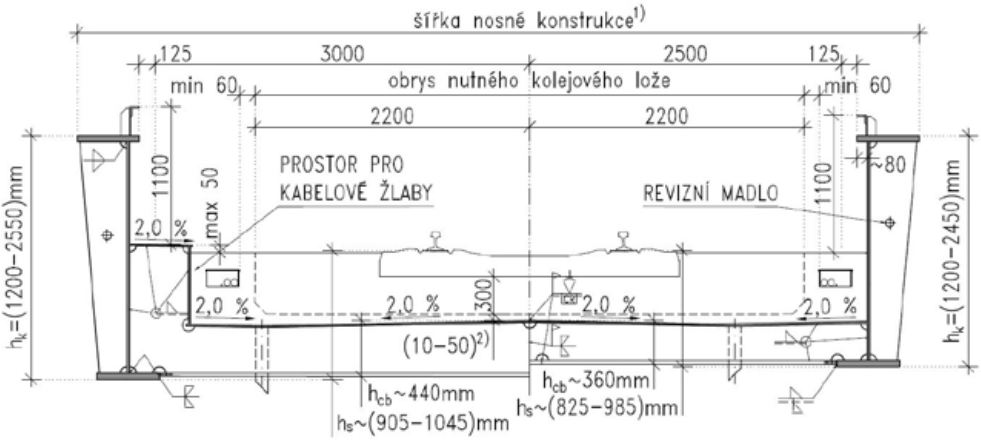
Obr. 4 – Pohled na most typu 4 – příčný řez

Hlavní nosnou konstrukci tvoří ocelobetonový prefabrikát šířky 2,30 m tvaru obráceného písmene „T“. Kolejnice jsou umístěny přímo na dolní betonové pásnici. Při horním i spodním okraji prefabrikátu jsou zabetonovány ocelové „T-profily“ se speciálně vytvarovanou stojinou pro spřažení s železobetonem. Výška hlavního nosníku a stavební výška jsou úměrné rozpětí mostu. Pro rozpětí nad 10–12 m je vhodné konstrukci kvůli její hmotnosti vylehčit. Zůstává zachována konstantní tloušťka betonové části 750 mm a ocelové profily se odsadí od dolního povrchu. Příčníky se provedou ze železobetonu a na celou výšku NK.

Převedení pěších je řešeno pomocí samostatných chodníkových lávek oddělených od NK mezerou.

3.5 Ocelový most s příčníkovou mostovkou

Hlavní nosníky jsou otevřené, plnostěnné, nesymetrického I-profilu. Mostovku tvoří plech tloušťky obvykle 14–16 mm a hustě rozmístěné příčníky, tvořené obrácenými T-profily, které



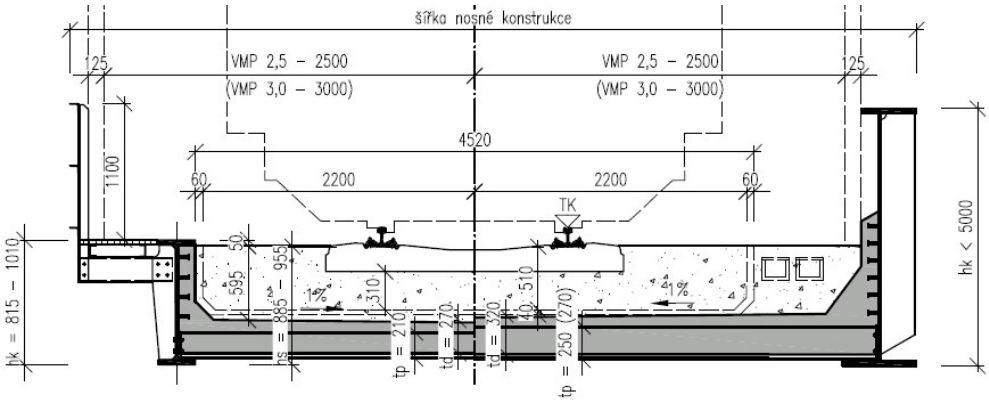
Obr. 5 – Pohled na most typu 5 – příčný řez

jsou zespodu přivařené k plechu mostovky. Na konci může být nezbytné tloušťku plechu zvýšit (20–25 mm) s ohledem na nutnost splnění mezního průhybu koncového příčníku. Rozteč příčníků je obvykle 600 mm. Výška příčníku závisí na VMP a pohybuje se v rozmezí od 360 (pro VMP 2,5) do 440 pro (VMP 3,0). Z vnější strany jsou hlavní nosníky opatřeny svislými výztuhami, které jsou provedeny v rozteči rozteče příčníků.

3.6 Konstrukce s ocelobetonovou mostovkou a s příčně pnutými zabetonovanými nosníky

Obvykle se používá pro mosty s dolní mostovkou a neomezenou volnou výškou. Hlavní nosníky jsou obvykle otevřené, plnostěnné pro rozpětí 10–50 m. Pro rozpětí do 12–50 m lze použít svařované hlavní nosníky symetrického nebo nesymetrického I-profilu. Minimální výška příčníku 210 mm. Podélná rozteč příčníků je obvykle volena 400–600 mm. Mezi příčníky se obvykle používá ztracené bednění, např. cementotřískové desky. Nadbetonávka nad horní pásnicí příčníku je min. 75 mm, max. 300 mm nebo polovina výšky příčníku. Minimální stavební výška je cca 885 mm. Rozteč tuhých vazeb, resp.

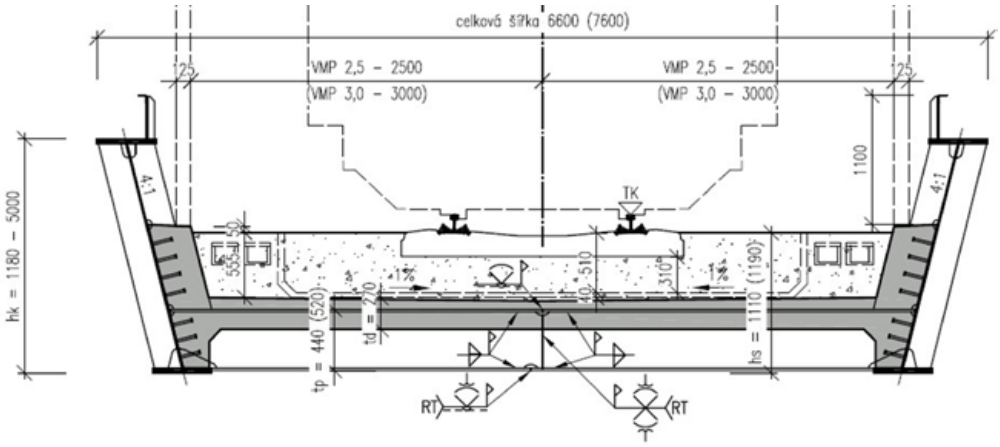
svislých výztuh je násobkem rozteče příčníků. Výška příčníku u konstrukcí bez chodníkových konzol závisí na VMP.



Obr. 6 – Pohled na most typu 6 – příčný řez

3.7 Konstrukce s vylehčenou ocelobetonovou mostovkou

Hlavní nosníky jsou otevřené, plnostěnné. Lze použít pro rozpětí 10–50 m, vhodné pro rozpětí 15–25 m. Podélná rozteč příčníků je obvykle volena 1,5–2,0 m. Rozteč tuhých vazeb, resp. svislých výztuh odpovídá rozteči příčníků. Minimální stavební výška je cca 1000 mm, obvyklá cca 1200 mm. Bednění mezi příčníky je možno řešit jako ztracené bednění (např. sklolaminátové) nebo běžné opakovatelné systémové bednění. Nadbetonávka nad horní pásnicí příčníku je min. 75 mm, max. 300 mm nebo polovina výšky příčníku. Žlab kolejového lože je betonový, spřažený s hlavními nosníky pomocí spřahovacích trnů.

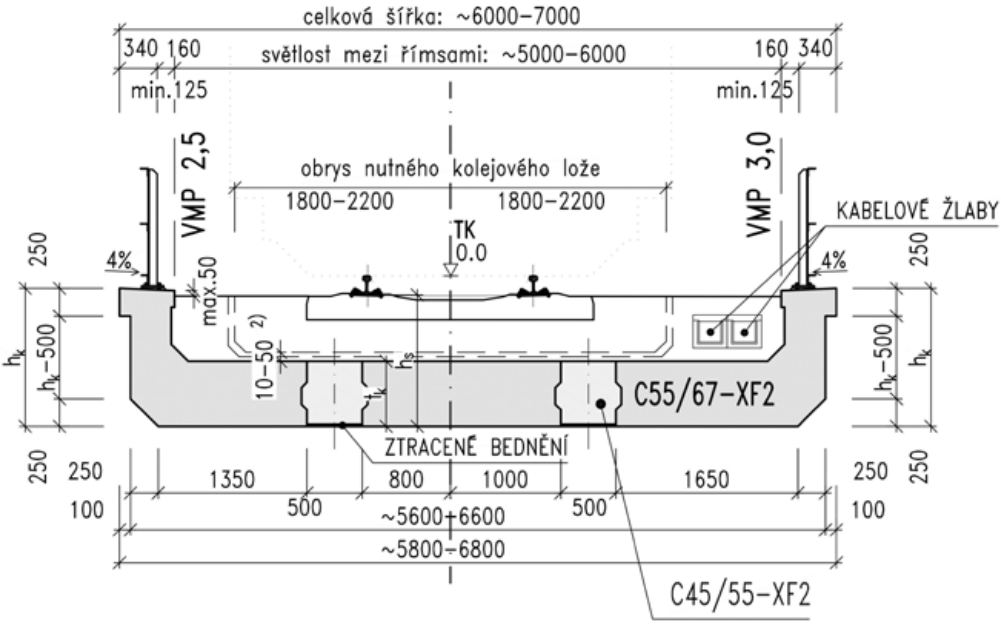


Obr. 7 – Pohled na most typu 7 – příčný řez

3.8 Prefabrikované předpjaté konstrukce

Hlavním nosným prvkem konstrukce je deska mostovky podporovaná liniovými uloženími s ozubem na opěrách. Deska zároveň zajišťuje i roznášení v příčném směru.

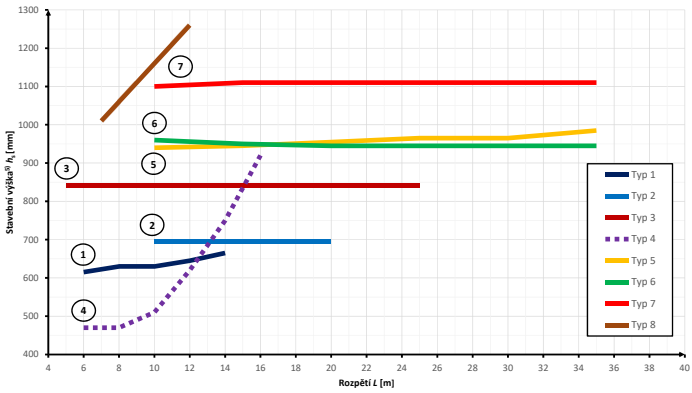
Deska je tvořena z rozhodující části podélně předepnutými prvky z vysokopevnostního betonu. Prvky jsou spojeny pomocí monolitických petlicových styků do jediné deskové konstrukce. Omezení rozpětí konstrukce vychází z efektivity využití deskových konstrukcí pro drážní mosty a současně z logického omezení hmotnosti využívaných prefabrikovaných prvků. Tloušťka desky se v závislosti na rozpětí mostu obvykle pohybuje v rozmezí 500–700 mm.



Obr. 8 – Pohled na most typu 8 – příčný řez

3.9 Návrhový nomogram

Celkové poznatky a výsledky statických výpočtů byly shrnuty v nomogramu, který na základě typu konstrukce, rozpětí a dostupné stavební výšky umožňuje navrhnout vhodnou konstrukci. Podobný nomogram je vytvořen i pro cenu nosné konstrukce.



Obr. 9 – Návrhový nomogram – stavební výška a rozpětí, pro VMP 2,5

4. Závěr

Závěrem lze konstatovat, že je v současné době zpracován koncept MVL 115 a současně probíhá připomínkové řízení v rámci SŽDC. Po jeho ukončení budou připomínky zapracovány a vydán finální dokument.

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

Mostní konstrukce pro extrémně stlačenou stavební výšku

Ing. Aleš Lubas, Ph.D., Ing. Pavel Brchel, Ing. Petr Nehasil, Ing. Radek Vašátko
Mott MacDonald CZ, spol. s r.o.

Atypická ocelová konstrukce tvaru U s dolní mostovkou ze silného plechu vyztuženou dvojicí stěn s horními pásnicemi byla vyvinutá ve společnosti Mott MacDonald ve Spojeném království pro tratě Network Rail. Dvě konstrukce této koncepce byly upraveny podle požadavků SŽDC a použity pro návrh náhrady mostu v žst. Dynín v ev. km 28,413 v TÚ Nemanice I. (mimo) – Veselí nad Lužnicí (mimo) v rámci stavby Modernizace trati Nemanice I – Ševětín, 1. stavba.

1. Koncepce mostů s extrémně stlačenou stavební výškou

Společnost Mott MacDonald vyvinula pro modernizaci West Coast Main Line v UK pro Network Rail konstrukce [1], které umožní přemostit relativně krátká rozpětí (cca do 20 m, např. [2]) s tloušťkou mostovky v rozmezí od 80 do 150 mm pro převedení železniční tratě s provozní rychlostí do 220 km/h.

Tento typ konstrukce je v UK oficiálně označován jako Mott MacDonald U Type Deck, neformálně pak „billetdeck“. U nás se vžilo označení „tlustodeska“.

Konstrukce byly navrženy s ohledem na dostupnou technologii válcování tlustých plechů z oceli S355 N/NL ve velkých rozměrech a hmotnostech.

Dolní mostovka, tlustý plech šířky cca 3 m, je podpírána dvěma ocelovými stěnami s příčnými svislými výztuhami. Stěny jsou vyztuženy horní pásnicí rovněž z tlustého plechu. Stěny jsou přivařeny k mostovkovému plechu z boku dvěma částečnými tupými svary shora a zdola. Na koncích je mostovka zesílena silným plechem – koncovým příčníkem, do nějž jsou připojena ocelová vahadlová ložiska.

Pro uspořádání mostů v příčném řezu se v UK používá kinematický průřez GC/RT5212 s úzkým profilem šířky 2712 mm do výšky 1100 mm nad temeno kolejnice [4]. To umožňuje zvýšit úroveň horní pásnice nad temeno kolejnice, což vede k možnosti efektivního zvýšení konstrukční výšky, a tím i únosnosti, ale hlavně tuhosti mostu bez ovlivnění podjezdné výšky pod mostem nebo nutnosti úpravy nivelety koleje.

Poloha horní pásnice vůči stěně je excentrická tak, aby byl dosažen nutný průjezdný průřez. Její robustní průřez umožňuje uvážit ji jako pojistnou konstrukci při vykolejení vlaku.

Šířka a délka plechu mostovky je navrhována v takových rozměrech, aby jeho hmotnost byla co nejnižší i s důrazem na omezení tíhy štěrkového lože, avšak při dodržení nutných rozměrů pro bezpečné převedení kolejového lože.

Tlustý plech dolní mostovky zásadně ovlivňuje tuhost příčného řezu v ohybu a rozhoduje o dynamickém chování při přejezdu vlaku při vyšších rychlostech. Stejný vliv má i výška nosníku, resp. stěn. Dynamické chování je limitováno maximálním zrychlením konstrukce 3,5 m/s². Pro krátká rozpětí v lokálních částech, uprostřed rozpětí v rozsahu vzdálenosti dvou pražců, bylo akceptováno zrychlení 5,0 m/s² [1].

Protože těžiště průřezu se pohybuje v dolní třetině výšky průřezu, pružné tahové napětí v tlustém plechu se pohybuje v nízkých úrovních, cca do 25 % meze kluzu. Riziko křehkého lomu je nízké, zvláště při absenci vrubů, příčných tupých svarů plechu. Strukturálně tedy rozhoduje napětí v horní pásnici, případně únava od hlavního napětí ve stěnách. Tuhost příčného řezu je zajištěna stěnami se svislými výztuhami a dvojicí svarů stěny k plechu mostovky.

Do dnešní doby je postaveno více než 10 těchto konstrukcí ve Spojeném království. V České republice byly vyrobeny a osazeny dvě konstrukce jako náhrada stávajícího železničního mostu v ev. km 28,413 u žst. Dynín, o nichž je pojednáváno v následující části.

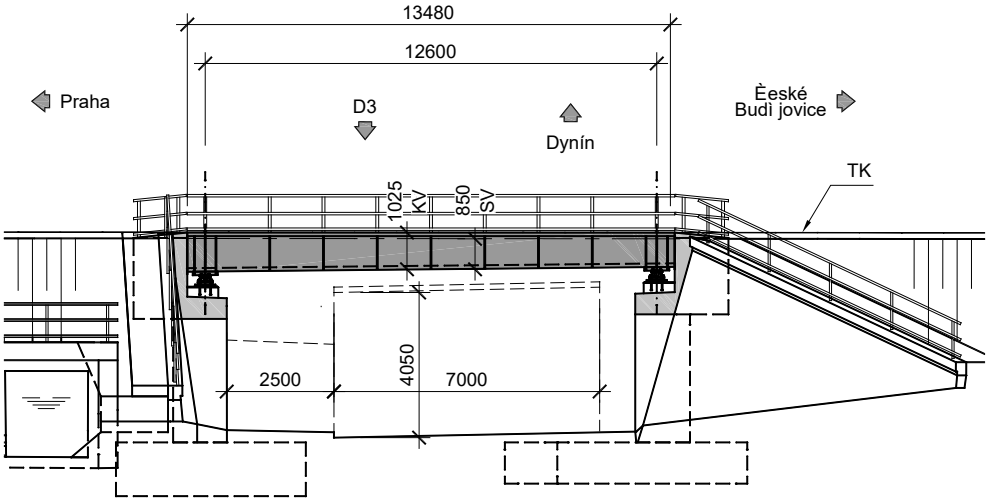
2. Modernizace trati

Stavba Modernizace trati Nemanice I – Ševětín, 1. stavba, úpravy pro ETCS, 2. část je jednou ze souboru staveb IV. železničního tranzitního koridoru ze státní hranice u Děčína přes Prahu a České Budějovice na státní hranici do Horního Dvořiště. Účelem stavby je, kromě přípravy pro nasazení evropského zabezpečovacího systému ETCS, uvedení dvoukolejné železniční trati a souvisejících staveb do technického stavu odpovídajícího evropským parametrům a standardům.

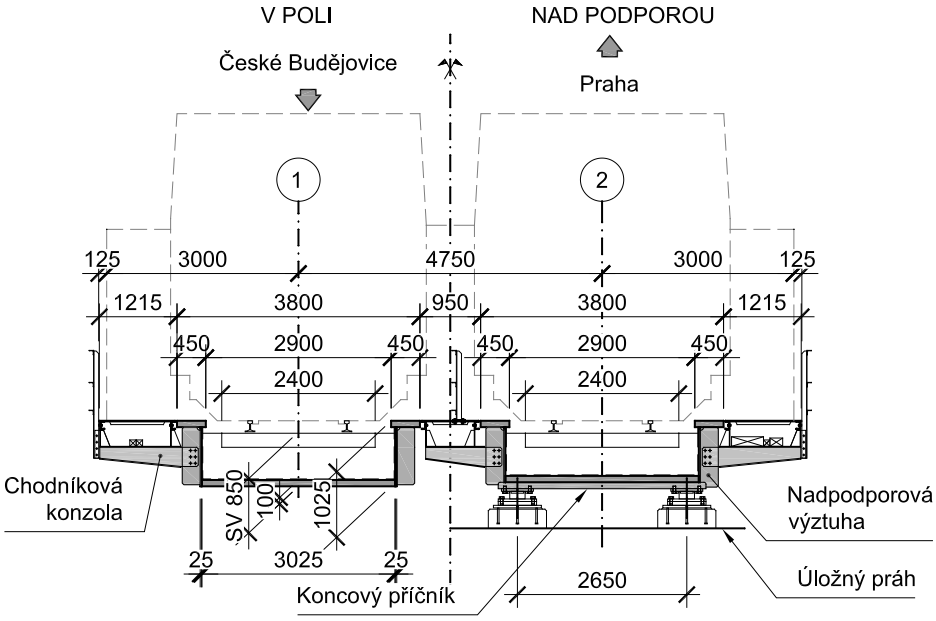
Stávající železniční most v ev. km 28,413 u žst. Dynín překračuje pod úhlem 75° silnici III/1555 šířky 7 m a chodník šířky 2,8 m s podjezdnou výškou 4,05 m. Každá kolej měla samostatnou nosnou konstrukci uloženou kolmo. Mezi masivními kolmými železobetonovými opěrami s odsazenými líci je světlost 10 m. Nosná konstrukce z roku 1987 byla trámová plnostěnná svařovaná ocelová konstrukce s mostnicemi, o rozpětí 12,6 m a stavební výškou 815 mm.

Mezi požadavky na modernizaci bylo převedení železniční trati v kolejovém loži pro traťovou rychlost 160 km/h, výhledovou 200 km/h, při zachování stávající podjezdné výšky komunikace. Z toho vyplynula nutnost použít konstrukci s extrémně stlačenou stavební výškou pro omezení negativních dopadů zvyšování nivelety koleje v okolí mostu (žst. Dynín).

3. Přestavba mostu



Obr. 1 – Podélný pohled



Obr. 2 – Příčný řez

Přestavba mostu zahrnovala snesení stávající nosné konstrukce a její náhradu novou, sanaci opěr a nové úložné prahy. Úpravy spodní stavby a přechodových oblastí respektovaly těsně navazující objekt propustku.

3.1. Nosná konstrukce

Návrh nosné konstrukce se opřel o vývoj a zkušenosti kolegů z Mott MacDonald ve Spojeném království. Bylo však nutné konstrukci přizpůsobit požadavkům SŽDC.

Hlavním kritériem bylo splnění minimální tloušťky kolejového lože 300 mm. Šířka kolejového lože byla navržena v užším uspořádání než podle [4] na základě udělené výjimky, která zohlednila blízkost výhybek, a tudíž i nemožnost strojního čištění kolejového lože v dané oblasti. Pro dosažení minimální šířky štěrku 300 mm za hlavami pražců byly navrženy pražce VP s délkou 2,4 m.

Úroveň horních pásnic byla navržena v úrovni temene kolejnic. Uvedené požadavky s navrženou výškou mostovky 100 mm definovaly minimální konstrukční výšku nosníku. Na základě dynamické analýzy bylo nutné zvýšit konstrukční výšku na 1025 mm a stavební výšku na 850 mm při tloušťce kolejového lože 510 mm.

Délka navržené nosné konstrukce je 13,6 m, rozpětí 12,6 m. Šířka jedné nosné konstrukce 3,8 m, světlost mezi horními pásnicemi 2,9 m a světlá vzdálenost mezi stěnami, resp. šířka dolního plechu je 3,025 m. Osová vzdálenost obou konstrukcí je 4,75 m.

Deska mostovky i horní pásnice byly navrženy z jednoho kusu tak, aby bylo zabráněno komplikacím, které přináší svařování tlustých plechů. Stěny byly přivařeny k dolnímu mostovkovému plechu dvěma částečnými tupými svary (neprovařené K) a na horním povrchu doplněné koutovými svary. Svislé výztuhy stěn jsou přivařeny koutovými svary k horní pásnici a stěnám až do úrovně dolního mostovkového plechu. K výztuhám jsou přišroubovány konzoly pro služební chodník a kabelovody.

Oproti původnímu řešení, s odkapem vody z mostovky do žlábku úložného prahu, bylo odvodnění upraveno podle požadavků SŽDC. Plech mostovky byl podélně vyspádován směrem k budějovické opěře. Voda steče za závěrnou zídku do kamenné rovnaniny, která je odvodněna příčnou drenáží.

Protikorozní ochrana ocelové konstrukce byla navržena v duplexním systému s žárovým nástřikem a vícevrstvým nátěrovým systémem. Ochrana horního povrchu dolního plechu a přilehlé části stěn (pod štěrkovým ložem) byla navržena z bezešvé izolace.

Horní povrch pásnice byl z bezpečnostních důvodů opatřen nátěrem výstražných černých a žlutých pruhů s posypem pro snížení rizika uklouznutí obsluhy.

3.1.1. Statická analýza

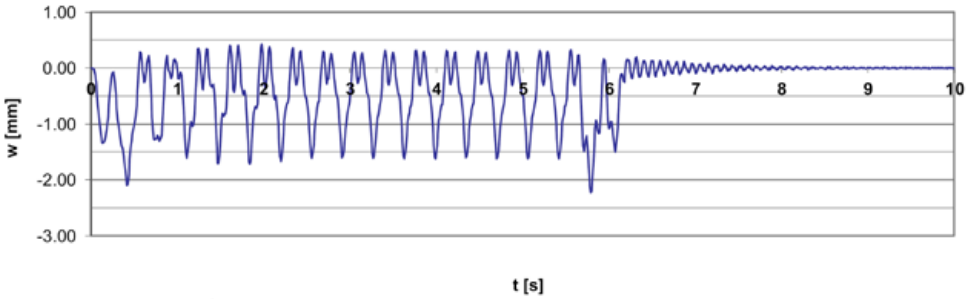
Zatížení železničním provozem bylo stanoveno podle ČSN EN 1991-2. Pro situaci vykolejení se uvažovalo, kromě standardních zatěžovacích schémat, s mimořádným zatížením

o velikosti 154 kN příčně na horní pásnici podle [5], čl. 12.10. Konstrukce byla rovněž navržena na náraz od projíždějících vozidel pod mostem.

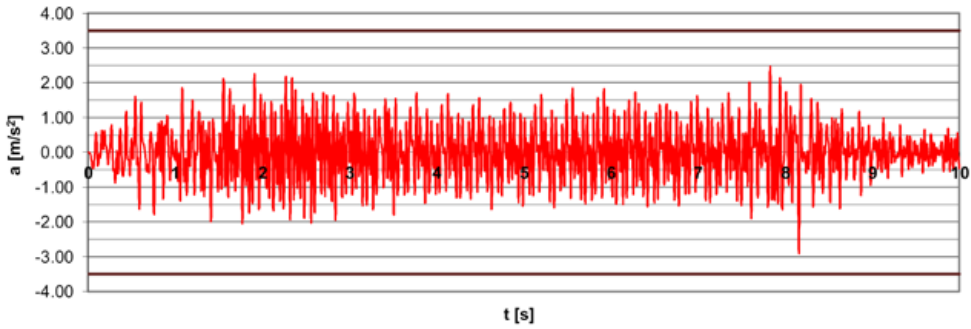
3.1.2. Dynamická analýza

Výpočet vlastních frekvencí a tvarů byl proveden s nominálními hodnotami zatížení včetně kolejového lože. Pro výpočet účinků vynuceného kmitání od normových vlaků byly uvažovány stavy s minimální a maximální hmotností konstrukce včetně kolejového lože.

Pro dynamickou analýzu byly použity modely zatížení HSLM-A (A1 až A10) podle ČSN EN 1991-2. Dynamická analýza byla provedena v programu SciaEngineer 2009 na deskostěnovém modelu. Zatížení bylo modelováno pomocí dynamických zatěžovacích funkcí, které byly určeny na základě rezonančních rychlostí odpovídajících prvním šesti vlastním frekvencím v rozmezí 11,17 až 25,68 Hz. Tomu odpovídaly rychlosti přejezdu HSLM-A od 181 do 231 km/h. Výsledkem dynamické analýzy byly diagramy časového průběhu průhybu a zrychlení, na jejichž základě byl podle maximálního průhybu určen dynamický součinitel 1,6. Největšího zrychlení konstrukce bylo dosaženo při přejezdu modelu HSLM-A1 (amax = 2,87 m/s2), největšího svislého průhybu při HSLM-A6 (wdyn = 2,23 mm).



Obr. 3 – Časový průběh svislého průhybu při přejezdu modelu HSLM-A6



Obr. 4 – Časový průběh zrychlení při přejezdu modelu HSLM-A6

3.1.3. Výroba a montáž

Ocelové konstrukce včetně protikorozní ochrany byly vyráběny ve společnosti OK Třebestovice během léta 2018. Plechy horních pásnic a mostovky z oceli S355NL tloušťky

Obr. 5 – Montáž ocelové konstrukce (zdroj: Ing. Petr Obitko, OK Třebestovice

100 mm byly dodány z Dillinger Hüttenwerke v celku s inspekčním certifikátem 3.2. Hmotnost jednoho mostovkového plechu byla 32,3 tuny.

Každá konstrukce byla přivezena na stavbu na podvalníku a osazena mobilním jeřábem do definitivní polohy. Ložiska byla namontována k přepravované konstrukci a po rektifikaci nosné konstrukce podlita.

Montážní přípravky pro osazení byly přišroubovány k horní pásnici. Tím se eliminoval negativní vliv odbrušování závěsných ok z horních pásnic. Montážní otvory a přípravky lze využít i pro následující manipulaci na konci životnosti či v průběhu údržby.

3.2. Spodní stavba

V rámci projektu byly zachovány železobetonové opěry až do úrovně úložných prahů. Vzhledem k novému výškovému uspořádání byly ubourány horní části opěr včetně závěrných zídek a část křídel. Nové úložné prahy byly spřaženy se stávající opěrou pomocí ocelových kotev. Stávající opěry a křídla byly sanovány.

4. Závěr

Navržené ocelové konstrukce přinášejí řadu výhod i nevýhod.

Zdánlivou nevýhodou z hlediska údržby trati je nesplnění nutného obrysu kolejového lože podle [4] obr. 1. Pokud je konstrukce navržena v blízkosti výhybek, lze tuto nevýhodu zanedbat. Při požadavku na celistvý plech dolní mostovky až do 42 tun je nutné uvažovat s delšími objednacími lhůtami cca 10 až 14 týdnů podle válcovny. Vyšší hmotnost ocelové konstrukce je kompenzována menší pracností ve srovnání s ortotropní mostovkou, a tím

i nižší náchylností k únavě či riziku křehkého lomu. Zásadní výhodou je extrémně stlačená stavební výška mostu s kolejovým ložem daná v podstatě pouze tloušťkou plechu jako mostovky. Další významnou výhodou, která však na této stavbě nemohla být doceněna, je rychlost montáže. Při výměně mostních konstrukcí ve Spojeném království je doba pro výluky limitována v hodinách. Například pro přestavbu mostu u stanice Catford v Londýně byla k dispozici 72hodinová výluka během vánočních svátků [2] pro odstranění stávající konstrukce, úpravy úložných prahů, osazení nové konstrukce a zřízení kolejového svršku. A právě výše zmíněné výhody jsou těmi aspekty, pro které jistě nalezne tento typ konstrukce širší uplatnění na tratích SŽDC.

Obr. 6 – Most pod kolejí č. 2 při hlavní prohlídce

Literatura

[1] Palmer I., Wilkins A. G., The Evolution of Mott MacDonald's 'U' Type Railway Bridge, 6th International Symposium on SeelBridges, Czech Constructional Steelwork Association, Praha, 2006, ISBN 9788023971682
[2] Lubas A., Nehasil P., Nezávislá kontrola projektu železničního mostu Ravensbourne Park Road, 19. ročník konference železniční mosty a tunely, Olšanka, Praha, 2014
[3] GE/GN8573, Guidance on Gauging, Issue 3 October 2009, Rail Industry Guidance Note
[4] SŽDC S3 díl XII, Železniční svršek, železniční svršek na mostních objektech, 2014-10-1
[5] ČSN EN 1991-2, Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou, 2005-07
[6] NR/L3/CIV/020, Level 3, Design of Bridges, Network Rail, 2011-03

Ing. Aleš Lubas
Mott MacDonald CZ, spol. s r.o.
Tel.: +420 221 412 835
E-mail: ales.lubas@mottmac.com

Jižní most přes Mikulášskou ulici na trati Plzeň – Cheb

Ing. Martin Vlasák, Ing. Filip Kutina, SUDOP PRAHA a.s.

Příspěvek je věnován projekční přípravě rekonstrukce železničního mostu přes ul. Mikulášskou v Plzni na trati Plzeň – Cheb, který je součástí stavby „Uzel Plzeň, 2. stavba“. Nová mostní konstrukce je po konstrukční stránce „dvojčetem“ přemostění přes Seifertovu ul. v Praze u křižovatky „Bulhar“ na výjezdu z hlavního nádraží v Praze, jehož autorem byla legenda sudopských mostařů Ing. Karel Štěrba.

Obr. 1 – Severní pohled na most v km 349,293 trati Plzeň – Cheb

1. Historické souvislosti výstavby mostů v prostoru hl. nádraží v Plzni

V roce 1905 byl v rámci celkové přestavby plzeňského hlavního nádraží původní most přes ulici Mikulášská (původně St. Nikolaus) nahrazen novými železničními mosty, jejichž výměna je právě předmětem této stavby. Původní kolejiště vedlo středem v místech stávajícího přednádražního prostoru. Původní ulice Mikulášská (dříve St. Nikolaus Straße) vedla v západnější poloze v místech původní kanalizace za chebskou opěrou. Jižní most tvořily tři samostatné konstrukce o rozpětí 16,6 m, pod každou kolejí. Založení opěr mostu bylo plošné na skalním podloží navětralých prachovců.

2. Architektonické řešení

Jižní most přes Mikulášskou ulici je součástí stavby „Uzel Plzeň, 2. stavba – přestavba osobního nádraží, včetně mostů Mikulášská“. Most se nachází v intravilánu města Plzně

Obr. 2a – Fotografie stávajícího stavu

Obr. 2b – Vizualizace nového přemostění – autor Ing. Arch. Tomáš Pechman, SUDOP PRAHA a. s.

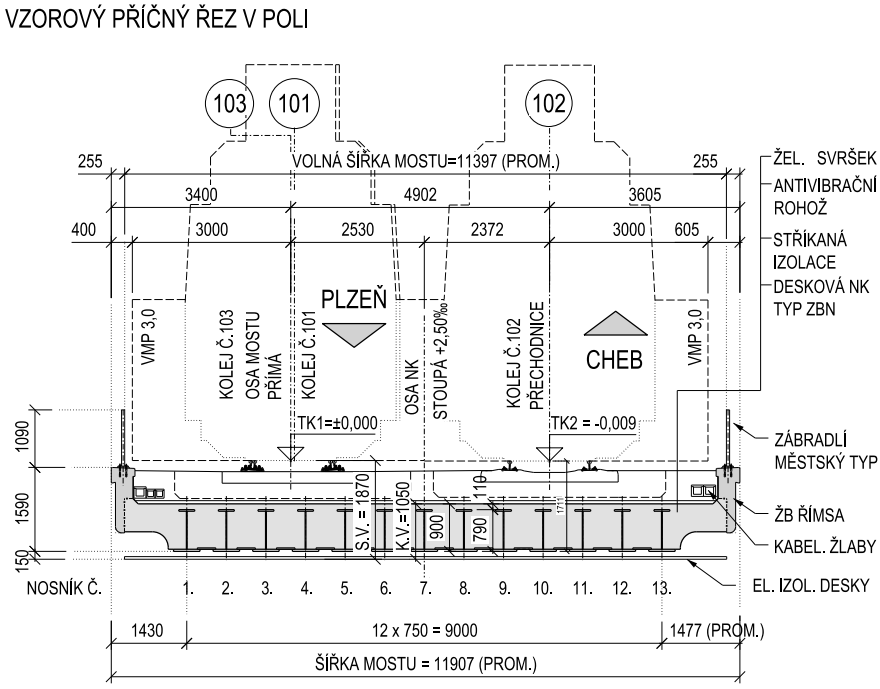
v těsné blízkosti památkově chráněných objektů plzeňského hlavního osobního nádraží. Mostní konstrukce byla řešena architektonicky tak, aby její působení v daném místě odpovídalo stávajícímu přemostění, tedy aby byla zachována její výrazová podoba v prostředí kulturní nemovité památky (výpravní budova, prostor přednádraží a navazující opěrné zdi jsou prohlášeny za kulturní památku železniční stanice Plzeň – hlavní nádraží).

3. Nová mostní konstrukce

Most je navržen jako rámová konstrukce s deskovou nosnou konstrukcí s tuhou výztuží ze svařovaných nesymetrických I profilů (tzv. typ zabetonované nosníky ZBN) o jednom mostním otvoru, která je vetknuta do krabicových železobetonových opěr. S ohledem na stísněné prostorové poměry je navržena konstrukce s extrémně stlačenou konstrukční výškou. Kolmá světlost mostního otvoru je 25,4 m a celková délka nosné konstrukce je 35,9 m. Most je mírně šikmý ~78°.

Založení opěr

Mostní opěry jsou založeny primárně plošně na skalním podloží s doplňujícím hlubinným založením pomocí mikropilotového roštu pod zadní částí opěr, který přenáší krajní tahová napětí pod zadní stěnou krabicových opěr. Opěry jsou založeny ve skalním podloží třídy R3 (R2) v geotechnickém typu tvořeném prachovitou břidlicí až prachovcem ve stavu zdravá až navětralá.



Obr. 3 – Vzorový příčný řez v poli – nový stav

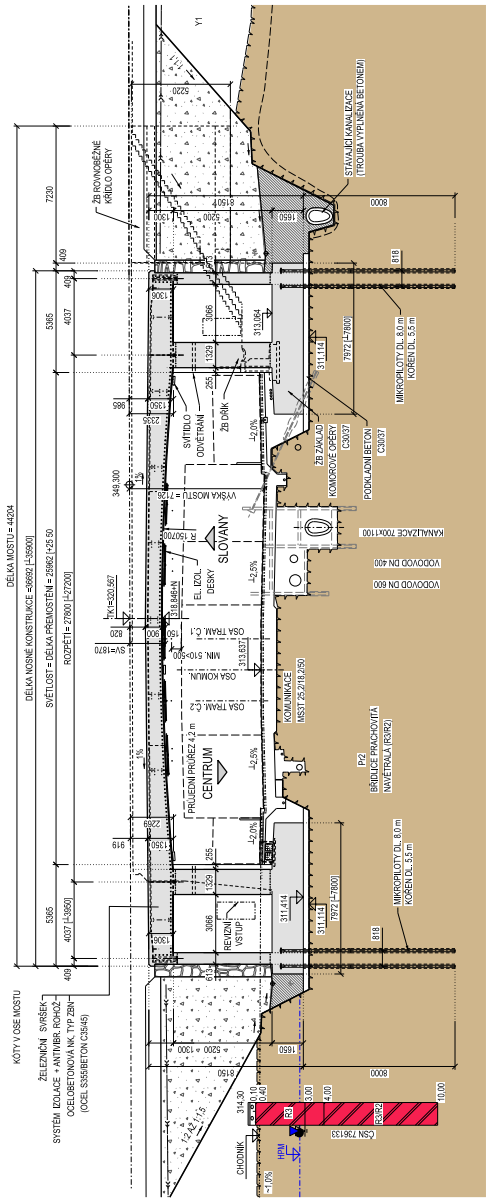
Spodní stavba

Spodní stavba objektu je tvořena dvěma krabicovými železobetonovými opěrami OP1 a OP2. Obě opěry jsou konstrukčně shodné a jsou tvořeny základovým blokem, dříkem, zadní stěnou a bočními stěnami. Do základového bloku jsou pod zadní stěnou vetknuty mikropiloty. V zadní stěně opěry v ose uložení nosníků jsou navrženy předpínací tyče pro eliminaci tahových napětí v betonu. Předpínací tyče jsou zakotveny v základovém bloku a vedou celou zadní stěnou. Aktivace předpětí bude provedena po uložení a podlití nosníků, avšak před betonáží deskové nosné konstrukce. Svislé povrchy opěr vč. křídel jsou navrženy s dodatečným kamenným obkladem. Vzhledově se jedná o obdobnou výrazovou podobu s původním mostem a pohledové sjednocení s navazujícími opěrnými zdmi.

Nosná konstrukce

Nosná konstrukce je spřažená ocelobetonová s tuhou výztuží ze svařovaných ocelových I nesymetrických nosníků. V nosné konstrukci je umístěno 13 nosníků v osové vzdálenosti 0,75 m, které jsou vzájemně propojeny příčným montážním ztužením. Nosná konstrukce má rozpětí v hlavním otvoru 27,8 m a v místech opěr je rozpětí desky ~ 4,0 m. Nosná konstrukce společně s opěrami působí jako otevřený rám.

Výška nosníku je po délce proměnná od 0,79 m (~1/34 L) ve středu rozpětí do 1,24 m (~1/20 L) v líci dříku opěry. Spodní povrch nosníků je kruhově zakřiven. Horní povrch je přímý ve sklonu 1 % od středu směrem k opěrám. Na konci nosníků je provedena úprava pro umístění předpínací tyče. V místě dříku jsou nosníky uloženy na montážních ložiscích. Nad nosníky je betonová vrstva konstantní tl. 110 mm. Celková konstrukční výška desky dosahuje ve středu rozpětí 0,9 m (~1/31 L) a v líci dříku opěry 1,35 m (~1/20 L). Půdorysně jsou nosníky přímé. Nosná konstrukce tvarově navazuje na opěry. Šířka nosné konstrukce mostu je proměnná od 11,665 m do 11,160 m. Příčný sklon NK je ve směru šikmosti 0 %.



Obr. 4 – Podélný řez v ose mostu – nový stav

Obr. 5 – Zatěžovací zkouška mostu 12/2018 (foto: Metrostav a.s., Divize 5)

Na konci listopadu 2018 byla provedena zatěžovací zkouška mostu, která prokázala projektové předpoklady, a mostní konstrukce tak může sloužit železničnímu provozu na následující století.

Ing. Martin Vlasák
SUDOP PRAHA a.s., středisko mostů
Tel.: + 420 267 094 462
E-mail: martin.vlasak@sudop.cz

Uzel Plzeň, 2. stavba – SO 34-38-13 Železniční most v km 349,293 trati Plzeň – Cheb (jižní most)

Ing. Petr Hanzal, Ing. Tomáš Wangler, Ing. Tomáš Ptáček, Ing. Libor Hájek
Metrostav a.s.

1. Úvod

Stavba „Uzel Plzeň“ je rozdělena do pěti samostatných částí. „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“. V prosinci loňského roku byla úspěšně zprovozněna severní část nádraží, kde nejdůležitějším objektem byl severní most. V letošním roce byly práce přesunuty na jižní část nádraží, kde byl klíčovým objektem SO 34-38-13 jižní 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. Všechny tyto sítě byly předělány na nové. Po celou dobu výstavby mostu musela být s výjimkou krátkodobých výluk v provozu tramvajová linka.

Nový most je uspořádán jako otevřený polorám s deskou se zabetonovanými ocelovými nosníky vetknutou do komorových opěr.

2. Popis stávajícího mostního objektu

Původní nosná konstrukce sestávala ze tří ocelových konstrukcí vedle sebe, shodně o rozpětí 16,6 m, krajní dvě konstrukce byly tvořeny plnostěnnými nýtovanými nosníky, které byly spojeny soustavou příčníků. Prostřední konstrukce byla tvořena plnostěnnými svařovanými

nosníky, které byly opět propojeny soustavou příčníků. Mostovka byla prvková s mostnicemi. Opěry mostu byly masivní granodioritové s kamenným úložným prahem s plošnými základy. Líc opěr byl proveden z řádkového zdiva. Závěrné zídky byly rovněž kamenné.

3. Demolice stávajícího mostu

Dne 15. 2. 2018 byla zahájena demontáž kolejového svršku. Před demontáží samotné ocelové konstrukce stávajícího mostu bylo nutné odhalit závěrné zídky, aby byl zajištěn přístup k ocelové konstrukci. Dále bylo nutné odstranit ocelové příčníky spojující jednotlivé nosné konstrukce. Poté byl most během jednoho dne snesen do prostoru přednádraží (obr. 1), kde byly dvě jeho části rozpáleny. Jednalo se o ty části, které byly nýtované a u nichž se nepředpokládalo další využití. Prostřední část, ta ze svařovaných nosníků, byla pouze snesena a odvezena v celku do Koterova, kde bude ponechána pro další případné využití. Následně proběhlo odtěžení přechodových oblastí a demolice opěr (obr. 2). Během odtěžování rubu opěry OP1 byl odhalen rub stávající opěrné zdi směrem do přednádraží. Jižní část opěrné zdi byla bourána společně s OP1. Zemní a demoliční práce na OP1 a OP 2 byly kompletně dokončeny 14. 3. 2018.

Obr. 1 – Snášení původních OK

Obr. 2 – Demolice původní spodní stavby

4. Založení mostu

Založení mostu je plošné na skalním podloží. Původně bylo předpokládáno, že bude muset být provedena betonová plomba na OP1, což vzhledem ke kvalitě skutečně zastiženého skalního podloží nebylo nutné. Podkladní beton proveden přímo na skále. Následně byly provedeny mikropiloty, které byly ihned po zainjektování odzkoušeny předepsanou tahovou zkouškou. V poslední fázi byl podkladní beton spolu se zárodky mikropilot opatřen stříkanou izolací (obr. 4).

4.1. Opěra OP1

Zajištění stavební jámy bylo realizováno z mikrozáporových stěn HEB 140 v rozteči 1,20 m. Dále bylo nutné provést podchycení části jižní opěrné zdi, která musela být zachována,

a bylo nutné provést její zajištění pomocí speciální ocelové konstrukce a betonové obetonávky původního základu opěrné zdi (obr. 3).

4.2. Opěra OP2

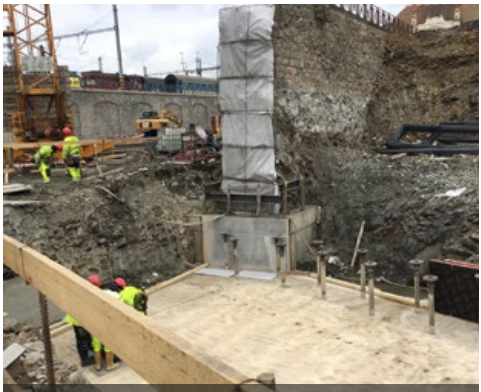
Stavební jáma pro provedení základu OP2 byla ze strany od Mikulášské ulice pažena pomocí mikrozáporové stěny, která zde byla ponechána z předchozího roku, kdy sloužila jako pažení pro přeložku kanalizace. Ze severní strany byla stavební jáma pažena pomocí kotvené záporové stěny.

5. Spodní stavba

Železobetonové opěry jsou krabicové (obr. 4), uvnitř obou opěr je revizní komora. Opěry jsou rámově spojeny s NK. Zabetonované nosníky přecházejí spojitě přes oba dříky každé opěry. Ve vnějších dřících jsou ocelová táhla, která spřahují nosnou ocelovou konstrukci s masivní železobetonovou konstrukcí opěr. Tato táhla musela být do konstrukce umístěna ještě před armováním výztuže a těsně před betonáží opěr musela být přesně geodeticky urovnána na pozice. Dříky opěr byly bedněny plošně a betonovány v průběhu měsíce května.

Spodní stavba byla izolována obdobně jako podkladní beton a následně jako samotná nosná konstrukce mostu. A to sice systémem bezešvé izolace Eliminator od britského výrobce Stirling Lloyd.

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



Obr. 3 – OP1 - Podkladní beton pod základem opatřený izolací Eliminator

Obr. 4 – Komorová opěra OP2 + ochranný rám pro tramvaj

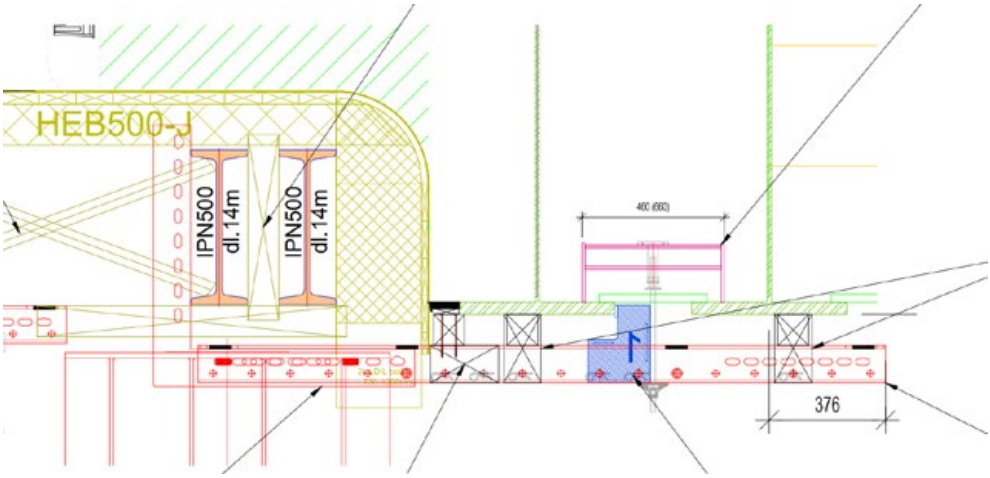
6. Nosná konstrukce

Nosnou konstrukci tvoří celkem třináct zabetonovaných svařovaných nosníků s monolitickými konzolami na krajích příčného řezu. V podélném směru jsou nosníky náběhovány

směrem k ose mostu. V nejvyšším místě u opěr je výška NK 1350 mm, zatímco v nejnižším místě v ose mostu je výška NK 900 mm. Sklon horního povrchu NK je pouze podélný, a to sice 1% střechovitě od osy mostu k opěrám.

Montáž NK byla prováděna v noční trakční výluce tramvaje tak, že nejdříve byly osazeny ocelové nosníky (obr. 5) na vnitřní dříky opěr, poté byly tyto nosníky „připnuty“ k vnějším dříkům pomocí ocelových táhel. Následně bylo provedeno ztracené bednění prostorů mezi ocelovými nosníky pomocí desek Cetris tloušťky 40 mm v oblastech u opěr a tloušťky 26 mm v ose mostu. Vzhledem k velmi vysoké vrstvě betonu u opěr a relativně velké vzdálenosti dolních pásnic byly pro jistotu Cetris desky v opěrách lokálně podepřeny.

Obr. 5 – Noční osazování ocelových nosníků



Obr. 6 – Systém pro odlišný pokles bednění

Samostatnou kapitolou bylo bednění konzol pod římsami, které nebylo možné bednit pomocí uvažovaného podvěsného bednění, jelikož by docházelo ke kroucení jednotlivých ocelových nosníků. Navrženo a realizováno bylo bednění oddělené, tedy samostatně stojící, nezávislé na ocelových nosnících.

Byl navržen speciální systém (obr. 6), který umožňoval rozdílný pokles nosníků a konzol při betonáži mostovky. Tento rozdílný pokles nebyl zanedbatelný a bylo nutné se na něj připravit. Betonáž 440 m3 betonu byla úspěšně provedena 17. 7. 2018 (obr. 7). Samotná betonáž byla prováděna za tramvajového provozu pod mostem. Pouze bylo nutné vybudovat speciální ochranný rám, aby byla dodržena maximální možná bezpečnost. Beton na betonáž mostovky byl použit v konzistenci S4 vzhledem k tomu, že bylo nutné probetonovat i obtížně přístupná místa v rámových rozích. Horní povrch byl zahlazen pomocí vibrační latě.

Obr. 7 – Betonáž nosné konstrukce

7. Izolace + antivibrační rohož

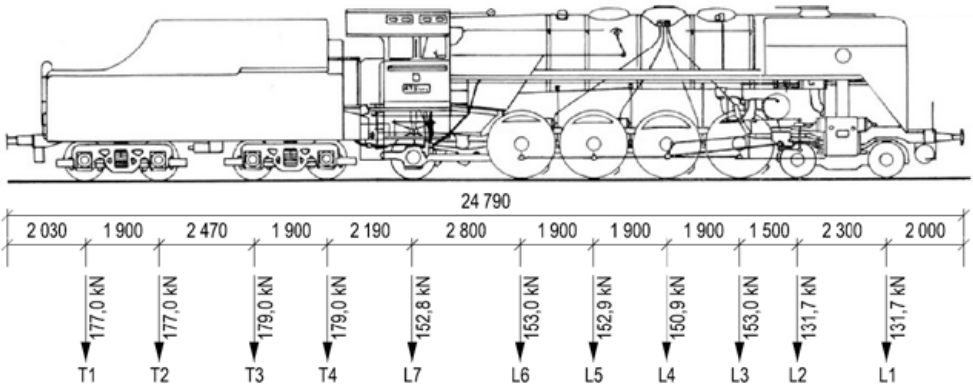
Navrhovaný systém izolace nosných konstrukcí obsahoval podklad pro izolaci penetračním nátěrem na bázi nízkoviskózních pryskyřic, dále dvě vrstvy celoplošně natavovaných asfaltových pásů z modifikovaných asfaltů s tvrdou ochranou ze střednězrnného litého asfaltu tl. 30 mm. Vzhledem ke členitosti mostní konstrukce a nutnosti vše stihnout do konečného termínu 31. 8. 2018 (obnova provozu v Mikulášské) se ukázalo jako velmi vhodné použít systém stříkané izolace Eliminator i na nosné konstrukci. Celková plocha stříkané izolace Eliminator byla 1351 m2 (obr. 8). Jediná místa na celém mostě, kde byl proveden odlišný systém izolace, byly vnitřky komor, kde byla použita stěrka MasterSeal od Basf, jelikož Eliminator není možno nanášet uvnitř uzavřených prostor.

Poslední důležitou operací byla pokládka antivibračních rohoží od německého výrobce Datwyler a dosypání přechodových oblastí drenážním betonem. Most byl předán k realizaci kabelovodů a železničního svršku podle původního plánu, a to 30. 9. 2018. Do zatěžovací zkoušky byla provedena montáž zábradlí a byly dokončeny práce na obkladech opěr. Dne 28. 11. 2018 byly namontovány těžké ocelové dveře do revizních komor a ocelová schodiště vedoucí dolů do komor. Tím byly práce na jižním mostě ukončeny.

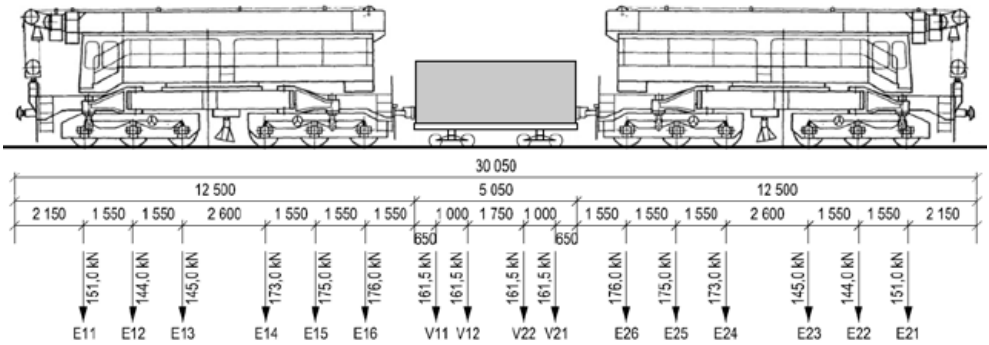
Obr. 8 – Bezešvá izolace Eliminator včetně antivibračních rohoží Datwyler

8. 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 lokomotivy řady 475.1 (Šlechtična) včetně tendru (obr. 9) a vozíku složeného ze dvou podvozků vz. 53 naloženého panely umístěného mezi dvěma drážními jeřáby EDK 300/5 (obr. 10). Byly provedeny dva zatěžovací stavy, kdy došlo pouze posunu zatěžovacích vozidel mezi jednotlivými kolejemi. Při zatěžovací zkoušce byly měřeny průhyby nosné konstrukce v ose mostu, tyto průhyby byly měřeny pomocí strunových tenzometrů. Dále byly velmi přesnou nivelací měřeny poklesy opěr. Vzhledem k faktu, že v době zatěžovací zkoušky již byl pod mostem plný provoz jak silniční, tak tramvajový, bylo nutné provést zatěžovací zkoušku v noci (obr. 11). Statická zatěžovací zkouška byla provedena 29. 11. 2018 doc. Ing. Petrem Bouškou, CSc. (ČVUT v Praze, Kloknerův ústav).



Obr. 9 – Nápravové tlaky Šlechtična



Obr. 10 – Nápravové tlaky "Souprava EDK"

Obr. 11 – Zatěžovací zkouška

9. Poděkování

Velké úsilí v přípravě, koordinaci, nasazení a obětavosti celého týmu a všech spolupracovníků a subdodavatelů bylo úspěšně završeno Hlavní mostní prohlídkou. Jižní most byl dne 6. 12. 2018 uveden do provozu.

Obr. 12 – Poděkování

Ing. Petr Hanzal, Ing. Tomáš Ptáček
Metrostav a.s.
Tel.: +420 721 517 263
E-mail: petr.hanzal@metrostav.cz

SUDOP PRAHA

středisko inženýringu a geodézie nabízí

GRP System FX na železnici

GRP 3000 – univerzální měřící systém v oblasti železnice pro:

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

GRP System FX se skládá z:

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

Hlavní přednosti GRP 3000

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

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

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

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

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

Středisko 204 – inženýringu a geodézie

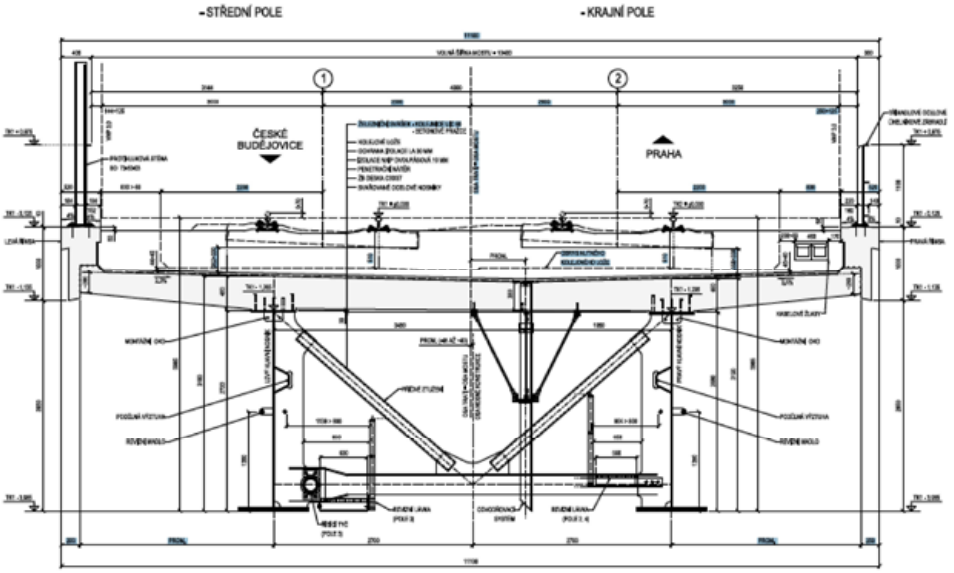
vedoucí Ing. Roman Čítek
telefon: 267 094 100, e-mail: roman.citek@sudop.cz

Zatěžovací zkoušky pilot na mostech trati Sudoměřice – Votice

doc. Ing. Jan Masopust, CSc., ČVUT Praha, Fakulta stavební, Katedra geotechniky

1. Úvod, stručný popis stavebních objektů

Stavba „Modernizace trati Sudoměřice u Tábora – Votice“ náleží do souboru staveb modernizace IV. tranzitního železničního koridoru, který zahrnuje úsek trati spojující státní hranici s Německem přes Děčín, Prahu, Tábor a České Budějovice po státní hranici s Rakouskem. Součástí této stavby jsou dva železniční dvojkolejné mosty SO 73-20-13 v km 108,558 a SO 73-20-14 v km 108,939.



Obr. 1 – Vzorový příčný řez mostem SO 73-20-13

První z nich je železniční mostní estakáda o 5 polích rozpětí 33,0 + 3x 38,0 + 33,0 m, která přechází mělké údolí východně od obce Heřmaničky. Spojitá ocelobetonová konstrukce tvořená dvěma ocelovými svařovanými nosníky a železobetonovou mostovkou pro dvojkolejnou trať má šířku 11,40 m a je navržena pro bezstykovou kolej; vzorový příčný řez mostem je na obr. 1. Opěry OP1, OP2 a pilíře P1, P2, P3, P4 mostu jsou založeny na vrtaných pilotách prof. 1180/1080 mm proměnné délky od 10,0 do 20,0 m, vetknutých do moldanubického podloží tvořeného zvětralými a navětralými rulami tř. R6, resp. R5/R4.

Druhý objekt tvoří železniční mostní estakáda o 7 polích rozpětí 28,0 + 32,0 + 3x 40,0 + 32,0 + 28,0 m, šířky 11,20 m, která přechází mělké údolí s vodotečí. Most je navržen ze 3 dilatačních celků. V prvním a třetím celku působí staticky jako prostý nosník, v druhém celku je to spojitý nosník o 5 polích. Nosná konstrukce je tvořena dvěma plnostěnnými nosníky spřaženými s železobetonovou mostovkou. Opěry mostu OP1 a OP2 jsou železobetonové s rovnoběžnými křídly a spolu s pilíři P1, P2, P3, P4, P5 a P6 jsou založeny na vrtaných pilotách prof. 1180/1080 mm proměnné délky od 11,0 do 22,0 m, vetknutých do moldanubického zvětralého až zvětralého podloží tvořeného vesměs pararulami.

2. Geotechnické poměry na staveništi

Předkvartérní podloží na lokalitě je tvořeno moldanubickými horninami charakteru rul, výjimečně i aplitů, pegmatitů a amfibolitů. Toto podloží je do hloubky několika desítek metrů silně zvětralé a horniny mají charakter hlinitých a jílovitých písků s vesměs zřetelně zachovanou původní strukturou. Globálně jsou zařazeny do třídy R6. Jejich povrch byl zastižen nehluboko, tj. cca od 1,3 do 6,1 m pod mírně zvlněným terénem. Níže byly sporadicky zastiženy méně zvětralé ruly tř. R5 a výjimečně i R4. Toto zcela zvětralé skalní podloží je však překryto málo mocným kvartérním souvrstvím tvořeným převažujícími deluviálními sedimenty charakteru písčitých a jílovitých hlín tř. F3/F4 konzistence pevné a fluviálními sedimenty v oblasti vodotečí tvořenými písčitými a jílovitými hlínami konzistence tuhé i měkké, rovněž tř. F3/F4. Zastižená souvrství jsou potom rozdělena do příslušných geotechnických typů:

- Q2d – deluviální písčité a jílovité hlíny pevné tř. F3/F4,
- Q2f – fluviální jemnozrnné zeminy tuhé, místy i měkké, tř. F3/F4,
- M1 – podložní moldanubické ruly zcela zvětralé charakteru hlinitých a jílovitých písků tř. R6,
- M2 – ruly silně zvětralé, tř. R5,
- M3 – ruly zvětralé, tř. R4.

Podzemní voda většinou charakteru vody průlinové, zčásti i puklinové, je vázána na svrchní polohy zvětralého skalního podloží a má vesměs hladinu volnou. Byla zjištěna prakticky ve všech sondách a vykazuje nejvýše středně vysokou uhličitou agresivitu XA2.

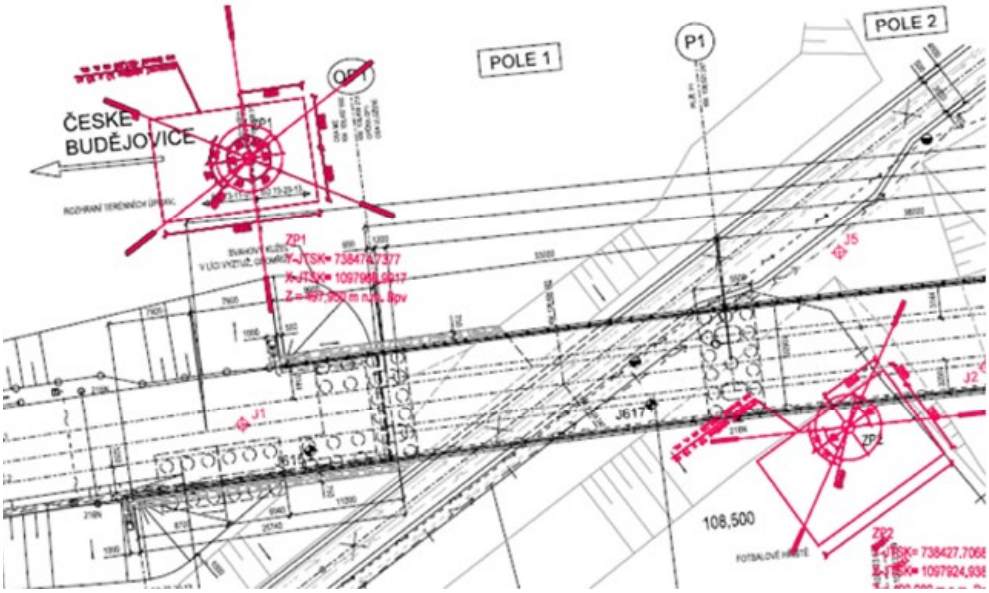
Na staveništi byl v r. 2013 realizován rozsáhlý geotechnický, hydrogeologický a stavebně-technický průzkum pro trasu přeložky v km 95,2 – 110,6, v jehož rámci bylo na staveništi mostu SO 73-20-13 realizováno celkem 8 jádrových vrtů, z nichž vrty J-615 a J-617, jež se nacházejí v místech předpokládaných zkušebních pilot, dosáhly hloubky 30 m; a na staveništi mostu SO 73-30-14 bylo provedeno celkem 14 jádrových vrtů, z nichž J-628 a J-630A

v místech zkušebních pilot dosáhly rovněž hloubky 30 m. Tento průzkum lze hodnotit jako mimořádný, jak co do rozsahu průzkumných sond, tak i kvality jejich vyhodnocení.

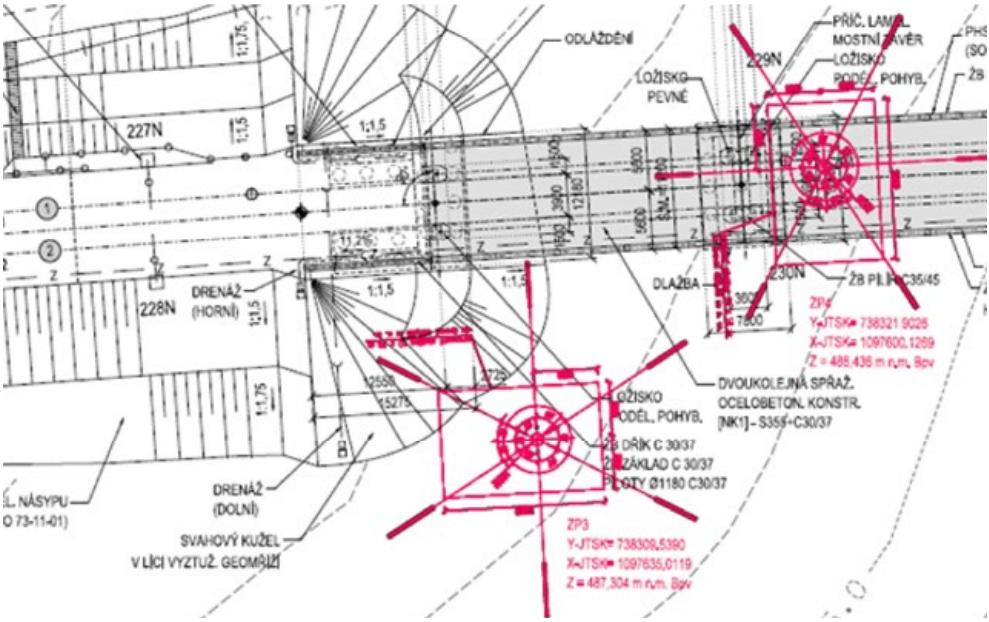
3. Návrh statických zatěžovacích zkoušek vrtaných pilot

S ohledem na rozhodující vliv kvality založení mostu na správnou funkci bezstykové koleje obou mostů projektant navrhl realizaci ověřovacích statických zatěžovacích zkoušek základových vrtaných pilot. Na objektu SO 73-20-13 byly navrženy 2 nesystémové zkušební piloty ZP1 a ZP2, prof. 1180/1080 mm, jejichž situace je na obr. 2. Pilota ZP1 se nacházela v blízkosti opěry OP1 a jejím cílem bylo stanovení její únosnosti při max. sedání do 30 mm za předpokladu max. zkušební síly P = 5,0 MN. Její účinná délka byla 15,0 m a skutečná délka pak 18,85 m s ohledem na úroveň okolního terénu. Pilota ZP2 byla v blízkosti pilíře P1 a zatěžována byla max. silou P = 3,0 MN za účelem kalibrace tuhosti podloží a stanovení průměrné velikosti jeho modulu deformace Edef. Její účinná délka byla 18,0 m, jež prakticky odpovídala délce skutečné.

Na objektu SO 73-20-14 byly rovněž navrženy 2 nesystémové zkušební piloty ZP3 a ZP4, prof. 1180/1080 mm, jejichž situace je na obr. 3. Pilota ZP3 se nacházela v blízkosti opěry OP1 a jejím cílem bylo stanovení její únosnosti při max. sedání do 30 mm za předpokladu max. zkušební síly P = 7,5 MN, její účinná i skutečná délka byla 22,0 m. Pilota ZP4 byla v blízkosti pilíře P1 a zatěžována byla max. silou P = 5,0 MN za účelem kalibrace tuhosti podloží a stanovení průměrné velikosti jeho modulu deformace Edef a její skutečná i účinná délka byla také 22,0 m.



Obr. 2 – Umístění zkušebních pilot ZP1 a ZP2 v půdorysu mostu SO 73-20-13



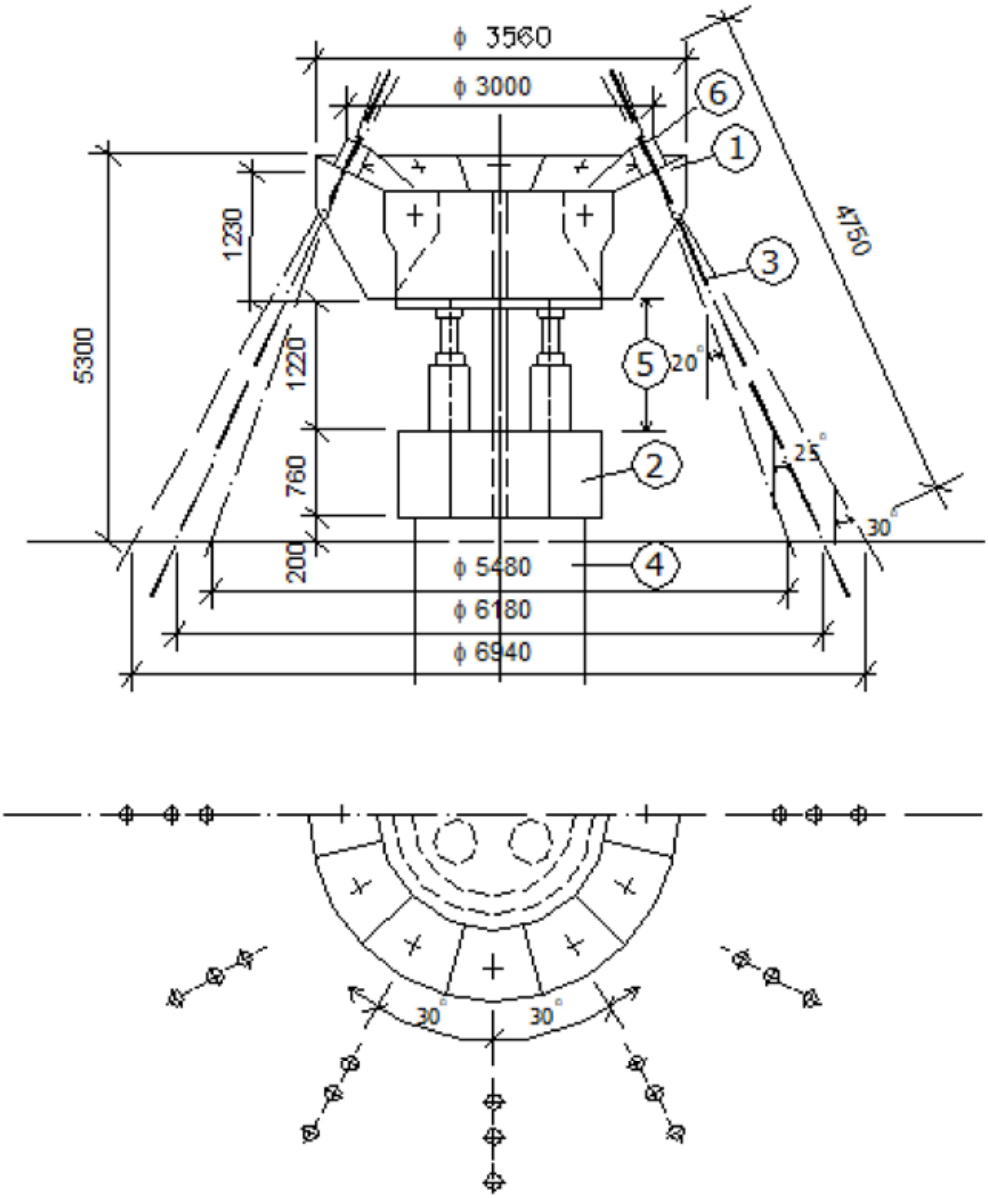
Obr. 3 – Umístění zkušebních pilot ZP3 a ZP4 v půdorysu mostu SO 73-20-14

4. Vyhodnocení statických zatěžovacích zkoušek pilot

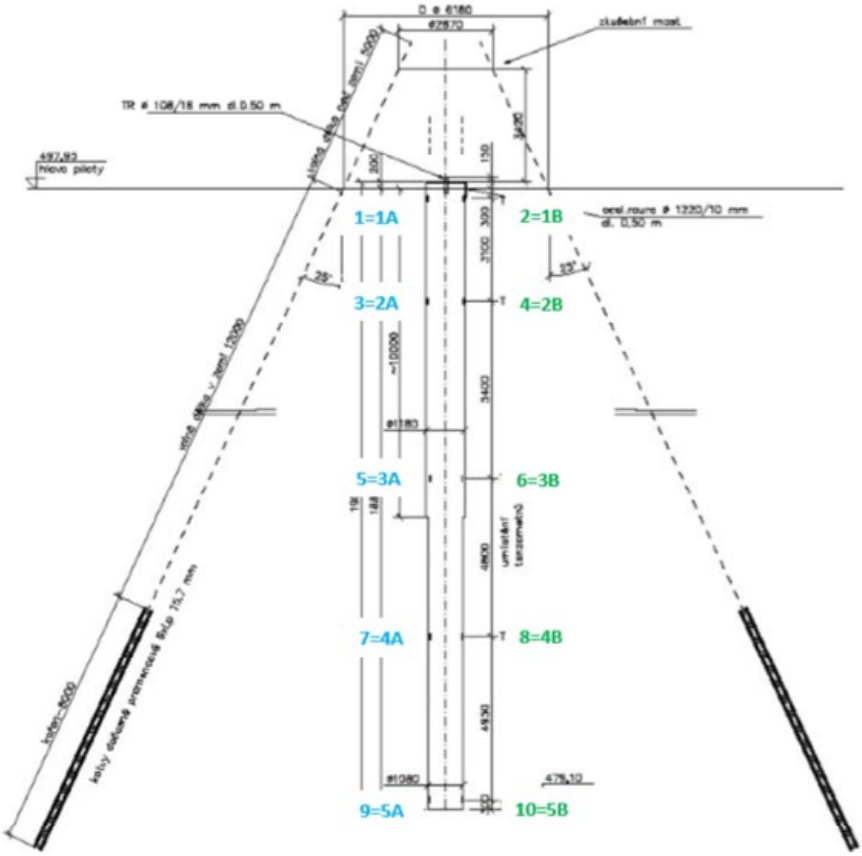
Statické zatěžovací zkoušky s postupně rostoucím zatížením (MLT) byly navrženy pro maximální zatížení 5,0 MN, 3,0 MN, 7,5 MN a 5,0 MN a byly realizovány pomocí ocelového zatěžovacího mostu, jež byl přikotven pomocí pramencových kotev, viz obr. 4 a 5. Zkušební piloty byly plně instrumentovány pomocí 5, resp. 6 úrovní dvojic strunových tenzometrů za účelem měření průběhu normálního napětí v dříku piloty. Zkoušky všech pilot proběhly hladce a prokázaly jejich vynikající únosnost, jak je souhrnně uvedeno v tabulce 1.

Tabulka 1: Souhrnné výsledky ověřovacích statických zatěžovacích zkoušek pilot

Popis	SO 73-20-13		SO 73-20-14	
	ZP1	ZP2	ZP3	ZP4
Délka zkušební piloty Lc (m)	18,85	18,00	22,00	25,34
Délka v únosné základové půdě R6/R5	11,85	16,00	20,50	21,84
Max. síla při zkoušce Pmax (kN)	5 000	3 000	7 500	5 000
Sedání při max. síle sc (mm)	4,03	2,05	4,87	4,60
Trvalá deformace po odlehčení st (mm)	1,07	0,83	1,79	2,07
Podíl síly přenášené pláštěm při Pmax (%)	69,3	69,2	--	96,1



Obr. 4 – Zkušební ocelový most s max. únosností 15 MN, kotvený pomocí horninových kotev



Obr. 5 – Schéma uspořádání zatěžovací zkoušky zkušební piloty ZP1

Na základě vyhodnocení výsledků tenzometrických měření napětí v dřících pilot ZP1, ZP2 a ZP4 bylo zjištěno, že průběh velikosti tření na plášti má zcela standardní charakter v rámci celé délky piloty, nicméně toto tření se ještě zdaleka nemohlo vyvinout, neboť posun dříku piloty (sedání) byl zcela minimální (do 4 mm) a limitní hodnotě tření na plášti odpovídá posun pláště piloty o velikosti cca 10–15 mm. Průběh napětí na patě měl opět zcela standardní tvar – zhruba lineárně rostoucí v oboru dosažených deformací, jež jsou však velmi malé. Pracovní diagram piloty ZP1 je na obr. 6. V případě zkušební piloty ZP3 došlo bohužel k poruše počítače, jenž průběžně (po 5 min.) načítal naměřené velikosti poměrné deformace, a tyto údaje se již nepodařilo obnovit. Přesto i pracovní digram této piloty ukazuje na její standardní chování (viz tabulka 1). Na obr. 7 je stanoven vypočtený průběh tzv. pracovního diagramu piloty v daném geol. profilu dle autorova programu („nelin“). Lze konstatovat, že ve srovnání s naměřenými velikosti jsou tyto zhruba dvojnásobné, což odpovídá běžně požadované bezpečnosti.

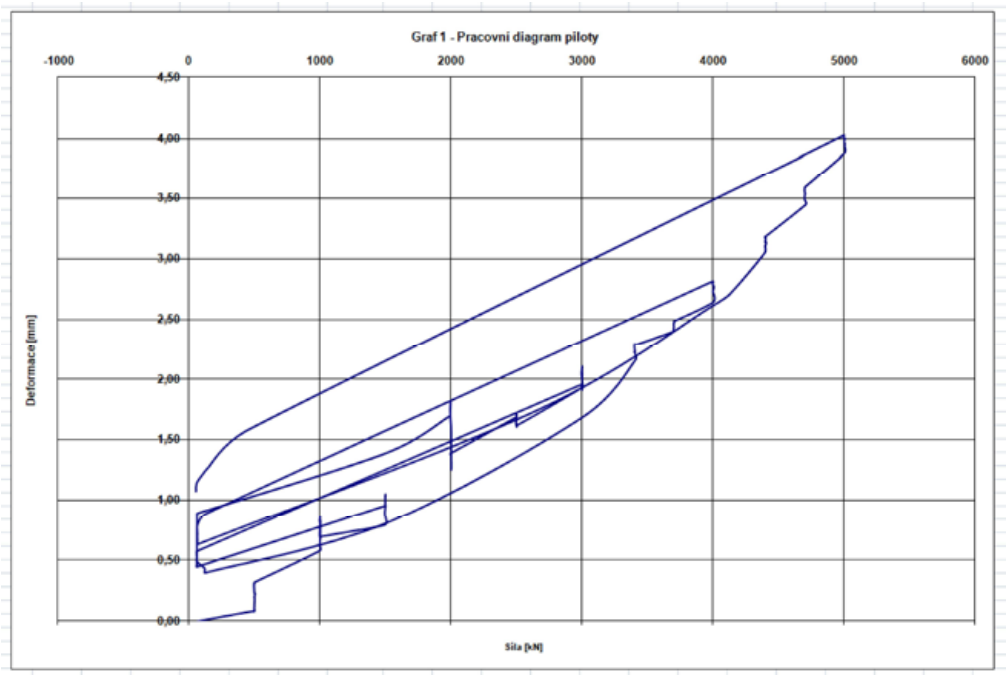
Výsledky zkoušek opět jasně ukázaly na nutnost stanovení únosnosti pilot dle zásad 2.m.s. (použitelnosti), kdy o únosnosti piloty rozhoduje přípustné sedání a návrhová únosnost

(1.m.s.) nemá pro toto posouzení žádnou vypovídací hodnotu. Tak např. z hlediska ČSN EN 1997-1 lze za návrhovou únosnost označit sílu:

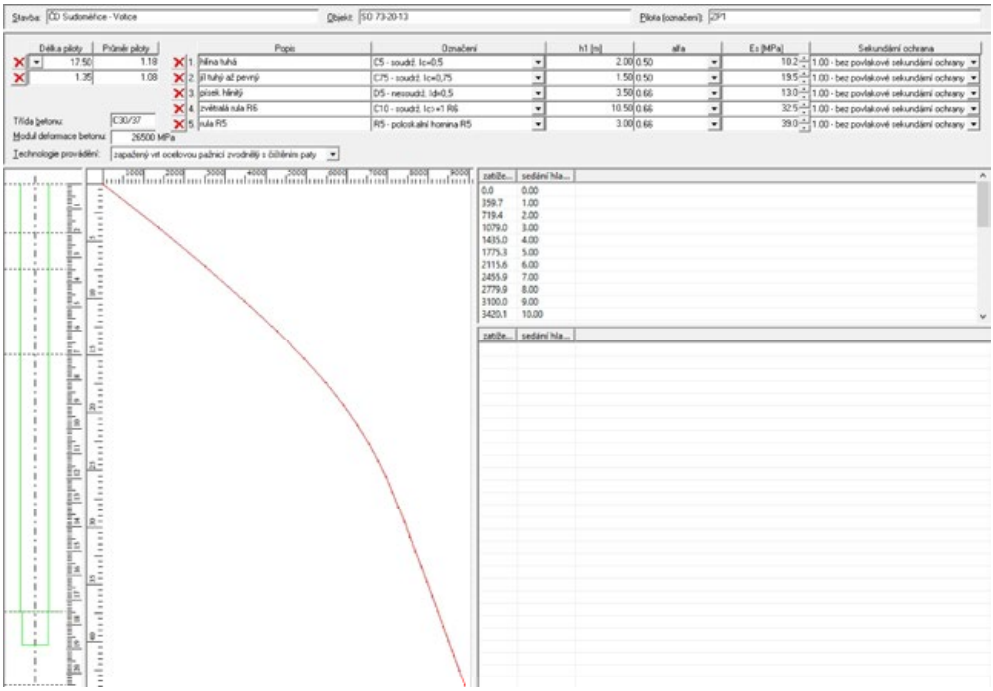
$$R_{c,d} = R_{c,k}/\gamma_d \; ; \; R_{c,k} = P_{max}/\xi$$

$$\text{kde: } \xi = 1{,}4; \quad \gamma_d = 1{,}15 \text{ , tedy } R_{c,d} = 5{,}0/(1{,}4.1{,}15) = \underline{3{,}11 \text{ MN}}$$

Tento údaj však není pro posouzení chování pilot pod základy mostu relevantní, neboť vždy záleží na úrovni dosažené deformace, jež je pro tuto sílu zcela zanedbatelná (cca s = 2,9 mm).



Obr. 6 – Pracovní diagram zkušební piloty ZP1



Obr. 7 – Výpočet průběhu pracovního diagramu piloty ZP1 dle programu „nelin“

doc. Ing. Jan Masopust, CSc.
ČVUT Praha, Fakulta stavební
Thákurova 7, 160 00 Praha 6
Tel.: +420 602 577 028
E-mail: geo.masopust@seznam.cz

Přepočty zatížitelnosti železničních mostů – výsledky, časté chyby, vývoj metodického pokynu

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

1. Úvod

Předmětem příspěvku je základní informace o zpracování aktualizace metodického pokynu pro určování zatížitelnosti železničních mostních objektů (dále jen metodický pokyn).

Dále pak výsledky zhodnocení řady provedených přepočtů se zaměřením na často prováděné chyby a další nedostatky.

2. Aktualizace metodického pokynu

Jedním z hlavních výstupů projektu „Metody expertního hodnocení železničních mostů a stanovení predikčních postupů (5003120024)“, financovaného SŽDC, byl návrh aktualizace metodického pokynu. Tato aktualizace spočívala v doplnění a modifikaci obecných kapitol a doplnění nových příloh, většina byla zaměřena na hodnocení ocelových mostů, kde se v posledních letech vyskytla řada komplikací.

První oblast úprav se týká redukcí při posuzování mezního stavu překlopení EQU, kdy lze využít zvýšenou hmotnost nezatíženého vlaku. Dochází k úpravě zatížení bočním rázem na hodnotu závisející na svislém zatížení. Nově lze též použít redukované zatížení brzdnými a rozjezdovými silami na neelektrifikovaných tratích. Upravují se kombinační součinitele pro současné působení větru a dopravy, v situaci, kdy zatížení vlakem je zatížení hlavní.

V příloze A – Ocelové mosty se nově doplňuje prediktivní vztah pro odhad tuhosti styčníků nýtovaných mostů, nutnost zohlednění tuhosti členěných prutů a skutečného fungování ložisek ve výpočetním modelu. Dále je doplněn vztah redukující kategorii únavového detailu nýtovaných styčníků v závislosti na míře jeho koroze.

V příloze B – Betonové mosty se upravují požadavky na šířku trhlin, a to jejich zmírněním, dále pak řada drobnějších úprav.

V příloze C – Zděné mostní objekty se doplňují vztahy pro stanovení pevnosti zdiva, pokud nejsou splněny minimální požadavky dané na maltu, a to v tlaku i smyku. Dále pak uvážení současných svislých a vodorovných účinků na klenbový pás a další menší úpravy.

Hlavní oblastí změn je pak doplnění nových příloh G až K, jde o přílohy:
- PŘÍLOHA G – Korekční součinitele pro zatížení ocelových mostů účinky větru,
- PŘÍLOHA H – Doporučení pro provádění diagnostického průzkumu ocelových mostů,
- PŘÍLOHA I – Doporučení pro provádění diagnostického průzkumu betonových mostních objektů (železobetonových a předpjatých),
- PŘÍLOHA J – Doporučení pro provádění diagnostického průzkumu zděných mostních objektů,
- PŘÍLOHA K – Doporučení pro provedení studijních zatěžovacích zkoušek ocelových a spřažených ocelobetonových mostů pro validaci výpočetního modelu 144.

Tyto přílohy upřesňují a specifikují požadavky na provádění diagnostického průzkumu, dále pak v případě ocelových mostů zavádějí tzv. korekční součinitele, které upřesňují zatížení větrem na základě výsledků měření ve větrném tunelu. Tyto korekční součinitele ve výsledku vedou k významné redukci zatížení větrem a následně pak ke stanovení příznivější a reálnější zatížitelnosti mostu.

Poslední kapitola K obsahuje doporučení vycházející ze zkušeností s prováděním měření a zatěžovacích zkoušek ocelových mostů, a to ve vztahu k provádění statických, dynamických zatěžovacích a informativních studijních zkoušek. Dále pak doporučení pro osazení snímačů poměrného přetvoření, pro měření průhybů při ověřovací zkoušce a vyhodnocení a interpretaci výsledků.

3. Analýza již provedených statických posouzení a expertiz

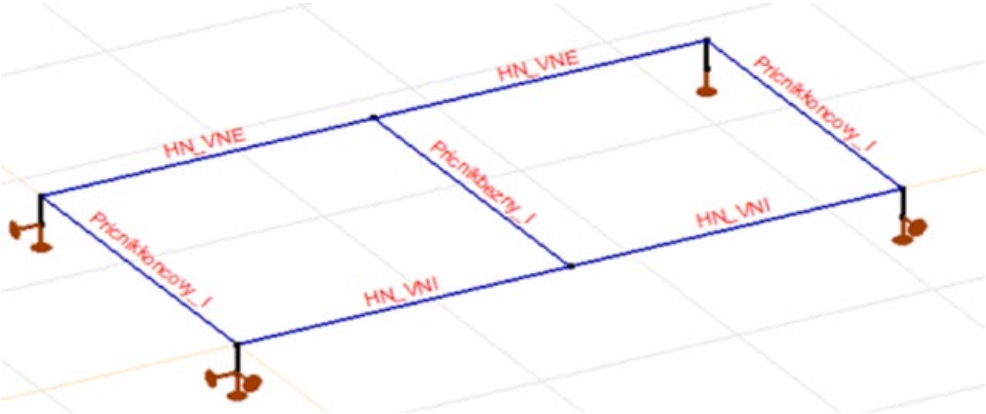
Další částí uvedené zakázky byla podrobná analýza již provedených přepočtů podle nového metodického pokynu, provedených různými společnostmi. Celkem bylo předloženo 33 přepočtů, z toho bylo 21 ocelových a spřažených mostů. V přepočtech bylo bohužel nalezeno poměrně významné množství chyb a nedostatků, které mohou mít dopad na zatížitelnost. V této kapitole je poukázáno na nejvýznamnější z nich, a to zejména s ohledem na poučení pro další realizované přepočty.

3.1 Chybějící dokladování modelu a předpokladů

V dnešní době je možnost kontroly strojního výpočtu velmi omezená. Řada informací je skryta v modelu a při kontrole je lze jen těžko odhalit. Jednou z věcí, které lze zkontrolovat, je způsob tvorby modelu. Jedná se zejména o:

- způsob uložení, typ ložisek, jejich tuhost, pružnost, velikost pružnosti,
- umístění kloubů a posuvných míst, jejich linearita či nelinearita, nebo tuhost,
- provedení excentricit,
- zadání korozního oslabení do modelu.

Ukázkou je například most na obr. 1 – zde je ukázán obrázek modelu. Jednak je dvojice ložisek podélně pevná, zde jde ale o nový most, lze tedy připustit, že vůle v ložisku jsou velmi malé. Zejména ale není jasný způsob modelování příčníků, tedy zda je uvážena svislá excentricita, zda je přípoj vetknutý nebo kloubový. Vzhledem k tomu, že chybí ztužení, je to důležitý fakt. Dále není zobrazen princip uložení zatížení na model – tedy umístění na jednotlivé prvky. To pak zamezuje i jen základní kontrole (kam a jak se aplikovalo zatížení dopravou, větrem, bočním rázem atd.).

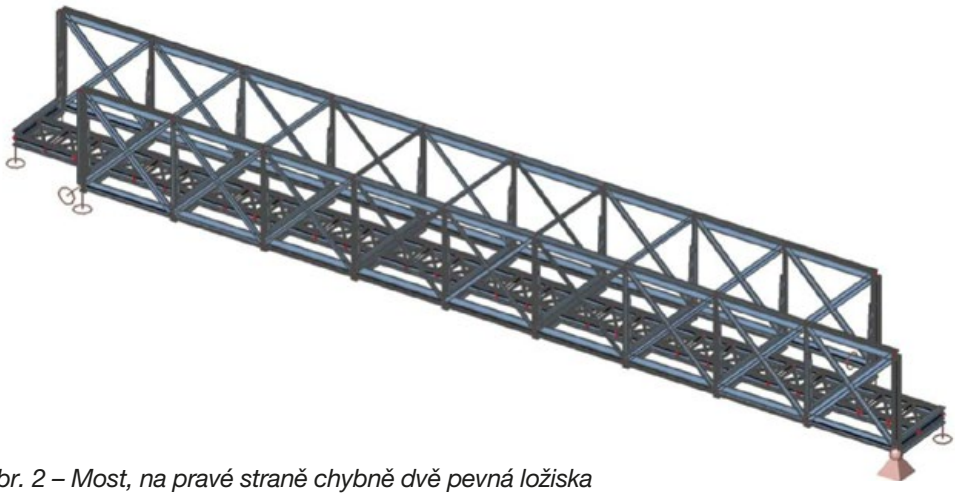


Obr. 1 – Jediný pohled na model, bez dalšího popisu

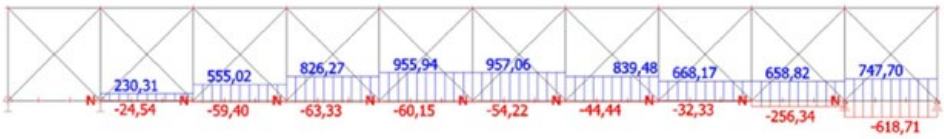
Je obecně vždy nezbytné popsat princip výpočetního modelu, okrajové podmínky, excentricity, tuhosti přípojů a způsob aplikace zatížení.

3.2 Modelování uložení mostu

Velmi častou chybou je způsob modelování ložisek. Stará ocelová pevná ložiska mají v uložení konstrukční vůli, která je obvykle až 5 mm. Při působení zatížení tedy dojde nejprve



Obr. 2 – Most, na pravé straně chybně dvě pevná ložiska

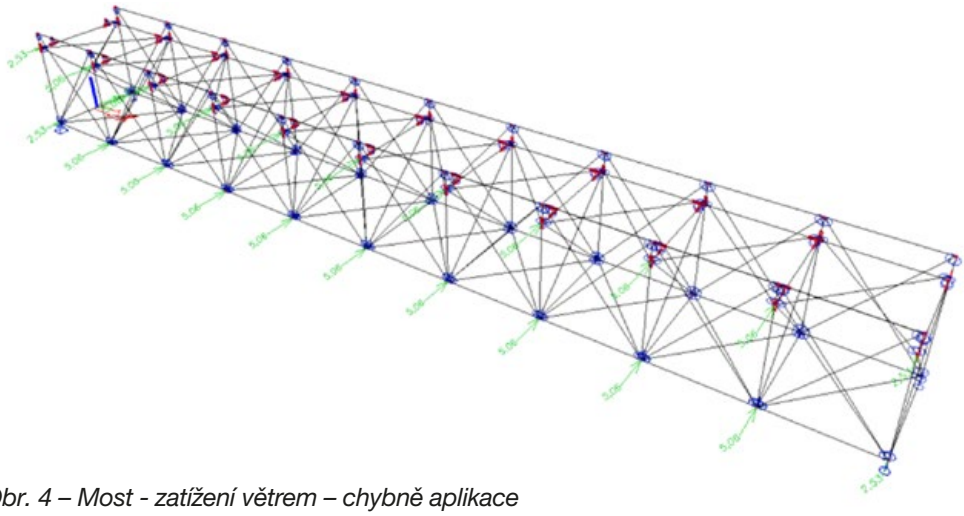


Obr. 3 – Důsledek chybného modelu – síla v dolním pase u opěry je blízká síle uprostřed rozpětí!

k zatížení překonávajícímu tření, dále k prokluzu a až následně fungují jako pevná. To ukazuje, že nelze toto ložisko zadat do modelu jako pevné, neboť to neodpovídá skutečnosti. Pokud je na jedné opěře zadána dvojice ložisek jako pevná, u úzkých mostů dochází k vetknutí mostu na vodorovné účinky větru a vzniku značných reakcí, a i namáhání mostu či vodorovného ztužení. Toto chování však neodpovídá skutečnosti. Tento problém byl nalezen na řadě modelů. Ukázka je na obr. 2, kde jsou patrná 2 pevná ložiska. To vede k síle v dolním pase, která je tlaková a podobná jako tah uprostřed rozpětí. I pokud bychom připustili malou vůli v ložisku, není běžné ložisko uložené na olovu takovou sílu schopno přenášet, dojde k jeho posunu a vymizení tlakové síly.

3.3 Chybné zatížení NK

Zásadní chyba v zatížení je provedena na mostě na obr. 4, zde bylo zatížení větrem na pás pohyblivého zatížení aplikováno pouze jako vodorovná síla na horní pas, ale byl zcela absentován vliv přitížení a odlehčení na podélnících. Tedy i klopné účinky jsou zcela mylné.



Obr. 4 – Most - zatížení větrem – chybně aplikace

3.4 Zanedbání ohybových účinků na mostech příhradových

Další chybou je zanedbání ohybových účinků na příhradových mostech. Ohybové momenty, vznikající většinou jako důsledek excentricit v přípoji, jsou obvykle malé, nicméně malá je i únosnost diagonál a svislic v měkké ose. Tedy i malý moment může vyvolat velké napětí.

Obdobně příčníky jsou namáhány nejen svislým momentem, ale i vodorovným, který má často zásadní důsledky na vzniklé napětí.

Přesto lze nalézt přepočet, kde svislice příhradového mostu byla posouzena jen na normálovou sílu, přestože je do ní uchycen příčník a od vodorovných účinků přenáší momenty. Obdobně příčník byl posouzen pouze na kombinaci N a My, ale vliv Mz, který je dominantní, byl zcela zanedbán.

2.7.28 Příčníky

V posouzení je uvažováno se zesílením stojiny pod podélníky. Dle korozního průzkumu je uvažováno s korozními úbytky na povrchu horních pásnic 2 mm a 1 mm u dolní pásnice. Orezivění stojiny je uvažováno 2 mm.

průřezová plocha...	$A = 8{,}131.10^{-3}\ m^2$
výpočtová pevnost plávkové oceli...	$R_d = 200$ MPa
tahová únosnost prvku...	$N_{Rd} = 1626{,}3$ kN
ohybová únosnost prvku...	$M_{Rdy} = 252{,}4$ kNm
smyková únosnost...	$Q_{Rd} = 1299{,}0$ kN

Stanovení zatížitelnosti (N + M + Q):

z_{UIC} = ... zjištěno iteračně z následující rovnice:

$$\frac{64{,}0 + Zuic * 148{,}7}{1626{,}3} + \frac{36{,}0 + Zuic * 162{,}6}{252{,}4} + \frac{26{,}2 + Zuic * 422{,}4}{1299{,}0} = 1$$

z_{UIC} = 0,83

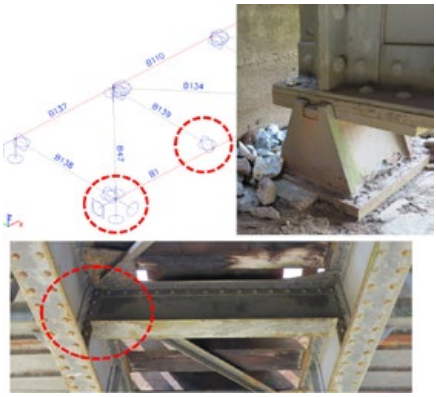
Obr. 5 – Vyčíslení zatížitelnosti jen z N a MY, chybí Mz

3.5 Chybné předpoklady modelování styčníků

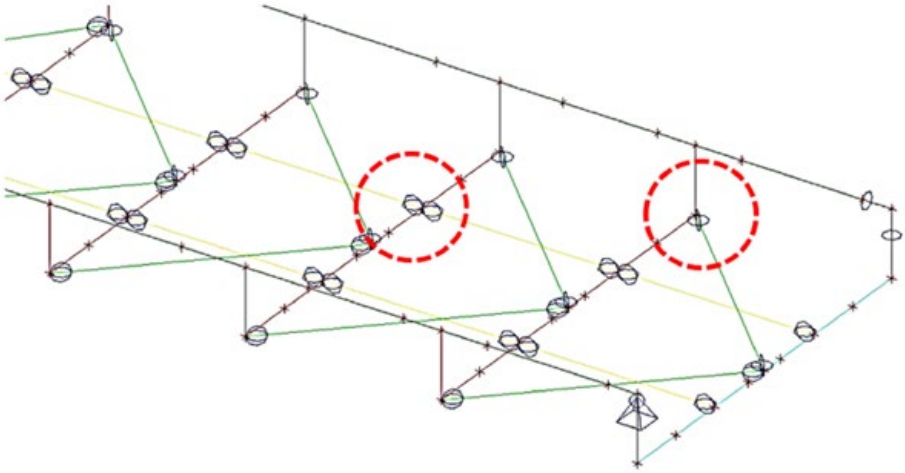
Způsob modelování styčníků je zásadní pro zjištění ohybových momentů na prutech, a to i na prutech příhradových mostů. Jde jak o primární momenty, tak parazitní momenty vznikající v důsledku excentrického připojení.

Ukázka je na mostě na obr. 6 – ložisko modelováno jako vetknuté ve směru x (kolem osy hlavního nosníku), v reálu ale není vetknuto, může se na úložné přímce natočit a nadzdvihnout. Natočení brání svislá tuhost příčníku, který je ve svislém směru vetknut do hlavního nosníku. Přípoj příčníku na hlavní nosník ve svislé rovině je tuhý a blíží se spíše vetknutí, přesto je v modelu proveden jako kloubový.

U mostu na obr. 7 je přípoj podélníku a příčníku modelován jako kloubový. Lze ale předpokládat, že bude zajištěna částečná spojitost a polotuhost. U tohoto mostu nevyhověl podélník na účinky bočního rázu. Je otázkou, zda by snížení kladných momentů nemohlo pomoci. Dále by bylo možné zohlednit určitou polotuhost přípoje příčník a podélník – ta by rovněž mohla pomoci.



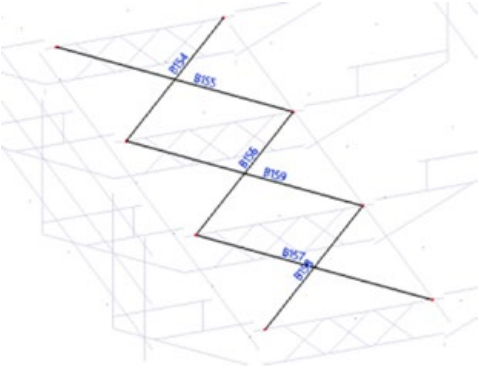
Obr. 6 – Chybné modelování styčníků a ložiska



Obr. 7 – Chybné modelování styčníků a ložiska

3.6 Neuvážení momentů v důsledku excentricity

Řada prvků je na příhradovém mostě připojena excentricky. Jde prakticky o všechny prvky, významné je to ale zejména na ztužení. Zde jsou obvykle úhelníky napojeny jednou přírubou na styčníkový plech, což při zatížení vyvolává mimo síly N i moment My. Ten ale bývá často opomíjen. Jeho opomenutí ale vede k zanedbání významného napětí a je chybné.



Průřez ztužidlo				
Zatížení	N_{ed} (TLAKOVÁ SÍLA) [kN]			
	B154	B155	B156	B157
ZS1 - Vl.tíha+stále	0,00	0,00	0,01	0,00
ZS2 - Zat. Chodníku a zábradlí	0,00	0,00	0,00	0,00
ZS3 - Vítr	16,36	5,65	2,33	4,93
ZS4 - Teplota	0,00	0,00	0,00	0,00
ZS5 - Model 71 - svislé zatížení	23,20	21,43	14,23	13,49
ZS6 -Model 71 - odstředivá síla	0,00	19,68	0,00	0,00
ZS7 - Boční ráz	49,53	29,27	2,43	24,57
ZS8 - Brzdní a rozjezdová síla	0,03	0,25	0,01	0,11
ZS9 - Model C3/50 - svislé zatížení	15,93	13,64	9,61	9,47
ZS10 - Model C3/50-odstředivá síla	0,00	15,74	0,00	0,00
Nejnepříznivější kombinace ZS				
$N_{rs,Ed}$	80,93	64,35	5,53	36,98
$N_{LM71,Ed}$	60,32	55,72	37,00	35,07
N_{Rd}	98,24	98,24	98,24	98,24
Z_{LM71}	**0,29**	**0,61**	**2,51**	**1,75**
PŘECHODNOST	NE	ANO	ANO	ANO

Obr. 8 – Ztužení NK, vpravo vyčíslení zatížitelnosti – jen z normálové síly N

4. Závěr

Závěrem lze konstatovat, že aktualizace metodického pokynu přináší řadu nových podkladů, které znamenají úlevu od požadavků Eurokódu, aniž by to mělo dopad na bezpečnost mostu.

Dále lze konstatovat, že stávající přepočty vykazují některé systémové nedostatky, dané zejména chybným či nevhodným způsobem tvorby numerického modelu. Autor příspěvku

se s podobnými chybami setkává u studentů v bakalářských a diplomových pracích, a tedy se domnívá, že příčinou může být nedostatečná kontrola zkušených statiků a hektické tempo v projekčním tlaku v dnešní době. Lze zejména doporučit důslednější kontrolu, uspořádání školení zaměřeného na přepočty zatížitelnosti a zejména vlastní přemýšlení nad výsledky modelu a reálným působením konstrukce. Doufejme, že tento příspěvek rovněž pomůže eliminaci uvedených nedostatků.

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

Modernizace trati Brno – Přerov, 5. stavba Kojetín – Přerov SO 26-19-04 – Železniční most v km 73,610 (Morava)

Ing. Vít Hoznour, Ing. Dávid Kuczik, Ing. Michal Hacaperka, SAGASTA s.r.o.

Článek se zabývá návrhem nového železničního mostu v km 73,610 trati Brno – Přerov. Jedná se o ocelový most o třech polích s rozpětím 35,0 m + 49,0 m + 35,0 m, který převádí dvě traťové koleje v přímé přes řeku Moravu. Mostní objekt je navržen jako dvojice mostů, pod každou kolejí bude zřízena samostatná konstrukce. Nosná konstrukce je navržena jako trámová z ocelových hlavních plnostěnných nosníků. V krajních polích jsou nosníky navrženy s proměnnou výškou, ve středním poli jsou nosníky konstantní výšky a jsou vyztužené obloukem jako Langerův trám. Kolejové lože je uzavřené v ocelovém žlabu. Most je založen hlubinně na pilotách. Návrh konstrukce je zpracován ve stupni DÚR.

1. Úvod

Návrh mostního objektu je součástí akce „Modernizace trati Brno – Přerov, 5. stavba Kojetín – Přerov“. Samotný most se nachází v Olomouckém kraji mezi Kojetínem a Chropyní a ve stávajícím stavu převádí jednokolejnou železniční trať přes řeku Moravu. Z důvodu zdvoukolejnění trati a nevyhovujícího stávajícího mostu je navržen nový objekt, který tvoří dva jednokolejné mosty na společných žb. opěrách, hlubinně založených. Nosnou konstrukci nového objektu tvoří ocelové plnostěnné nosníky, které jsou ve středním poli vyztužené obloukem staticky působícím jako Langerův trám. Návrh objektu byl zpracován ve stupni DÚR v roce 2018.

2. Popis konstrukce ve stávajícím stavu

Stávající objekt tvoří jednokolejný most o třech polích, který přemosťuje řeku Moravu. Nosnou konstrukcí tvoří příhradové nosníky, mostovka je spodní. Kolejový svršek je uložen na mostnicích. Příhradové nosníky jsou v krajních polích konstantně vysoké 4,2 m, střední pole je tvarováno do oblouku s výškou 7,9 m uprostřed rozpětí. Rozpětí jednotlivých polí je

Obr. 1 – Pohled zprava na stávající most

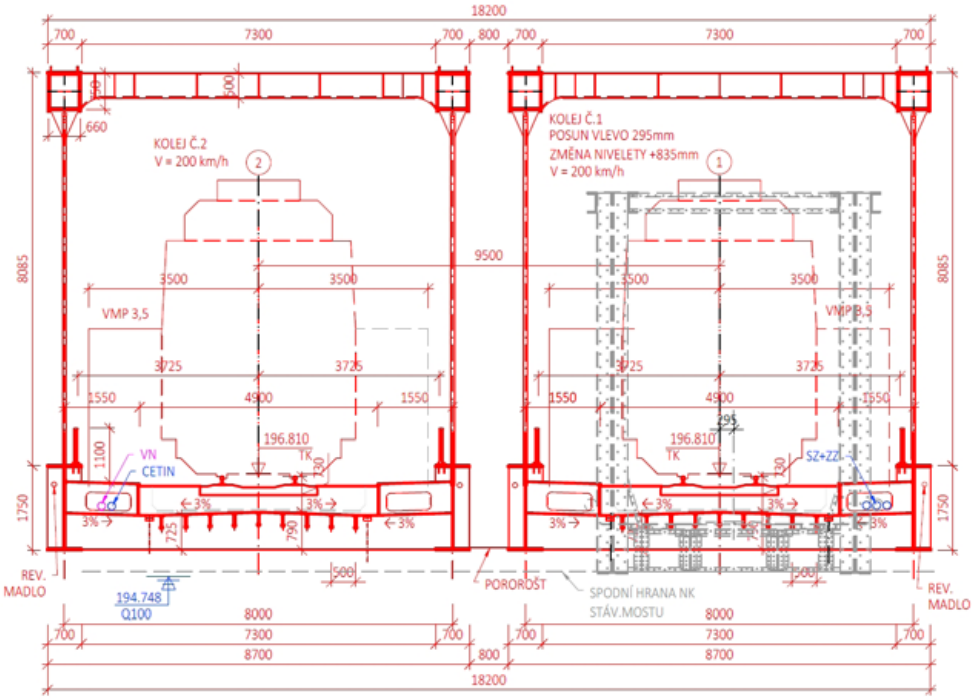
35,28 m + 47,60 m + 35,42 m, celková délka přemostění je 118,9 m. Hlavní nosníky jsou od sebe vzdáleny v osové vzdálenosti 5,0 m. Na mostě není splněný VMP 2,5.

Spodní stavba objektu je kamenná a skládá se z opěr O1, O2 a středních pilířů P1, P2. Opěra O1 a pilíř P1 jsou podchyceny hlubinně, opěra O2 a pilíř P2 jsou založeny plošně. Šířka opěr je 10,0 m, šířka pilířů je 9,3 m. Pilíře jsou na obou stranách zaobleny a nachází se na nich stožáry TV. Na opěrách i pilířích se nacházejí ocelová ložiska podpírající NK. Křídla mostu jsou rovnoběžná.

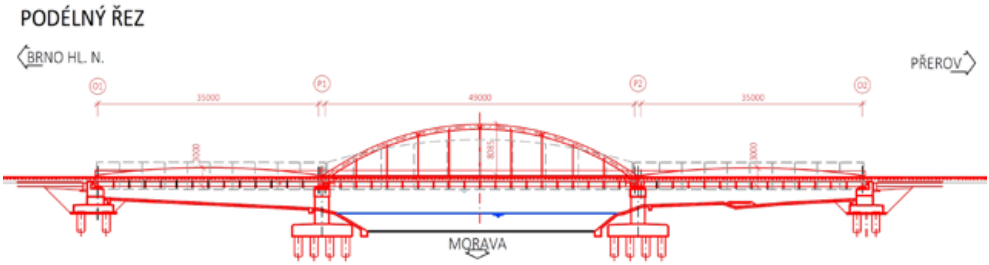
3. Návrh nové konstrukce

Nosná konstrukce mostu je ocelová na rozpětí 35,0 m + 49,0 m + 35,0 m. NK tvoří v krajních polích ocelové plnostěnné nosníky s proměnnou výškou 1,75–3,0 m. Střední pole tvoří ocelové nosníky vyztužené obloukem (Langerův trám) se vzepětím uprostřed 8,1 m. Nosníky pro obě NK jsou v osové vzdálenosti 8,0 m pro splnění VMP 3,5. Osová vzdálenost kolejí jednotlivých mostů je 9,5 m. Nosníky jsou v příčném směru propojeny příčníky s výškou cca 750 mm. Plech mostovky tl. 15 mm je v podélném směru vyztužen podélnými páskovými výztuhami. Most je uložen na kalotových ložiskách a je uspořádán jako tři prostá pole za sebou. Mostní závěry jsou navrženy lamelové. Kolejové lože na objektu je uloženo v ocelovém žlabu, který je podporován ocelovými příčníky a podélnými výztuhami. Na objektu je navržena nástřiková izolace. Most je odvodněn příčným sklonem žlabu směrem k nosníkům a dále mostními odvodňovači.

Spodní stavbu objektu tvoří železobetonové opěry a pilíře, které budou hlubinně založeny na velkoprůměrových pilotách. Pod opěrami jsou navrženy dvě řady pilot DN1200 a pod pilíři čtyři řady pilot. Piloty budou umístěny v jílovém podloží a jsou navrženy délky 20 m. Opěra je navržena jako společná pro oba mosty a její šířka činí 19,5 m. Na opěrách jsou z obou stran navržena železobetonová zavěšená rovnoběžná křídla, na kterých bude osazena římsa se zábradlím navazující na zábradlí na nosné konstrukci. Pilíře jsou navrženy s celkovou šířkou 21,9 m a s tloušťkou dříku 2,2 m. Na obou stranách budou pilíře zaoblené. Na pilířích budou kromě nosné konstrukce na ložiskách umístěny i trakční stožáry.



Obr. 2 – Příčný řez NK – střední pole



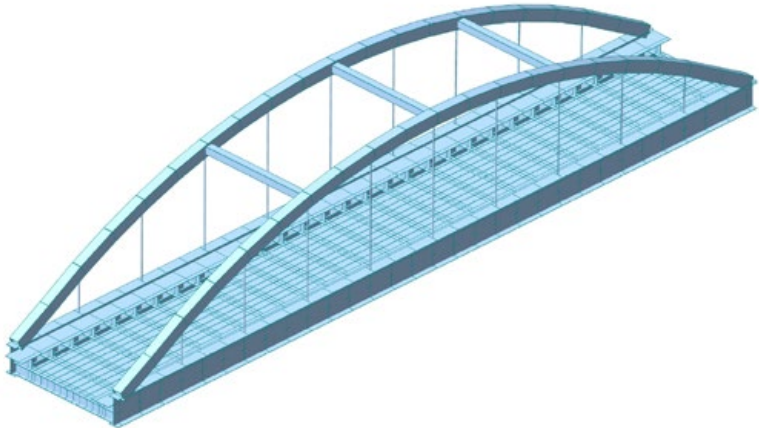
Obr. 3 – Podélný řez nového mostu

4. Statické posouzení

Pro návrh nového mostního objektu bylo zpracováno statické posouzení v rozsahu přípravné dokumentace. Ve statickém výpočtu byly ověřeny dimenze základních prvků nosné konstrukce, dále bylo ověřeno založení objektu s ohledem na deformace spodní stavby a také byla posouzena kombinovaná odezva mostu a koleje.

4.1 Posouzení nosné konstrukce

Pro posouzení nosné konstrukce byl vytvořen prostorový model v programu Midas. Na modelu byly zjištěny vnitřní síly rozhodujících prvků (hlavní nosník, oblouk, plech mostovky), které se staly podkladem pro posouzení konstrukce z oceli třídy S460.

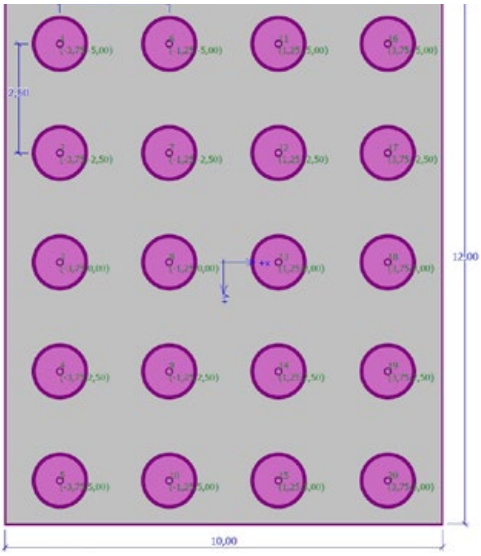


Obr. 4 – Model středního pole v programu Midas

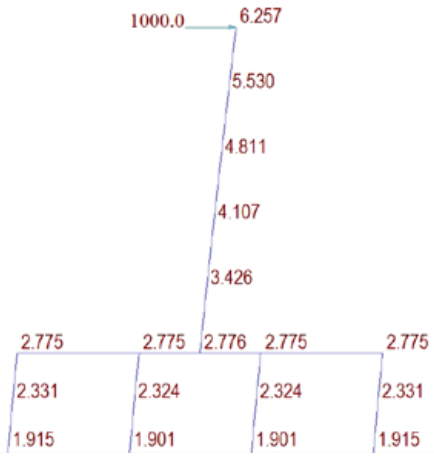
4.2 Posouzení spodní stavby

Spodní stavba je založena hlubinně na velkoprůměrových pilotách. Pro návrh založení byly využity výsledky geologického průzkumu, který byl proveden ve formě čtyř IG vrtů. Z provedených průzkumných prací vyplynulo, že piloty budou vetknuty do miocenních jílů, nad kterými se nachází štěrkový zvodnělý kolektor (6–7 m). Založení objektu se bude nacházet pod úrovní hladiny spodní vody.

Pro posouzení založení byly využity dva výpočetní programy – GEO5 a Midas. V programu GEO5 byly zjištěny účinky základu v zastižených zeminách a deformace základu při zatížení



Obr. 5 – Základ pilíře v programu GEO5



Obr. – 6 Stanovení deformací pilíře v programu Midas

horní stavby. Dále byla spodní stavba modelována v programu Midas, kde pružné podpory pro piloty charakterizující zemní prostředí byly zadány tak, aby odpovídaly výsledkům zjištěným v programu GEO5. V Midasu pak byla zjištěna vodorovná tuhost spodní stavby v úrovni uložení, která pak byla použita pro posouzení kombinované odezvy koleje.

4.3 Posouzení kombinované odezvy

Statické působení konstrukce bylo navrženo jako tři prosté nosníky za sebou. Posouzení kombinované odezvy bylo provedeno metodou komplexní analýzy, kdy bylo ověřováno napětí v kolejnici od všech účinků zatížení: vnitřní napětí kolejnice od výroby, teplotní změny kolejnice a teplotní změny konstrukce, globální a lokální účinky kolejové dopravy. Ověření kombinované odezvy bylo provedeno dle článků ČSN EN 1991-2 a MVL 150. Pro výpočet byl použit model v programu Midas.

Obr. 7 – Schéma modelu pro posouzení kombinované odezvy mostu a koleje

Tuhost K1 … reprezentuje přenos vodorovných sil z koleje do mostu
Tuhost K2 … reprezentuje přenos vodorovných sil z koleje do podloží
Tuhost K3 … reprezentuje tuhost spodní stavby

Pro jednotlivé účinky zatížení bylo pak stanoveno napětí v kolejnici.

č.	Zatěžovací stav	σ char [Mpa]	α	δ	γf	σ návrh [Mpa]
1	vnitřní napětí od výroby	100,00	-	-	1,00	100,0
2	ochlazení koleje	136,80	-	-	1,00	136,8
3	ochlazení NK	112,90	-	-	1,00	112,9
4	brzdná síla	35,90	-	-	1,45	52,1
5	svislé zatížení dopravou UIC	7,70	1,00	1,05	1,45	11,7
6	lokální zatížení nápravou	45,10	1,00	1,26	1,45	82,4
	Celkové napětí v kolejnici					495,9

Tab. 1 – Výpočet napětí v kolejnici

5. Závěr

Návrh mostu přes řeku Moravu vyžaduje podrobnější přístup k řešení i ve fázi přípravné dokumentace. Je nutné zohlednit nikoliv jen samotný výsledný návrh mostu, ale i způsob výstavby, používání i budoucí údržbu objektu, zároveň je třeba provést i předběžné statické posouzení konstrukce. Zvolený návrh třípolového mostu vyhovuje daným kritériím a zároveň svým tvarem odkazuje i na historii původního objektu.

Ing. Vít Hoznour
SAGASTA s.r.o.
Tel.: +420 606 643 705
E-mail: vit.hoznour@sagasta.cz

Ing. Dávid Kuczik
SAGASTA s.r.o.
Tel.: +420 720 053 341
E-mail: david.kuczik@sagasta.cz

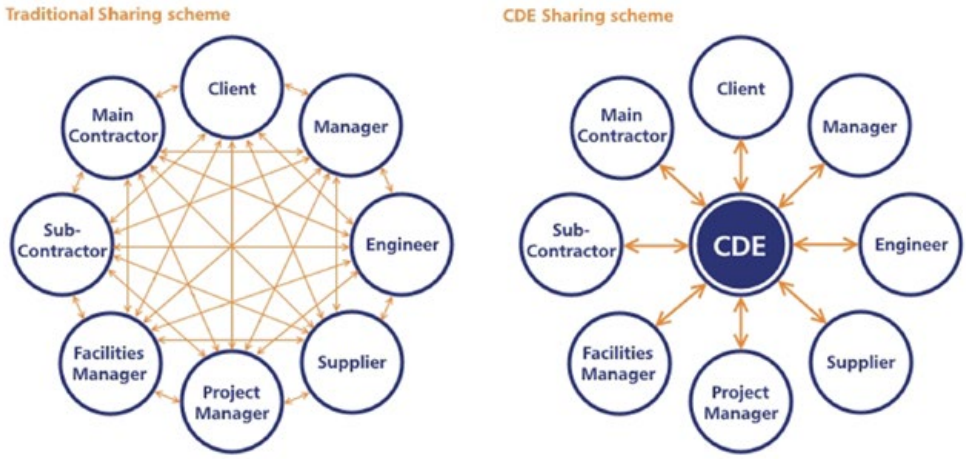
Ing. Michal Hacaperka
SAGASTA s.r.o.
Tel.: +420 727 855 211
E-mail: michal.hacaperka@sagasta.cz

Současný stav problematiky obecného BIM modelu pro mostní stavby

Ing. Filip Adler, Ing. Rostislav Krč, Ing. Pavel Dvořák,
doc. Ing. Jaroslav Navrátil, CSc., Ing. Filip Svoboda
Dlubal Software s. r. o.

1. Úvod

BIM (Building Information Modeling) neboli informační modelování staveb je proces vytváření, užití a správy dat o stavbě během jejího životního cyklu. Slovo BIM kromě procesů („M“ by zde mohlo reprezentovat i „management“) zahrnuje i 3D BIM model. Již z jeho názvu je patrný rozdíl mezi 3D BIM modelem a pouhým trojrozměrným digitálním modelem stavby, což vystihuje slovo „Information“. BIM model je ve své podstatě rozsáhlá databáze



Obr. 1 – Znázornění komunikace pomocí CDE [2]

strukturovaných informací se vzájemnými referencemi obsahující komplexní data pro plánování, návrh, stavbu, údržbu stavby až po demolici v průběhu celé životnosti.

Zjednodušeně lze rozdělit obsah BIM modelu na grafické a negrafické informace (používá se označení parametry, atributy nebo vlastnosti) o jednotlivých prvcích, z nichž je 3D model složen. Mohou obsahovat konstrukční, materiálové a užitné vlastnosti, pozice v harmonogramu výstavby, jednotkovou cenu, harmonogram kontrol a výměn, investiční a provozní náklady a další. Tímto způsobem lze vytvořit model skutečného objektu, který slouží nejen při navrhování a provádění stavby, ale rovněž při jejím provozování a udržování. [1]

Centrem metodiky BIM je společné datové prostředí CDE (Common Data Environment), které funguje jako repozitář všech informací. Základní funkcí CDE je shromažďování, správa a šíření informací (reporty, notifikace, úkoly, …) mezi všechny účastníky projektu. Samotný 3D BIM model je zde ukládán a verzován ve standardizovaném formátu IFC (Industry Foundation Classes). Standardizaci formátu IFC lze rozdělit na formát a obsah. Formát IFC souborů je v současnosti vyvíjen a spravován organizací BuildingSMART International jako otevřený datový standard. Od verze IFC4 je již akceptovaný a definovaný v normě ČSN EN ISO 16739:2017, zatímco standardizace nebo doporučení rozsáhlosti obsahu dosud nebyly zveřejněny a neexistují ani na úrovni EU.

Minimální obsah IFC souboru by mohl být odvozen z definovaného IDM (Information Delivery Manual). IDM definuje proces, který zahrnuje alespoň dva typy softwaru, které si mezi sebou potřebují vyměňovat data. Kvantitu a kvalitu dat potřebných pro výměnu je nutné definovat pro každý krok BIM procesu, jakož i typ softwaru, který daná profese využívá.

BIM proces v budoucnu ovlivní každého účastníka projektu počínaje investorem, architektem, inženýrem, stavitelem, vlastníkem, správcem objektů přes výrobce, dodavatele softwaru až po kohokoliv ve společnosti, kdo bude výsledné prostředí využívat pro život, práci a odpočinek. Tento článek se zaměřuje na specifické problémy projektantů při práci s BIM metodou.

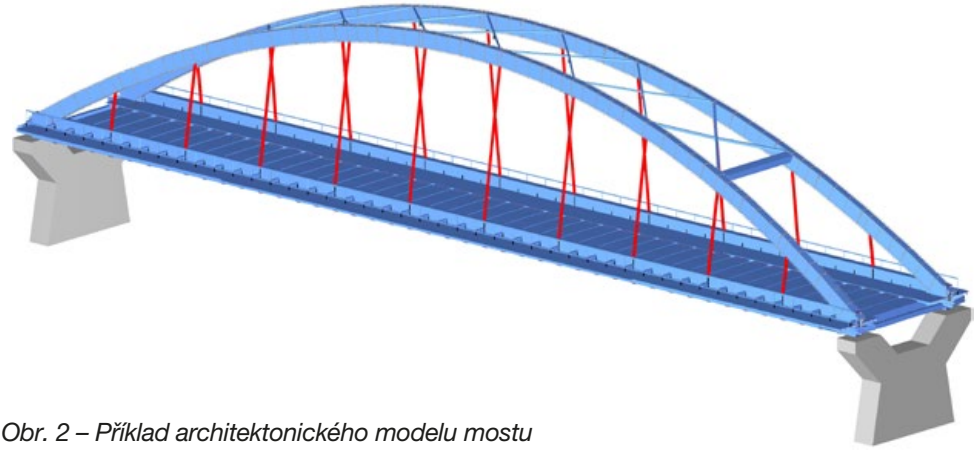
V klasickém 2D CAD procesu je těžiště stráveného času u vytváření dokumentace různých stupňů rozpracovanosti. Pokud pomineme spoustu výhod BIM projektování, jako je třeba detekce kolizí a aktuálnost datových podkladů, zkušenosti z pilotních projektů ukazují, že čas strávený u tvorby dokumentace se u BIM procesu oproti CAD řešení zmenšuje. Tím nastává posun těžiště času k tvorbě architektonického a statického modelu a tento efekt klade zvýšené požadavky na výrobce statického softwarového řešení z hlediska efektivity a jednoduchosti používání. Zvýšení efektivity nemusí nutně vést k úspoře času, ale mělo by postupnými kroky vést k optimalizaci z hlediska celkového cíle na základě dimenze BIM (kupříkladu celkové ceny díla u BIM 5D).

Pokud projektant věnuje dostatečnou pozornost a množství času možnosti využití šablon a prefabrikace řešení, lze dosáhnout dalších úspor a omezení chybovosti. Šablonou může být obecně jakýkoliv proces, který se v průběhu návrhu opakuje. Čas strávený tvorbou šablon se obtížně kvantifikuje nárůstem efektivity, jelikož velikost úspory roste s počtem projektů, na které byla použita. Tento krok by se měl uplatňovat u všech procesů BIM.

[3] Příkladem efektivity může být „chytré“ napojení na vstupní data z jiných softwarů. Taková vstupní data jsou obsažena v IFC souboru jako objekty v příslušném pohledu na celkový model. V případě mostních konstrukcí se nabízí např. možnost svázat geometrii mostu a jeho průřezů s niveletou silniční trasy. S každou změnou původních dat se dle správně zvolené reference regeneruje skutečný tvar, případně statický model mostu automaticky. V současnosti je již vydána verze IFC4.1, která obsahuje IFC Alignment, tedy vedení silniční trasy. Jako součást další verze IFC5 se očekává sada IFC Bridge, IFC Rail, IFC Road a IFC Tunnel potřebná pro inženýrské stavby.

2. Datové modely v koncepci BIM

Digitální informační model budovy nebo mostu se skládá z více dílčích modelů, které jsou navzájem propojeny [4]. Skutečný tvar konstrukce je zachycen v architektonickém modelu. Jedná se o model mostu včetně příslušenství, ložisek, pokrytí vozovky apod. Tento model je klíčový pro koordinaci stavby a může už ve fázi její přípravy poukázat na kolize mezi jednotlivými částmi, které by v případě 2D výkresů nemusely být na první pohled zřejmé. Příklad architektonického modelu obloukového mostu je znázorněn na obr. 2.

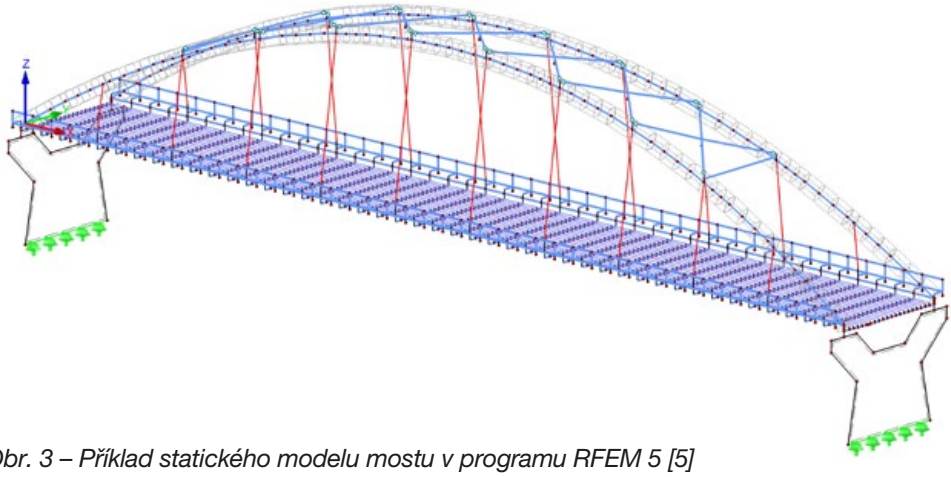


Obr. 2 – Příklad architektonického modelu mostu

Na tento model pak lze uplatňovat různé definice náhledu, tzv. MVD (Model View Definition), což jsou vlastně definice pohledů na model. Lze tak vybrat jen určité skupiny prvků a jejich vlastností podle účelu použití, jako například betonové/ocelové části, zařízení a příslušenství, vedení inženýrských sítí apod.

Na architektonickém modelu nelze ovšem přímo provádět statické výpočty konstrukce. Proto je nutné nejdříve z architektonického modelu vytvořit tzv. model statický (strukturální), který odpovídá statické reprezentaci konstrukce. Nutno podotknout, že statický model konstrukce může být vytvořen více způsoby, v závislosti na daném statikovi a použitém softwaru. Pro globální analýzu konstrukce se tak například z trojrozměrného objektu oblouku mostu z obr. 2 vytvoří soustava jednorozměrných prutů daného průřezu, které budou navzájem spojeny uzly v místech napojení závěsů a ztužidel. Délka závěsů se v této statické reprezentaci fakticky zvětší, protože prut závěsu bude napojen až na osu prutu

mostovky a oblouku, nikoli jen na jejich povrch, jak je tomu ve skutečnosti. Tento prutový statický model může být alternativně vytvořen rovněž jako model deskostěnový pro analýzu mostovky, trojrozměrný pro analýzu pilíře apod. Všechny tyto modely tvoří ucelený statický model konstrukce, na který si opět můžeme vytvořit různé pohledy a zobrazit jen určitou dílčí část. Příklad statického modelu obloukového mostu je znázorněn na obr. 3.



Obr. 3 – Příklad statického modelu mostu v programu RFEM 5 [5]

Postup tvorby statického modelu mostu ve specializovaném statickém softwaru napojeném na CDE začíná importem modelu architektonického, například přes otevřený datový formát IFC. Jaká data budou předána neboli jaké objekty má mít model na dané úrovni, závisí na specifikaci v manuálu pro předávání informací IDM (Information Delivery Manual). Z těchto dat bude následně vytvořen model statický, a to buď manuálně uživatelem, nebo automatickými nástroji. Při manuálním převodu si uživatel může vybrat, zda daný IFC objekt převede na prut, plochu nebo těleso. Při konverzi je možno zadat zarovnání prutu nebo plochy vzhledem ke střednici. Automatický převod si vhodný konverzní nástroj vybere dle typu IFC objektu. Vytvořený model se většinou ukládá do tzv. nativních dat, což jsou datové struktury používané interně pro účely daného softwaru. Nejsou to už přímo data dle definice IFC, ale jedná se o předzpracovaná data. To umožňuje IFC objekty zobrazovat přímo v grafice RFEMu a ukládat tyto objekty společně s RFEM modelem. Model může být doplněn o další prvky, lze provést výpočet konstrukce a posouzení. Posouzením dle nastavené normy získáme přehled o využití jednotlivých částí mostu. Může se stát, že empiricky navržené nosné prvky při detailní statické analýze nevyhoví, nebo naopak nebudou optimálně využity, a proto je bude nutné změnit. Vzhledem k tomu, že při tvorbě statického modelu není vhodné měnit objekty modelu architektonického, bude požadavek na změnu prvku zaslán zpět do CDE formou notifikace. Zároveň je do CDE zapsán statický model ve formátu IFC, který vznikl převedením nativního modelu se zachováním referencí na architektonický model, viz obr. 3.

Vyvstává otázka, má-li vůbec být statický model součástí BIM, či nikoli. Často se totiž pod pojmem BIM chápe pouze architektonický model a statická část se modeluje odděleně. Zakomponování statického modelu do koncepce BIM s sebou ovšem nese určité výhody.

Může tak vedle sebe existovat architektonická i statická část, která bude mít návaznost na celý model. Je ovšem nutné, aby při tvorbě statické části byly zachovány reference na původní objekty v architektonickém modelu. Jen tak lze dosáhnout toho, aby se při změně vlastností architektonického modelu tato změna projevila i v modelu statickém. Opět záleží na nastavení a možnostech daného softwaru, zdali tuto změnu implementuje automaticky, nebo pouze uživatele upozorní formou tzv. notifikace a ten následně model upraví manuálně.

Zahrnutím statické části do modelu BIM se tak statika stane součástí celého digitálního modelu. Zjednoduší se tím práce ve fázi projektování, výstavby i v průběhu provozu konstrukce, což je výhodné například v případě změny projektu nebo modelování případných budoucích rekonstrukcí. Zároveň lze přímo komunikovat s tvůrcem architektonického modelu a notifikovat ho o požadovaných úpravách plynoucích ze statické analýzy konstrukce. Sníží se tím i riziko chyb, neboť statický model bude vždy pracovat s aktuálními daty [6].

3. Statický model

Statický model (Structural Analysis View) byl společností BuildingSMART v IFC představen již ve verzi 2x2 [7]. Definuje jednotlivé statické prvky, které mohou být asociovány s příslušnými architektonickými prvky, a tím jsou zakomponovány do celého BIM modelu. Statický model může být definován jako rovinný nebo prostorový, který obsahuje:

- 1D a 2D prvky.
- Bodové, liniové a plošné podpory a spoje.
- Bodové, liniové a plošné zatížení včetně jejich přiřazení do zatěžovacích skupin, stavů a kombinací.
- Specifikace různých výpočetních modelů.
- Výsledky statické analýzy definované reakcemi, vnitřními silami a deformacemi.

Některé potřebné informace však stále ve standardu zcela chybí, jako například vstupy pro dynamickou analýzu, nebo např. okrajové podmínky mohou působit pouze lineárně. Dále pak ve statickém modelu chybí některé objekty, které jsou ale definovány v architektonickém. Příkladem je výztuž nebo předpínací kabely. Pro statickou analýzu a posouzení je tedy nutné zkombinovat oba modely.

V některých případech objekty ve standardu sice existují, ale jejich vlastnosti (atributy) popsané standardem nestačí pro statickou analýzu a/nebo dimenzování. Jako příklad může posloužit materiál. IFC tento problém řeší tak, že lze objektům přiřadit přídavné uživatelsky definované vlastnosti. Řada programů podporujících BIM má již tuto funkcionalitu implementovanou a nebývá tedy problém zapsat do objektů IFC potřebné přídavné vlastnosti, případně je zobrazit v IFC prohlížeči či CDE. Problém nastává, pokud chceme takovou vlastnost použít např. v jiném statickém programu. S největší pravděpodobností to nebude možné a dojde tedy ke ztrátě této informace.

Dalším příkladem může být zadání vzpěrné délky prutu, která je potřebná pro posudky. Tu je možné zapsat jen mezi přídavné atributy, protože v definici IFC vzpěrná délka zatím chybí.

Za jistý nedostatek komunikace programů pomocí formátu IFC lze považovat i situaci, kdy objekt obsahuje nějakou vnitřní logiku (např. návaznost či závislost na jiném objektu), která se exportem do IFC a při načtení jiným programem ztrácí.

4. Stav a směry vývoje BIM v produktech firmy Dlubal

V dalším textu se budou autoři věnovat současnému stavu implementace, případně budoucímu rozvoji BIM nástrojů ve statickém softwaru RFEM, na jehož vývoji se podílejí.

Pro zjednodušení tvorby statického modelu v RFEM5 je možné naimportovat data z IFC souboru. Do RFEM5 je možné importovat IFC 2x3 coordinationview [4]. Do programu jsou importovány základní statické typy IFC objektů:

IfcRamp	IfcRoof	IfcSlab	IfcPlate	IfcWall	IfcWallStandardCase
IfcBeam	IfcColumn	IfcMember	IfcPile	IfcFooting	

Režimy importu jsou dva:

- je možné naimportovat IFC model přímo do dat RFEMu. Převody mezi IFC objekty a nativními objekty RFEMu jsou prováděny automaticky. Pro správný import průřezů a materiálů je někdy nutné uživatelsky definovat převodní tabulky.
- import IFC modelu jako referenčního modelu. Tento model je generovaný přímo z dat IFC modelu. Pro získání objektů RFEMu je nutné manuálně provést konverzi objektů. Konverzi lze provést po jednotlivých objektech nebo po skupinách.

RFEM5 také umožňuje importovat a exportovat statický IFC model. Statický model obsahuje oproti architektonickému modelu data potřebná pro výpočet, např. informace o kloubech, vetknutích, o zatížení ap. [8] V tomto modelu jsou podporovány základní typy objektů RFEMu:

- materiály, průřezy, podepřené a volné uzly, podepřené a volné linie, prvky, uvolnění vazeb prvků a linií, plochy, plošné základy, uzlové a liniové zatížení, zatížení celého prvku nebo plochy, zatěžovací stavy, skupiny zatěžovacích stavů.

Statický model odpovídá standardům IFC2x3. Nevýhodou však je slabá podpora ze strany ostatních SW, které zpravidla importují pouze architektonický model. Využitelnost tohoto typu modelu se tím pádem omezuje pouze na komunikaci mezi programy z rodiny firmy Dlubal (RFEM5, RSTAB 8).

Připravovaná nová verze RFEM bude mít již implementované IFC4 [9], a to jak pro import, tak i pro export. Co se týká importu, tak bude možné naimportovat všechny objekty s tím, že objekty irelevantní pro statický výpočet (elektroinstalace, vzduchotechnika atd.) budou zobrazeny pouze jako referenční model. Ostatní objekty relevantní pro statický výpočet (nosníky, desky, sloupy atd.) budou převáděny na objekty statického modelu. Nově se bude objekt RFEMu po převodu odkazovat na zdrojový IFC objekt. Opět půjde zvolit, jestli se vybraný objekt má naimportovat jako prut, deska nebo těleso. Plánovány jsou pro import

i další objekty, které budou potřebné pro projektování mostních konstrukcí. Například trasa komunikace a podélný profil.

Při exportu do IFC bude opět vyexportován celý IFC model, nedojde tedy ke ztrátě žádných dat a nově vzniklé objekty budou asociovány s objekty, ze kterých vznikly. V exportovaném souboru IFC tím pádem budou i data z původního IFC modelu, která se statickým modelem přímo nesouvisí. Pro export IFC bude možné vybírat ze dvou možností Reference View nebo Design Transfer View. Reference View zhruba odpovídá v IFC4 Coordinationview z IFC 2x3 [10].

Další nezbytnou součástí RFEMu bude napojení na různá CDE (např. Bimplus, Trimble Connect, ...), která zjednoduší uživateli projektování a koordinaci s ostatními profesemi.

Zdroje:

[1] Co je to BIM [online]. [cit. 2018-12-07]. Dostupné z: https://www.koncepcebim.cz/203-3-1-co-je-to-bim
[2] Determinethe Info Management & CDE Strategy – BIM Level 2 Guidance [online]. [cit. 2018-12-07]. Dostupné z: https://bimportal.scottishfuturestrust.org.uk/level2/stage/1/task/2/determine-the-info-management-cde-strategy
[3] BANKS, Jared. Why BIM is Still Bankrupting Your Firm. In: ShoegnomeArchitects [online]. 2015 [cit. 2018-12-07]. Dostupné z: http://www.shoegnome.com/2015/12/09/bim-still-bankrupting-firm/
[4] BuildingSMART – The Home of BIM. Coordination View Version 2.0 Summary [online]. [cit. 2018-12-07]. Dostupné z: http://www.buildingsmart-tech.org/specifications/ifc-view-definition/coordination-view-v2.0
[5] Dlubal Software s. r. o. Software pro výpočty statiky stavebních konstrukcí [online]. [cit. 2018-12-07]. Dostupné z: https://www.dlubal.com/cs
[6] HUNT, Cesar Augusto. The Benefits of Using Building Information Modeling in Structural Engineering. Logan, 2013. All GraduatePlan B and otherReports, 319. Utah State University.
[7] BuildingSMART – The Home of BIM. IFC2x2 Release Summary [online]. [cit. 2018-12-10]. Dostupné z: http://www.buildingsmart-tech.org/specifications/ifc-releases/ifc2x2-release
[8] Dlubal Software s. r. o. Efektivní projektování s BIM [online]. [cit. 2018-12-10]. Dostupné z: https://www.dlubal.com/cs/reseni/oblasti-pouziti/bim-projektovani/co-je-bim
[9] BuildingSMART – The Home of BIM. IFC4 Add2 Release [online]. [cit. 2018-12-10]. Dostupné z: http://www.buildingsmart-tech.org/specifications/ifc-releases/ifc4-add2
[10] BuildingSMART – The Home of BIM. Comparison RV & DTV [online]. [cit. 2018-12-10]. Dostupné z: http://www.buildingsmart-tech.org/specifications/ifc-view-definition/ifc4-referenc e-view/comparison-rv-dtv

Ing. Filip Adler, Ing. Rostislav Krč, Ing. Pavel Dvořák,
doc. Ing. Jaroslav Navrátil, CSc., Ing. Filip Svoboda
Dlubal Software s.r.o.
E-mail: filip.adler@dlubal.com

Znižovanie hlukovej záťaže v okolí mostných objektov prostredníctvom vysoko efektívnych pružných prvkov prinášajúcich zvýšenú elasticitu železničnej trate

Bc. Tomáš Roth, HYDROBETON, s.r.o.

1. Úvod

Masívne ozvučnice súčasných betónových a oceľových železničných mostov prinášajú vznik nového fenoménu v ich okolí. Sekundárny hluk emitovaný povrchom konštrukcií mosta a s ním spätých konštrukcií je spôsobený prenosom vibrácií vznikajúcich na kontakte kolesa dráhového vozidla s koľajnicou, ktoré sú ďalej šírené a vysielané do prostredia rezonančnými plochami mostov a protihlukových stien. Z hľadiska znižovania hlukovej záťaže od železničných tratí v oblasti mostov je nutné vkladať do ich konštrukcie vysoko efektívne a exaktne navrhnuté pružné prvky pre zabránenie šíreniu vibrácií, teda vzniku sekundárneho hluku od nosných a protihlukových konštrukcií tak, aby bol umožnený čo najvyšší komfort obyvateľstva.

Trend stavby inžinierskych konštrukcií – mostov – v dnešnej dobe smeruje ku dielam zo železobetónu, komorovým nosníkom s veľkými ozvučnými plochami. Ozvučnice mostov sú budené prejazdom vlakov s nedokonalými kolesami po nedokonalých koľajniciach, vibrácie sa ďalej šíria vibračným kanálom tvoreným koľajnicami, upevňovadlami, podvalmi a koľajovým lôžkom, prípadne pevnou jazdnou dráhou do nosnej konštrukcie mosta. Konštrukcia mosta preberá, podobne ako pri reproduktoroch, úlohu ozvučnice a reemituje vibrácie vedené konštrukciou železničného zvršku do okolia. V prípade použitia protihlukovej steny na takejto konštrukcii je jej efektivita znížená nakoľko dochádza k emisii hluku priamo z tejto steny vplyvom vibrácií prenášaných cez podložie.

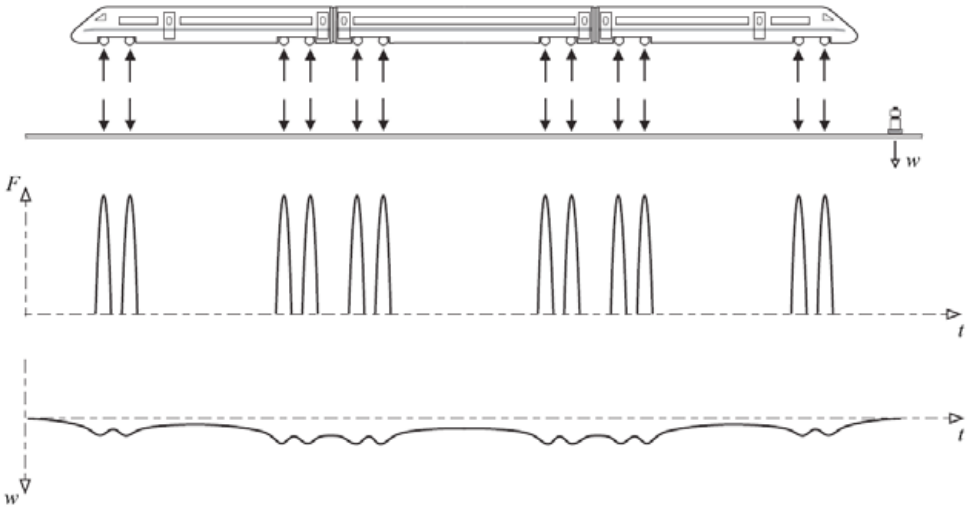
V dobe prechodu od stavby oceľových mostov s prvkovou mostovkou k betónovým mostom s priebežným koľajovým lôžkom dochádza ku vzniku fenoménu, ktorý zaťažuje obyvateľstvo.

2. Zdroj vibrácie

Na prognózovanie emisie vibrácií je potrebné poznať budiaci mechanizmus. Tak ako je nutné vyšetriť vznik časovo-premenlivých síl v podloží, je potrebné zistiť aj mieru budivosti podložia. Z týchto dvoch veličín je možné získať vibračnú odozvu podložia. Aby mohli cielene navrhnuté konkrétne riešenia. Toto by malo byť zrejmé z príkladu prejazdu dráhového vozidla.

Pri prejazde dráhového vozidla (vlaku) vzniká „Dynamika“ (časová premenlivosť) zaťaženia na základe rôznych mechanizmov, ktoré je možné popísať nezávisle jeden na druhom.

2.1 Časová premenlivosť zaťaženia spôsobená rýchlosťou vlaku (obr. 1)



Obr. 1 – Časová premenlivosť zaťaženia vyplyvom rýchlosti vlaku

Pri ideálnych podvozkoch a koľajniciach ako aj konštantnej tuhosti jazdnej dráhy nepôsobia na cez nápravy žiadne premenlivé sily na vlak. Podložie ale aj napriek ideálnym vlastnostiam zaznamenáva dynamické namáhanie z nasledujúcich dôvodov:

a) „Prejazd“ krivky priehybu koľajnicového pásu okolo pevného bodu (obr. 1).

b) Vznik javov spôsobených šírením vĺn zaťažení od prejazdu vlaku v podloží. Pri rýchlostiach jazdy vlaku blízkych rýchlosti vĺn zaťažení vznikajú dynamické vzopätia (podobne ako pri náraste tlaku vzduchu spôsobenom letom lietadla, ktoré sa pohybuje rýchlosťou alebo rýchlejšie ako zvuk).

Opatrenia: Pri danom zaťažení, danému rázvoru náprav a danej rýchlosti nie je toto budenie ovlyvniteľné.

2.2 Časová premenlivosť zaťaženia spôsobená zmenami tuhosti jazdnej dráhy

Pozdĺž koľajovej jazdnej dráhy sa vždy nachádzajú výkyvy tuhosti. Tieto sú výsledkom lokálne ohraničených uložení koľajníc na podvaly ako aj pozdĺž jazdnej dráhy meniacej sa

tuhosti zemnej pláne. Aj z týchto vzniká dynamické namáhanie vlaku a podložia pri prejazde dráhového vozidla.

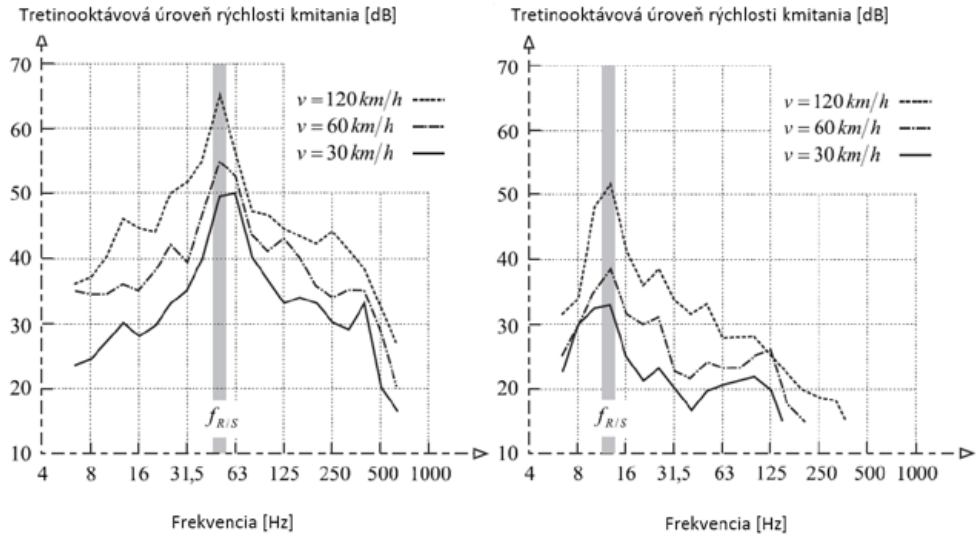
Tieto namáhania môžu byť charakterizované nasledovne:

a) Periodické budenie spôsobené rozdelením podvalov so základnou frekvenciou (frekvencia podvalov).

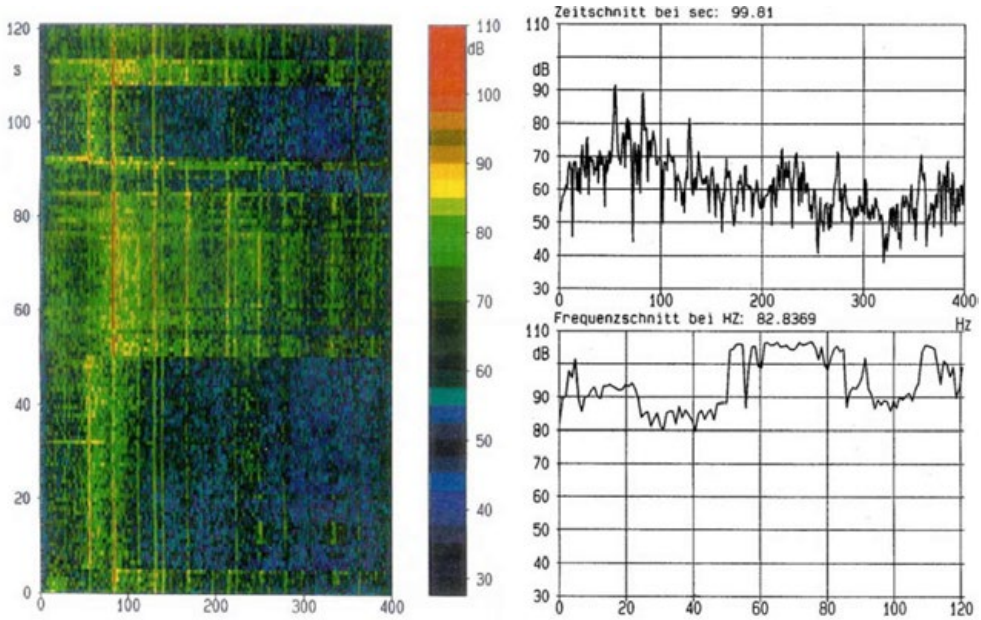
b) Širokopásmové budenie spôsobené pozdĺžnou rôznorodosťou dynamických vlastností zemnej pláne. Týmto nie je možné priradiť žiadne diskrétne frekvencie.

Opatrenia:Periodické namáhanie spôsobené rozdelením podvalov je možné obmedziť kontinuálnym podopretím koľajnice. Širokopásmové budenie spôsobené nerovnakými dynamickými vlastnosťami spodku je možné ovplyvniť zodpovedajúcou úpravou železničného spodku, použitím pevnej jazdnej dráhy, alebo čiastočne zabudovaním pružných prvkov v upevnení koľajníc.

2.3 Dynamické zaťaženie spôsobené tvarovými odchýlkami kolies a koľajníc
Z dôvodu nie ideálne kruhových kolies a nie ideálne priamych styčných plôch koľajníc sú budené k pohybu jednotlivé časti dráhových vozidiel – predovšetkým podvozky. S týmto pohybom spojené zotrvačné sily musia byť pohltené jazdnou dráhou. S týmto procesom sú spojené dodatočné namáhania jazdnej dráhy a dráhových vozidiel:



Obr. 2 – Konštrukciou šírený hluk (vibrácie) pri prejazde dráhového vozidla rôznymi rýchlosťami, 30 kmh-1, 60 kmh-1 a 120 kmh-1 (fR/S rezonančná frekvencia koleso/koľajnica (Rad/Schiene)) naľavo štrkové koľajové lôžko, napravo zvršok na betónovej doske so systémom hmota-pružina.



Obr. 3 – úroveň zrýchlenia vibrácií na uložení nápravy vlaku ICE na pevnej jazdnej dráhe so systémom hmota-pružina

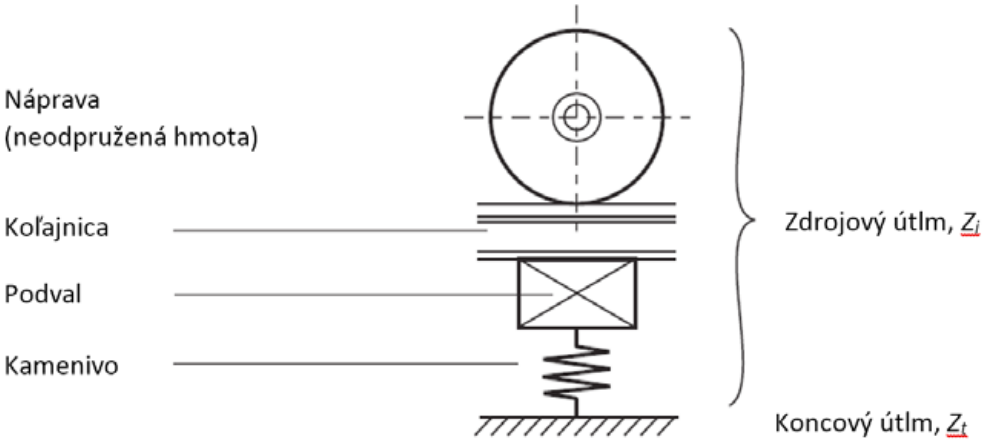
a) Budenie spojené s nerovnosťou kolies sú vo vzťahu ku súradnicovému systému vozidla periodické s frekvenciami ktoré vychádzajú z frekvencie otáčania sa kolies a jej násobkov.

b) Budenia spojené s nerovnosťou styčnej plochy koľajníc sú vo všeobecnosti širokopásmové a stochastické.

Budenia spôsobené nerovnosťami kolies a koľajníc vplývajú na systém pozostávajúci z jazdnej dráhy, dvojkolies, podvozkov a karosérií dráhových vozidiel.

V tomto systéme sú niektoré frekvencie zosilňované a iné utlmované. Ako pri všetkých dynamických systémoch vystupujú niektoré frekvencie (rezonančné frekvencie) ako obzvlášť silné, nadmerné odozvy kmitania, a iné frekvencie majú slabé odozvy. Pri meraniach vystupuje predovšetkým vzopätie pri frekvenciách rezonancie systému koleso-koľajnica. Táto frekvencia vyplýva z neodpruženej hmoty náprav a tuhosti železničného zvršku (obr. 2).

Obrázok 3 ukazuje typické spektrum úrovní zrýchlenia vibrácií na uložení nápravy ICE vlaku na pevnej jazdnej dráhe a na štrkovom koľajovom lôžku. Periodické vzruchy sú na pohybujúcom sa vzťažnom systéme vlaku jasne viditeľné ako čiary. Budenie pri frekvencii otáčania sa kolies je jasne viditeľné (vertikálne čiary). Ďalej je viditeľný vplyv tuhosti železničného zvršku. V tomto prípade bol zvršok s koľajovým lôžkom (sekunda 53–84) podstatne tuhší ako pevná jazdná dráha so systémom hmota–pružina (sekunda 5–53).



Obr. 4 – Príklad náhradného modelu na výpočet síl prenášaných medzi kolesom a koľajnicou

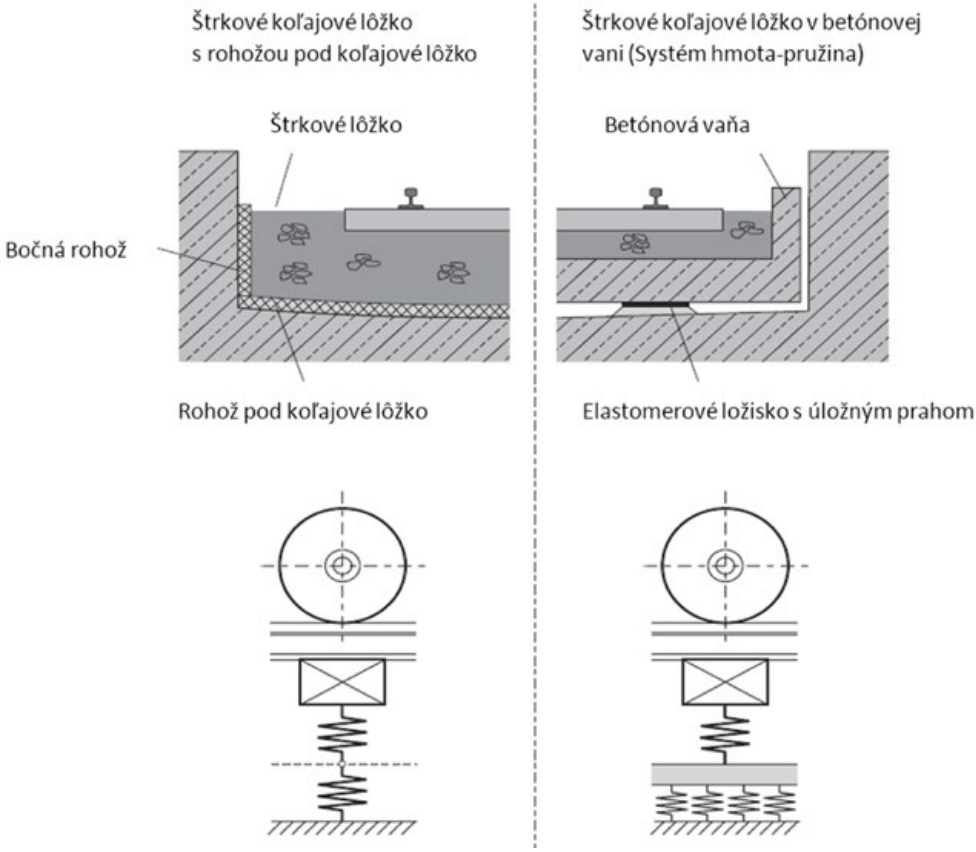
Na obrázku 3 ukázané úrovne zrýchlenia merané na uložení nápravy môžu byť dobre ilustrované jednoduchým jednohmotovým oscilátorom. Odozva jednohmotového oscilátora (hmota je daná kolesom, pružina a tlmič vlastnosťami jazdnej dráhy) môže byť určená pomocou metód technickej mechaniky (obr. 4).

Sila prenášaná z jednohmotového oscilátora do podložia môže byť ovplyvnená tuhosťou pod hmotou ležiacej pružiny (konštrukcie zvršku).

Pri „nekonečne tuhom“ uložení by bolo možné určiť pohyb dvojkolesia preložením priebehu nerovností koľajnice cez priebeh nerovností kolesa. Vniknutá kontaktná sila je potom približne násobkom z tohto pochádzajúceho zrýchlenia a hmotnosti neodpruženého dvojkolesia.

V protiklade k tomuto by pri „nekonečne mäkkom“ uložení došlo k zotrvaniu ťažiska dvojkolesia v pokoji a k prenosu celého pohybu na podložie. Kontaktná sila sa následne vyjadrí ako násobok tuhosti pružiny a posunutí daných nerovnosťami kontaktných plôch. Čím nižšia je tuhosť pružiny, o to nižšie sú s pohybom spojené budiace sily.

Opatrenia:Tento efekt sa používa pri nasadzovaní rohoží pod koľajové lôžko, podpodvalových podložiek a systémov hmota–pružina. Na obrázku 6 je zobrazený nameraný zavedený útlm pre rohože pod koľajové lôžko. Tento je porovnaný s teoretickým, výpočtovým, priebehom zavedeného útlmu na základe jednohmotového oscilátora (obr. 5). Je možné pozorovať veľmi dobré prekrytie teoretického výpočtu a merania. Týmto ale nie je možné prekryť fakt, že pri ostatných opatreniach upravujúcich tuhosť pri zdroji vibrácií a tým redukujúcich prenášané sily, ako napríklad podvaly s podpodvalovými podložkami, alebo systémy hmota–pružina, je nutné používať modely zodpovedajúce reálnym kmitajúcim systémom. Najmä pri systémoch hmota–pružina (obr. 5) je potrebné pri výpočte zohľadniť prenos ohybových vĺn.



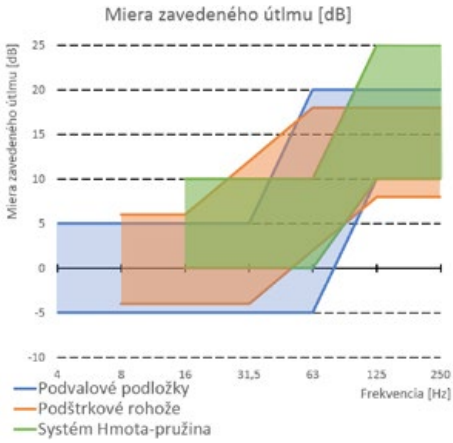
Obr. 5 – Schéma zvršku s rohožou pod koľajové lôžko, systémom hmota-pružina a ku nim prislúchajúce modely

Obrázok 7 poskytuje prehľad mier zavedeného útlmu pomocou rôznych systémov.

Ďalej je možné kontrolovaním vlnkovitosti koľajníc a nekruhovitosti kolies dosiahnuť obmedzenie budenia systému. Pri zle udržiavaných vozidlách bolo pozorované navýšenie úrovne kmitania o 10 dB.

2.4 Vady jazdnej dráhy

a) Prerušenia, predovšetkým vo výhybkách
b) Nerovné zvary a iné bodové nerovnosti
c) Nepodbité podvaly a dilatačné styky



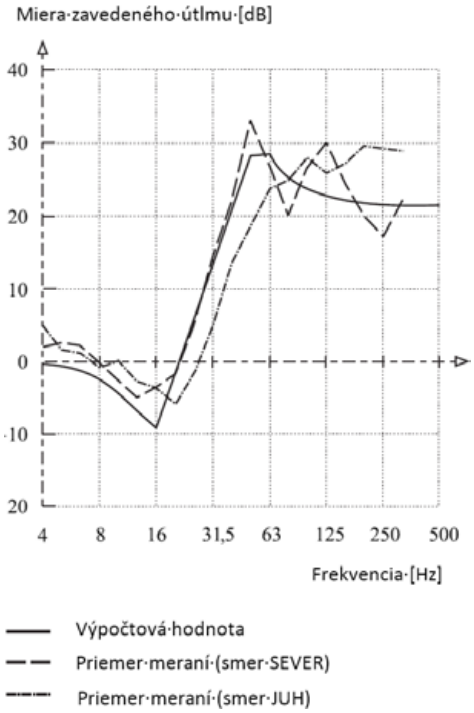
Obr. 7 – Porovnanie mier zavedeného útlmu pre rôzne elastické prvky v železničnom zvršku zobrazené do pásiem.

3. Kanál šírenia

Zatiaľ čo hluk sa šíri vzduchom vo forme zvukových vĺn (pozdĺžne, kompresné vlny), v podloží vnikajú dva rozdielne stavy napätia a pretvorenia, priečne a pozdĺžne deformácie.

Tieto stavy zodpovedajú dvom typom vĺn, ktoré sú zobrazené na obrázku 8. Pre všetky praktické otázky existuje v určitom bode hranica systému. Na tomto mieste spravidla vznikajú ďalšie typy vĺn. Na voľných povrchoch je možné tieto prirovnať ku pohybu vodnej hladiny. Tieto vlny sa nazývajú povrchovými (obr. 8). Špeciálnym typom povrchových vĺn sú tzv. Raileyghove vlny, ktoré sú obzvlášť jednoducho vybudzované.

Jedná sa o „zmes“ týchto typov vĺn (cca 30 % energie tvoria objemové vlny a cca 70 % vlny povrchové). Pri líniovom budení (železničná trať) je útlm geometrickým radom podľa vzorca 1/√R (kde R je vzdialenosť od zdroja) veľmi malý.



Obr. 6 – Zavedený útlm rohože pod koľajové lôžko porovnanie výpočtu (plná čiara) a merania (čiarkovane, bodkočiarkovane)

Oproti šíreniu vĺn vo vzduchu (hluk) je teoretická prognóza šírenia vibrácií nemožná. Odhad šírenia vibrácií, ktorý je závislý na geologických podmienkach, je teda postihnutý vysokou mierou neistoty.

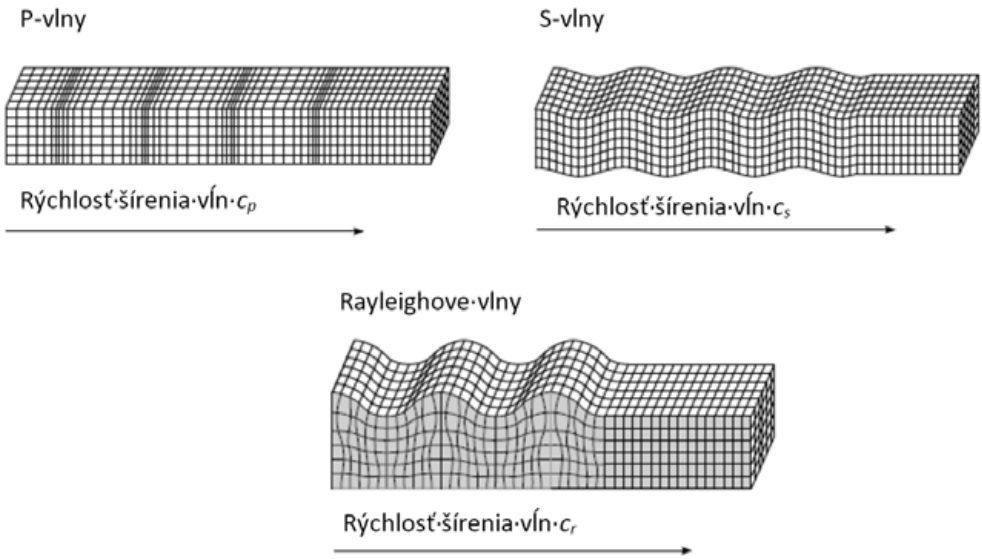
V prípade mostov sa jedná o kanál šírenia veľmi krátkej vzdialenosti, čo umožňuje vlnám prísť k ozvučnici takmer v nezmenenej intenzite.

4. Reemisia

Pri reemisii vibrácií do prostredia dochádza k premene vibrácií na hluk pomocou meniča, ozvučnice. Z ozvučníc je vyžarovaný sekundárny hluk, ktorý je nezanedbateľnou súčasťou celkového hluku zaznamenaného pri prejazde dráhového vozidla. Sekundárny hluk vyžaruje z inžinierskych stavieb ale aj zo stropov a stien budov v ich blízkosti (tunely).

Existuje teda priama súvislosť medzi rýchlosťou vibrácií na stenách miestností/objektov, ktoré majú svoje špecifické vyžarovacie a pohlcovacie vlastnosti, a s tým súvisiacou úrovňou akustického tlaku.

Na základe skúseností založených na množstve výskumných meraní je možné sekundárny hluk s dostatočnou presnosťou vyjadriť na základe nasledujúceho vzorca. Tento vychádza zo statickej energetickej analýzy:



Obr. 8 – Šírenie vĺn v neohraničenom nekonečne dlhom podloží

LpA(fT) = LvA(fT) + 10 log 4 S/A(fT) + 10 log σ(fT) dB(A)

kde:

LpA(fT) tretinooktávová úroveň akustického tlaku v priestore s frekvenčným vážením „A“

LvA(fT) tretinooktávová úroveň rýchlosti kmitania ozvučných plôch vztiahnutá ku 5*10-8 ms-1s frekvenčným vážením „A“

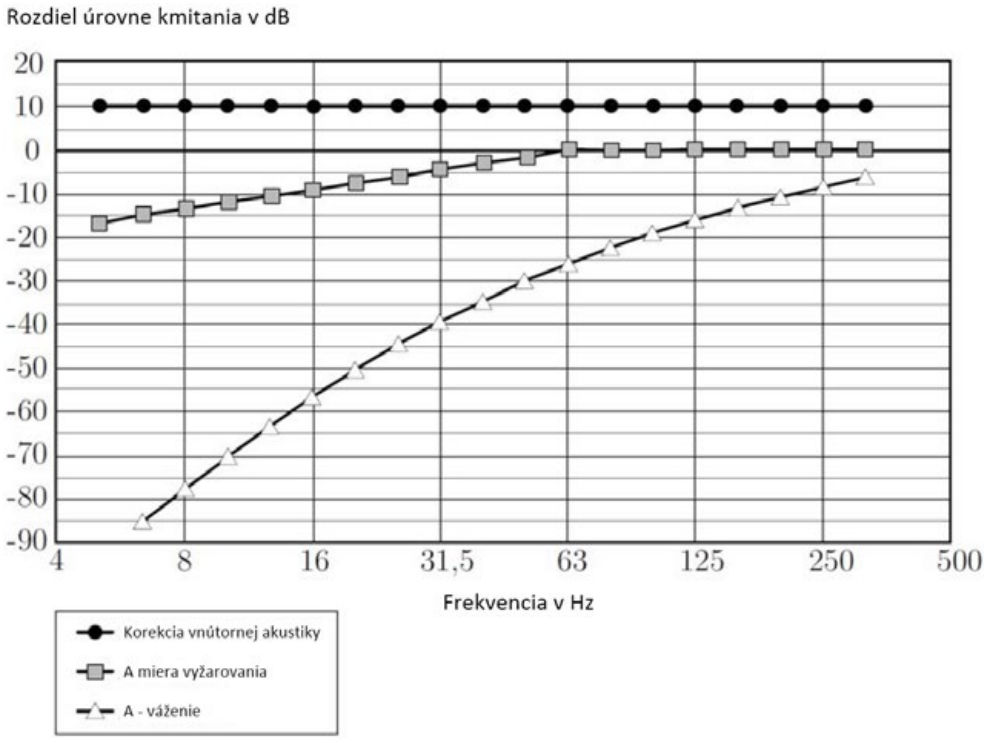
S veľkosť kmitajúcej plochy v m2

A(fT) ekvivalentná absorpčná plocha priestoru v m2

σ(fT) stupeň vyžarovania

fT stredná frekvencia tretiny oktávy

Pre presné určenie sekundárneho hluku musia byť známe rozdelenie úrovne vibrácií na všetkých vyžarovacích plochách (ozvučniciach) a k nim prislúchajúce stupne vyžarovania ako aj ekvivalentné absorpčné plochy. Hore uvedená rovnica obsahuje korekciu pre akustiku vnútorného priestoru budov a pre vlastnosti vyžarovania. A navyše, A-váženie lineárneho spektra rýchlosti vibrácií. Korekčné hodnoty sú uvedené na obrázku 9.



Obr. 9 – Príklady váhových korekčných spektier pre prognózu sekundárneho hluku

5. Opatrenia

Keďže vyžarovaný akustický tlak je väčší ako vibrácie budiace ozvučnicu, ako bolo uvedené v tretej časti, je potrebné vibrácie dosahujúce konštrukciu ozvučnice čo najviac znížiť. Toto je možné dosiahnuť použitím elastických prvkov v konštrukcii železničného zvršku, ktoré znížia množstvo vibrácií vstupujúcich do vibračného kanála a prechádzajúcich ku ozvučnici.

Tieto opatrenia sú uvedené v časti 1.3, a sú nimi rôzne pružné prvky použité v konštrukcii železničného zvršku na mostoch a tuneloch.

Správnym návrhom týchto pružných prvkov je možné dosiahnuť vysoko efektívne a ekonomicky prijateľné riešenie, ktoré zároveň zvýši kvalitu a trvanlivosť jazdnej dráhy.

Najefektívnejšie riešenie z pohľadu izolácie vibrácií a tým aj sekundárneho hluku je možné dosiahnuť kombináciou dvoch faktorov, použitia tak mäkkej pružiny ako dovoľujú požiadavky na stabilitu jazdnej dráhy a zabezpečenie čo najväčšej kmitajúcej hmoty, v prípade mostov obmedzenej nosnosťou konštrukcie.

V kontexte mostného staviteľstva je navyšovanie hmotnosti uloženej na mostovku často nemožným problémom a skladba zvršku musí zostávať nezmenená. Výmena konštrukcie

železničného zvršku z klasickej na konštrukciu s betónovou nosnou doskou je nákladná a vyžaduje si statické posúdenie a nemalé investičné náklady niekedy porovnateľné so stavbou nového objektu.

V prípade tunelov toto obmedzenie neplatí, avšak rekonštrukcia jestvujúceho tunela často prináša obmedzenia vzhľadom na svetlosť tunelovej rúry a obvyklý konflikt s požadovaným priechodným prierezom.

Možnosti použitia pružných prvkov v konštrukcii železničného zvršku pri mostoch a tuneloch sú nasledujúce:

5.1 Podložky pod pätu koľajnice
Pružné prvky umiestnené priamo pod pätu koľajnice sú obyčajne súčasťou dodávky upevnenia a bývajú vyrobené spravidla z gumy kvôli jej nízkej cene. S nízkou cenou sú spojené aj nízke elastické a teda vibračno-izolačné vlastnosti. Náhradou týchto podložiek za podložky s vyššou elasticitou (nižšou tuhosťou) je možné dosiahnuť zlepšenie izolácie vibrácií, ale vzhľadom na malú kmitajúcu hmotu je tento efekt minimálny.

5.2 Podložky pod podkladnice
Prvky umiestňované medzi podkladnicu a mostnicu, prípadne medzi podkladnicu a nosnú dosku prípadne úložnú plochu spojitej mostovky sú efektívnejším riešením v porovnaní s podložkami pod pätu koľajnice, svojim umiestnením síce nie sú zaťažované oveľa väčšou kmitajúcou hmotou, ale vzhľadom na to, že nie sú obmedzované pracovným rozsahom zvierok upevnení, môžu byť konštruované vo väčších hrúbkach (aj viac ako 25 mm) a tým aj s nižšou tuhosťou. Avšak aj trvalý prítlak podkladníc k mostnici alebo úložnej ploche je potrebné zabezpečiť a pre tento účel je potrebné voliť vhodné pružiny, ktorých rozsah a prítlak bude zodpovedať pracovnému rozsahu pružnej podložky pod podkladnicu.

5.3 Podpodvalové podložky
Použitie podpodvalových podložiek má zmysel iba na mostoch s priebežným koľajovým lôžkom. Vhodnou voľbou podpodvalových podložiek, tiež obmedzenou stabilitou jazdnej dráhy, je možné dosiahnuť výsledky uvedené na obrázku 7 a použitím podpodvalových podložiek z polyuretánu je tieto výsledky možné prekonať.

5.4 Rohože pod koľajové lôžko
Rohože pod koľajové lôžko kompletne dilatujú jazdnú dráhu od konštrukcie mosta a preto sú najefektívnejším riešením, ďalej je v prípade ich použitia kmitajúca hmota najmasívnejšia (celý objem kameniva zvršku) a vlastnosti kmitajúceho systému sú vynikajúce.

5.5 Systémy hmota–pružina
Systémy hmota–pružina kompletne dilatujú nosnú dosku pevnej jazdnej dráhy od okolitej konštrukcie. Uloženie nosnej dosky môže byť celoplošné, na pásoch alebo bodové. Voľba konkrétneho uloženia a hrúbky nosnej dosky ja závislá na konkrétnom projekte. Výhodou systému hmota–pružina je jeho vysoká variabilita, kedy

je možné na mieru navrhovať hrúbky a skladby materiálov ako aj hrúbku nosnej dosky tak, aby výsledné riešenie zodpovedalo požiadavkám projektu z hľadiska ochrany pred vibráciami a zároveň nebolo príliš „ťažkým“ pre konštrukciu mostného objektu.

Systémy hmota–pružina dosahujú najvyššie útlmy vibrácií spomedzi všetkých vyššie uvedených opatrení vzhľadom na vysokú hmotnosť kmitajúcej hmoty a možnosť optimálnej voľby tuhosti a počtu pružín.

6. Záver

Technickými riešeniami ovplyvniteľné vibrácie a sekundárny hluk vznikajú predovšetkým na kontakte koleso/koľajnica. Vibrácie sú šírené, zosilňované a utlmované prostredím (vibračným kanálom), cez ktoré sa šíria. Pri kontakte s ozvučnicou dochádza k ich vyžarovaniu do vzduchu a ku vzniku sekundárneho hluku, ktorý je závislý od ich úrovne (intenzity) a vlastností materiálu ozvučnice.

Návrh antivibračných a zároveň protihlukových opatrení (proti sekundárnemu hluku) je vždy kompromisom medzi technickými, ekonomickými a akustickými požiadavkami. Najefektívnejšie riešenie je možné dosiahnuť práve použitím materiálov s vysokou elasticitou veľkou variabilitou tuhostí a rozmerov a zároveň dlhou životnosťou.

Pri voľbe materiálu je treba dbať na to, aby plnil svoju funkciu počas celej životnosti inžinierskeho diela a aby nebola nutná jeho výmena po niekoľkých rokoch z dôvodu straty elastických vlastností materiálu.

Getzner Werkstoffe je výrobcom takýchto materiálov.

7. Zdroje

[1] Prof. Dr. Gerhard Müller, Grundlagen zur Schwingungsisolierung, Getzner Erschütterungsschutzseminar, Mníchov, 2013/11
[2] Firemná literatúra Getzner Werkstoffe

Bc. Tomáš Roth
HYDROBETON, s.r.o.
Staviteľská 3, 831 04 Bratislava, Slovensko
Tel.: +421 243 632 132
E-mail: info@hydrobeton.sk

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, 2019

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

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

SUDOP PRAHA

www.sudop.cz