18. ROČNÍK KONFERENCE

ŽELEZNIČNÍ MOSTY A TUNELY

setkání správců, investorů, projektantů a stavitelů

Kongresové centrum hotelu Olšanka,
Olšanské náměstí, Praha 3
24. ledna 2013

pořádají

SUDOP PRAHA a.s.
Správa železniční dopravní cesty, s.o.

mediální partner konference – časopis **SILNICE ŽELEZNICE**
internetový partner konference – server **www.mosty.cz**

Přípravný výbor konference: Iveta Čermáková, SUDOP PRAHA a.s.
Ing. Michal Gramblička, SUDOP PRAHA a.s.
Ing. Dana Jáňová, SUDOP PRAHA a.s.
Ing. Ivan Pomykáček, SUDOP PRAHA a.s.
Ing. Miroslav Teichman, SŽDC, s.o.

SBORNÍK PŘÍSPĚVKŮ

Tento sborník je k dispozici rovněž na CD. Příspěvky neprošly jazykovou úpravou.

Titulní stránka

OBSAH:

Železniční most v km 349,657 (ev. km 349,662) trati Plzeň – Cheb
Ing. Antonín Ságl, Ing. Jan Laifr, SUDOP PRAHA a.s.
Ing. Miroslav Hubka, Skanska a.s. – INFRAM a.s.

Výroba a montáž pole 2 mostu přes Radbuzu v Plzni
Ing. Karel Kovář, MCE Slaný s.r.o.
Ing. Pavel Očadlík, Ing. Pavel Ryjáček, Ing. Martin Vovesný, VPÚ DECO PRAHA a.s.

Předpis SŽDC S 5 Správa mostních objektů a S 5/2 Správa mostních provizorií
Ing. Milan Kučera, Ing. Zdeněk Nečekal, SŽDC, s.o.

SO 43-19-10 žst. Přerov, železniční most přes Bečvu v km 183,974
Ing. Gabriela Šoukalová, Ing. Dalibor Václavík, Ing. Petr Šťasta,
FIRESTA-Fišer, rekonstrukce, stavby a.s.

Rekonstrukce mostu v km 21,452 trati Čerčany – Skochovice (Žampach)
Ing. Matěj Mikšovský, Ing. Libor Marek, TOP CON SERVIS s.r.o.

Aktuální stav projektové přípravy nových železničních tunelů 4. koridoru
Ing. Lenka Pikhartová, Ing. Jiří Velebil, Ing. Michal Gramblička, SUDOP PRAHA a.s.
Ing. Jiří Mára, METROPROJEKT Praha a.s.

Tunely Červený Kút a Kýčera, nové trendy vo výstavbe železničných tunelov na Slovensku
Ing. Michal Gramblička, Ing. Miroslav Marek, SUDOP PRAHA a.s.
Ing. Ján Kušnír, REMING CONSULT a.s.

Uzavřený hydroizolační systém realizovaný aplikací stříkané hydroizolační membrány – zkušenosti z realizace
Ing. Jan Panuška, Miroslav Chyba, Subterra a.s.
Ing. Linda Vydrová, Metrostav a.s.

Správy mostů a tunelů po reorganizaci
Ing. Jan Svoboda, Ing. Vladimír Škoch, SŽDC, s.o.

Přesypané mosty montované a monolitické – přednosti a nevýhody
Ing. Tomáš Martinek, Ing. Marek Foglar, Ph.D., SUDOP PRAHA a.s.

MVL 649 Železobetonové trubní propustky
Ing. Petr Hofhanzl, SŽDC, s.o.
Ing. Jan Šedivý, SUDOP BRNO, spol. s r.o.

Izolace na železničních mostech
Ing. Ivana Švábeníková, SŽDC, s.o.

Novinský viadukt
Ing. Jakub Štěrba, Vladimír Jehlička, Petr Novák, Chládek & Tintěra a.s.
Ing. Ivan Šír
Bc. Petr Freiwillig, NPÚ Liberec

Výsledky metodiky výpočtu bezstykové koleje
Ing. Martin Vlasák, SUDOP PRAHA a.s.

Nýtovaný železniční most přes ulici Rudolfovskou v Českých Budějovicích – sanace
Ing. Jan Sýkora, Ing. David Kosáček, IKP Consulting Engineers, s.r.o.

Nový železniční most přes řeku Maritsu dokončen
Ing. Jiří Jirásko, Ing. Jan Dubánek, SUDOP PRAHA a.s.

Sanace Loučského viaduktu – viaduktu Míru po 50 letech provozu
Ing. Václav Vlasák, Ing. Petr Kácal, SŽDC, s.o.

Návrh ocelobetonového železničního mostu v km 0,401 trati Tábor – Bechyně
Ing. Antonín Pechal, CSc., Ing. Vojtěch Konečný, Ing. Petr Nečesal, fy Ing. Antonín Pechal, CSc.
Ing. Tomáš Šlais, Ing. Pavel Rybár, Valbek, spol. s r.o.

Integrální a semi-integrální mosty obecně a na žel. vysokorychlostních tratích v Německu
Ing. Karel Dahinter, CSc.
Ing. Josef Kubíček, CSc., Kubíček Consult Liberec

Optimalizace střednice přesypaných železničních mostů
Ing. Marek Foglar, Ph.D., Ing. Petr Adam, SUDOP PRAHA a.s.

Železniční obloukový most přes Vejprnický potok v Plzni
Ing. Ján Kováč, SUDOP PRAHA a.s.

Železobetonový železniční most přes ulici Pražskou v Českých Budějovicích (Budvar) – sanace
Ing. Jan Sýkora, IKP Consulting Engineers, s.r.o.

Využití vyzískaných ocelových konstrukcí koridorových tratí
Ing. Ondřej Lojík, Ph.D., Ing. Štěpán Jakeš, Ing. Libor Marek, TOP CON SERVIS s.r.o

Železobetonové železniční mosty v Českých Budějovicích v rámci koridoru České Budějovice – Nemanice I
Ing. Jozef Kuráň, Ing. Ivan Drajčík, IKP Consulting Engineers, s.r.o.

Realizace prefabrikovaných rámových železničních mostů v Čechách a Polsku
Pavel Bulejko, Rastislav Schreiber, ABM Mosty s.r.o.

Železniční most v km 349,657 (ev. km 349,662) trati Plzeň – Cheb

Ing. Antonín Ságl, Ing. Jan Laifr, SUDOP PRAHA a.s.
Ing. Miroslav Hubka, Skanska a.s. – INFRAM a.s.

Stavba „Průjezd uzlem Plzeň ve směru III. TŽK“ zahrnuje i přemostění řeky Radbuzy. Hlavní pole mostu je unikátní tříkolejná spřažená konstrukce o rozpětí 64,4 m. Poprvé v síti SŽDC byla použita kalotová ložiska.

Územní podmínky

Železniční most se nachází v intravilánu města Plzně na konci chebského zhlaví stanice Plzeň hlavní nádraží a překonává svým hlavním polem tok řeky Radbuzy. Na opěry navazují kamenná zaklenutá předpolí, pod nimiž na obou stranách prochází místní komunikace.

Stísněné prostorové podmínky místa výstavby v centru krajského města Plzně jsou dobře patrné z obr. 1.

Obr. 1 Atmosféra přemostění řeky Radbuzy před stavbou – zleva silniční obloukový most, most ve „3. koleji“, dvojice snášených mostů, most na trati na Železnou Rudu

Původní stav

Původní přemostění bylo tvořeno dvojicí nýtovaných příhradových ocelových konstrukcí (pod každou stávající kolejí jedna) o rozpětí 61,09 m, z roku 1919. Konstrukce se zatížitelností 1.00 UIC vykazovaly běžné závady odpovídající jejich stáří.

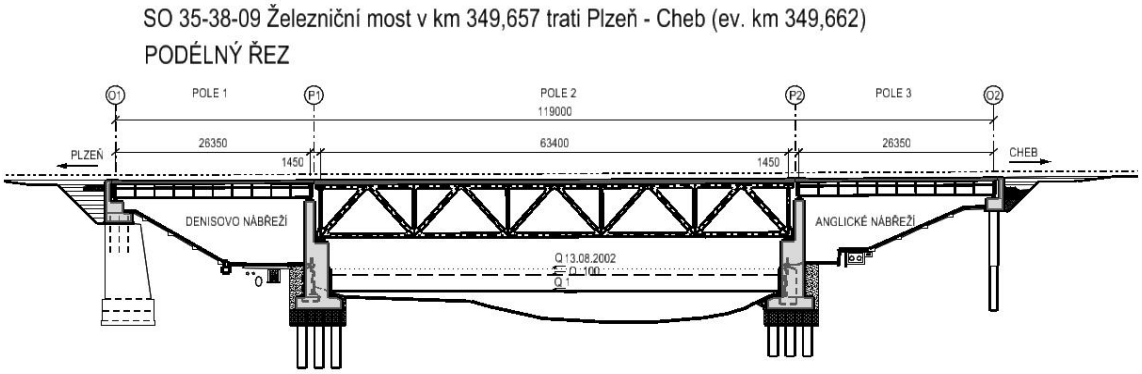
Nábřeží bylo překlenuto dvěma předpolími s původními kameno-cihlovými klenbami z roku 1872. Stav zdiva nebyl dobrý, provedený stavebnětechnický průzkum stanovil pevnost zdiva na pouhých 0,6 MPa.

Obr. 2 Na první pohled krásné předpolí, které na druhý pohled raději správce zazdil …

Koncepce řešení – podélný směr

V prostoru přemostění vyplynula z kolejového řešení nezbytnost převedení tří kolejí. To rozhodlo o novém mostu v hlavním poli. O jeho tvaru rozhodla architektka města Plzně rychle – most musí být stejný se sousedním mostem ve „3. koleji“.

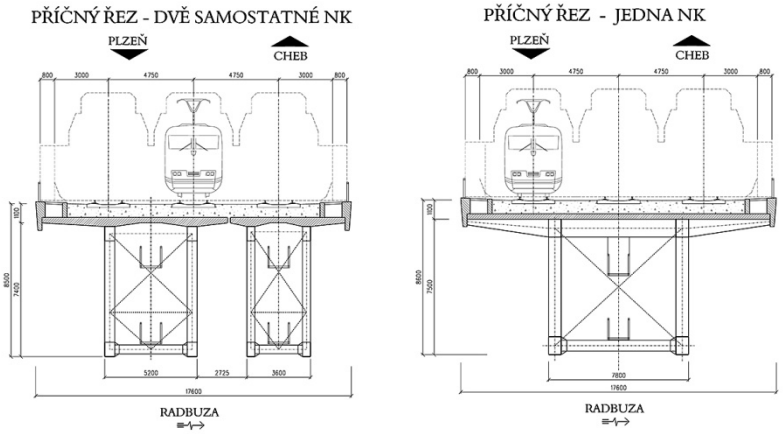
Složitější situace panovala ohledně předpolí. Ale ani přes značnou snahu o jeho zachování (prověřovány bylo zesilování roznášecími deskami, zesilování mikropilotami) zdivo staticky nevyhovělo a muselo být zbouráno. Nahrazeno bylo spřaženými konstrukcemi s plnostěnnými nosníky.



Obr. 3 Podélný směr – výsledné řešení

Koncepce řešení – příčný směr

Z hlediska příčného řezu proti sobě dvě koncepce – tříkolejný most (var. „3+0“, nebo dvoukolejný a jednokolejný most (var. „2+1“).



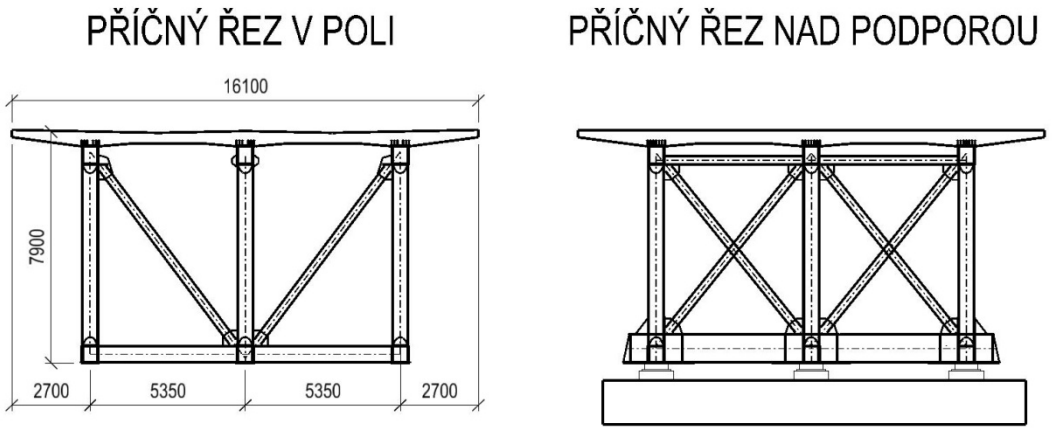
Porovnání variant: 2+1 3+0

- podélný mostní závěr nemá
- stabilita nevychází - kotvená ložiska nemá
- statika - zatížení 100 % úspora z množství

Všechno hrálo do noty tříkolejnému mostu. Ale! Byla tu obava, že při případné rekonstrukci tříkolejného mostu přijdeme o všechny převáděné koleje. V tom nám pomohl most ve třetí koleji, který poskytuje alternativní objízdnou trasu.

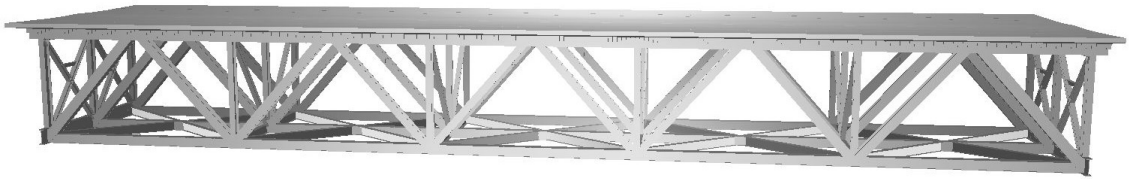
Nakonec byla zvolena varianta s jedním nosníkem pod každou kolejí (viz. obr. 4). Snahou bylo provést konstrukci z minimálního počtu prutů, aby se snížila pracnost svařování na montáži. Příčný řez je v poli ztužen jednoduchým V přes celý příčný řez. Nad podporou, kde je nutné přenést vodorovné síly z desky do ložisek je zvolena varianta

ztužení dvojité X. V podporovém řezu je vidět i systém umístění lisů pro případné zvedání NK. Tvary prutů - dolní a horní pas a první, nejvíce namáhaná diagonála jsou uzavřené pruty, ostatní diagonály a veškeré ztužení je tvaru H.



Obr. 4 Příčný směr – výsledné řešení

Aby konstrukce dobře fungovala jako celek a bylo možné využít „úspory z množství“ převáděných kolejí (sestava zatížení gr31 dle ČSN EC 1992–2 je redukována součinitelem 0,75), bylo nezbytné zajistit dobré roznášení jednostranného zatížení na všechny tři nosníky. K tomu bylo v úrovni dolních pasů doplněno podélné ztužení ve tvaru X přes celý příčný řez. Konstrukce tak na kroucení funguje jako jakási příhradová trubka.



Obr. 5 Výsledné řešení – 3D

Staveniště

Jak již bylo uvedeno, přemostění se nachází na chebském záhlaví železniční stanice Plzeň. Staveniště bylo velmi stísněné a v blízkosti omezené drážním provozem a stavbami. V úrovni terénu pod mostem je staveniště na místních komunikacích Denisova a Anglického nábřeží. V obou komunikacích je množství inženýrských sítí.

Využitelné plochy pro stavební činnost bylo velmi málo. Prakticky to byly plochy jen uvedených místních komunikací na každém břehu v rozměrech přibližně 10 x 20 m. Na Denisově nábřeží musely být vytvořeny další plochy odtěžením svahu pod opěrou 1 a nad vodou pracovní plošina pro montáž ocelové konstrukce. Zařízení staveniště bylo umístěno na plochách parkoviště pod sousedním silničním mostem Milénia. Vlastní stavební práce tedy probíhaly na plochách cca 1000 m^2. Na těchto plochách muselo být zpracováno a odvezeno nebo přivezeno cca 28 tis. tun zeminy a sutí, 550 t starých ocelových konstrukcí, 700 t nových ocelových konstrukcí, 6 500 t betonu a výztuže a 800 t pomocného materiálu a konstrukcí během 9 měsíců rekonstrukce.

Projekt předpokládal velmi omezené uzavírky komunikací. Nám se podařilo projednat uzavírku na dobu takřka rovnou době výstavby (od března do konce října). To také umožnilo zkrátit projektovanou dobu výstavby na 9 měsíců.

Pro přehled uvádím, že výluka provozu na mostě trvala od 8. 3. do 5. 12. 2012 (272 dní) a výluka provozu pod mostem od 7. 3. do 31. 10. 2012 (238 dní).

Realizace

Realizace stavby byla po výběrovém řízení zadána firmě Skanska a.s. v prosinci 2011. Most stavěl závod Mosty z divize Silniční stavitelství vyjma ocelové konstrukce, kterou dodávalo pro Skansku sdružení firem MCE Slaný a OK-BE.

Cílem nabídky bylo zkrátit potřebnou dobu výluk pro výstavbu. Rozhodujícím faktorem výstavby mostu byl způsob demontáže staré a způsob montáže nové ocelové konstrukce mostu a to jakým způsobem bude provedeno založení pilířů.

Pro demontáž SOK byl zvolen výsun a postupná demontáž na pravém břehu, tedy na Denisově nábřeží. Pro postupnou montáž NOK byl zvolen prostor staveniště také na Denisově nábřeží a smontovaná konstrukce byla vysunována do mostního otvoru. Pro založení nových pilířů byl použit návrh projektu, zapažit stavební jámy záporovým pažením a piloty vyvrtat z úrovně nábřeží.

V době nabídky byl rozpracováván i návrh použít staré nosné konstrukce jako montážní plošinu, používat během montáže i příčný zásun a staré konstrukce demontovat po dokončení stavby nového mostu nezávisle na výluce. Při propracovávání variant byl rychleji dopracován dříve uvedený a zvolený postup. Byl zvolen i pro minimální zásah do profilu koryta řeky, vzhledem ke strachu z možných povodní. Žádné povodně stavbu naštěstí nepostihly.

V 12/2011 až 02/2012 proběhly přípravné práce, tvorba výrobních dokumentací ocelových konstrukcí, tvorba technologických postupů, vytyčování inženýrských sítí, pyrotechnický průzkum, upřesňující jednání o použitých technologiích v zájmu dodržení slíbeného termínu výstavby a vyřizování dopravních omezení na komunikacích. Byl vytvořen harmonogram výstavby objektu. Byla též založena PIŽMO bárka na Larsenové jímce vyplněné štěrkem v řece. Tato bárka pak sloužila pro podepření starých ocelových konstrukcí (dále jen SOK) při výsunu a demontáži a pro podepření pracovní podlahy pro montáž a výsuny nové ocelové konstrukce (dále jen NOK).

Po zahájení výluky a demontáži železničního svršku bylo dokončeno podepření SOK na bárce a zbourány stávající klenby nad Denisovým nábřežím. Zbytky pilířů kleneb byly vyžívány pro výsun SOK. Během demolic se ukázal stav zbytku pilířů jako horší než očekávaný a byly vyrobeny přípravky pro jejich dočasné zesílení.

Po ubourání pilíře a kleneb na Denisově nábřeží byl zahájen postupný výsun obou SOK a jejich postupné uřezávání a odvoz do šrotu. Odvoz do šrotu byl zajišťován investorem a těsně před realizací došlo ke změně odběratele šrotu. Tato změna způsobila drobné komplikace v termínech, ale práce po počátečních komplikacích pokračovaly. Již během výsunu SOK, začátkem května byla zahájena demolice masivních konstrukcí a hlubinné založení opěry 2 na Anglickém nábřeží.

Po odstranění SOK (16. 5.) bylo dokončeno bourání staré spodní stavby na Denisově nábřeží a byl přisypán násyp na pravém břehu řeky. Na uvolněné ploše byly do konce května zavrtány a osazeny zápory budoucího zapažení stavební jámy pro výstavbu pilíře 1 (dále jen P1).

Během června byl postupně ubourán starý P1 pod úroveň terénu zároveň se zhotovením pažení stavební jámy. Jáma byla opětně zasypána a z vytvořené vrtné úrovně byly vrtány a betonovány piloty založení P1. Po vyvrtání pilot byla jáma opět vykopána a do konce července byl zhotoven základový blok P1. Celý postup byl kvůli problémům s přítokem vody do stavební jámy pomalejší, než jsme očekávali.

V době pomalého postupu na zakládání P1 byly během června vyvrtány a vybetonovány piloty pod nový P2 skrze původní pískovcové zdivo starého P2. Současně byly zavrtány a osazeny zápory pažení u P2 a postupně vybouráno zdivo původního P2 pod ochranou záporového pažení a do 8. 7. byla odhalena základová spára na P2. Do poloviny července

byl hotov základový blok P2. Ve stejné době, tedy červnu a červenci proběhla výstavba založení a celých nových opěr na Denisově (OP1) i Anglickém nábřeží (OP2).

Po dokončení základového bloku P1 pokračovala v srpnu výstavba dolní části dříku P1. Dřík pilíře P1 nemohl být dokončen před posledním výsunem NOK, protože v místě jeho úložného prahu byla umístěna pracovní plošina pro montáž NOK. Na P1 byly práce pozastaveny během montáže NOK. P1 byl dokončen až v první dekádě října.

V době od poloviny července do poloviny srpna byl vystavěn celý dřík P2, včetně vytvoření úložného prahu pro pole 2 a úložného prahu pro 3. pole. Dne 20. 8. byla hotova stavební připravenost pro vložení NOK 3. pole. Dříky obou opěr byly zhotoveny v červenci, jak je výše uvedeno.

Do konce ledna 2012 byla zhotovena výrobní dokumentace na ocelové konstrukce. Během února byla schválena investorem.

V březnu a dubnu byly vyrobeny u OK-BE v Uhříněvsi revizní lávky a žebříky pro 2. pole. Výroba NOK 1. a 3. pole (2 x 96 t) proběhla od května do července 2012 ve výrobně OK-BE v Dublovicích. NOK pro 2. pole byla vyrobena v březnu až červnu ve výrobně MCE Slaný. Protikorozní ochrana všech ocelových konstrukcí byla prováděna v Dublovicích.

Vzhledem k pomalejšímu postupu při demontážích, odvozu šrotu a založení pilíře P1 byl upraven projekt pracovní podlahy a montáže NOK 2. pole. Původně předpokládané podepření na základu P1 bylo posunuto na dočasné piloty zhotovené mimo obrys stavební jámy založení P1. Současně s výstavbou základů P1 byly v polovině června zahájeny práce na podpěrné konstrukci a na montáži NOK 2. pole. Ocelová konstrukce byla vyrobena a přepravována na stavbu po jednotlivých dílech s délkou 10 m až 23 m. Na stavbě byly tyto díly skládány na podpěrnou konstrukci, dorovnány do správné polohy pod dohledem a za současného měření geodetem a po kontrolách bylo provedeno svaření sestavy. Montáž proběhla ve třech etapách a tyto etapy byly ještě rozděleny na montáž dolních pasů a na montáž vrchní části. Montáž a vysouvání ocelové konstrukce probíhaly do druhé poloviny září. Po dokončení pilíře P1 mohla být NOK 2. pole ustavena do konečné polohy na ložiska a bylo provedeno podlití ložisek v polovině října.

NOK 3. pole byla vložena 20. 8. Dvojice svařených I nosníků byly sestaveny a svařeny v celé délce a do dvojic již ve výrobně. To umožnilo dovoz celých nosných konstrukcí a jejich vložení jako celků do mostního otvoru. Do 22. 8. byly NOK na svých místech a byly zahájeny práce na bednění a armování mostovky.

NOK 1. pole mohly být vloženy až pod dokončení P1. Byly tedy osazeny na ložiska v první polovině října.

Mostovky byly betonovány na ocelových konstrukcích uložených na podlitá ložiska. Nejprve proběhlo zhotovení bednění, armování a betonáž mostovky 3. pole mezi 22. 8. až 6. 9. Dále byla zhotovena mostovka 2. pole v první polovině října. A nakonec byla dokončena mostovka 1. pole v době druhé dekády října. Dále byly vybetonovány římsy, osazeny mostní dilatační závěry a izolace mostovek.

V poslední dekádě listopadu byl položen železniční svršek na celý most.

2. 11. 2012 proběhla statická zatěžovací zkouška dvěma jeřáby EDK 750 a dvěma parními lokomotivami.

Uvedení mostů do provozu proběhlo 5. 12. po jedné koleji a 17. 12. 2012 byly uvedeny do provozu i zbylé dvě koleje a trakční vedení do železniční stanice Plzeň hlavní nádraží.

Na jaře 2013 ještě proběhnou dokončovací práce, terénní úpravy a protikorozní ochrana montážních styků, eventuálně opravy poškození během výstavby a montáže.

Faktory ovlivňující zásadním způsobem průběh výstavby

Základním faktorem byla koordinace prací velkými a těžkými stroji na malé ploše. Jak bylo v úvodu popsáno, použitelná plocha staveniště byla velmi malá – v jedné úrovni použitelná pro stroje cca 10 x 30 m. Ostatní plochy byly v jiných úrovních, použitelné jen pro skladování materiálu. Limitujícím faktorem byly potřebné dosahy jeřábů a hmotnost přenášených břemen. Vzhledem k velikosti staveniště bylo možno použít maximálně pásový jeřáb s nosností cca 20 t na 17 m a tomu přizpůsobit celou technologii montáže NOK a demontáže SOK. Jen samotný jeřáb zabral plochu 8 x 8 m, bez manipulačního prostoru kolem. Nějakou dobu muselo probíhat také založení objektu na pilotách a zavrtání zápor pažení. Vrtná souprava zabrala také nejméně 8 x 8 m plochy a další manipulační prostory pro likvidaci vývrtku a betonáž pilot. Zemní práce prováděly současně dva těžké bagry s podobnými rozměry. Materiál byl odvážen a navážen nákladními auty včetně podvalníků. Díly NOK 2. pole byly tyčové prvky dl. 10 až 20 m a hmotnosti 5 – 20 t. Konstrukce pole 1. a 3. byly dvojice nosníků rozměrů cca 32 x 3,7 x 2,1 m hmotnosti 32 t. Běžně byl na stavbě zároveň i druhý menší jeřáb. Práce velkými stroji na malém prostoru ve stejnou chvíli kladla zvýšené nároky na zajištění bezpečnosti práce.

Dalším faktorem bylo i to, že na malém staveništi prováděli práce současně až čtyři střediska či firmy a každý se v dnešním ekonomickém tlaku snažil uhájit hlavně své potřeby.

Výše uvedené skutečnosti vedly ke koordinačním poradám konaným i 2x týdně a ke tvorbě denních i hodinových prostorových harmonogramů na týden dopředu tak, aby nedocházelo ke kolizím jednotlivých strojů a technologií. Denní harmonogram stavby mostu se 700 provázanými položkami v MS Project byl upravován každých cca 10 dní podle momentálního vývoje na stavbě. Jakmile se nějaká operace zpozdila, bylo nutno ihned najít úpravu postupu, aby byl dodržen termín konce výluky drážního provozu.

Při výstavbě pilíře 1 nám práce velmi zkomplikovala voda protékající pažením. Množství vody bylo obtížně čerpatelné i 10 silnými čerpadly a nakonec bylo přikročeno k postupnému utěsnění jímky betonovou stěnou z rychle tuhnoucího betonu.

V neposlední řadě bylo zásadním faktorem i velmi obtížné prosazování nezbytných změn a úprav technologie provádění u objednatele.

Závěr

Přes mnohé komplikace a potíže během výstavby byl termín ukončení výluky dodržen díky spolupráci všech zúčastněných.

Průběh stavby také ukázal, že v současné době je snažší vypořádat se s technickými a přírodními problémy na stavbě, než s potížemi, které procesu stavění působí neznalost, nezasvěcenost a uplatňování nesmyslných pravidel, které se rodí jako houby po dešti a jsou vytvářeny lidmi bez jakékoliv stavbařské kvalifikace a praxe.

Výroba a montáž pole 2 mostu přes Radbuzu v Plzni

Ing. Karel Kovář, MCE Slaný s.r.o.

Ing. Pavel Očadlík, Ing. Pavel Ryjáček, Ing. Martin Vovesný, VPÚ DECO PRAHA a.s.

Cílem investičního záměru SŽDC, s.o., Stavební správa Plzeň při rekonstrukci původního, jednopolového, dvoukolejného železničního mostu se dvěma samostatnými nýtovanými příhradovými konstrukcemi s horní mostovkou bylo: vložení třetí koleje, zvýšení zatížitelnosti NOK, rozšíření MPP a nutného profilu kolejového lože, nahrazení nevyhovující spodní stavby a kleneb na nábřežích. Zpracovatelem projektové dokumentace nového mostu byla společnost SUDOP PRAHA a.s., zpracovatelem výrobní a montážní dokumentace VPÚ DECO PRAHA a.s., hlavním zhotovitelem Skanska a.s., ocelovou konstrukci vyrábělo sdružení firem MCE Slaný a OK-BE v období 01/2012 – 06/2012, výstavba byla realizována v 272 denní výluce v období 8. 3. – 5. 12. 2012.

1. Úvod

Předmětem tohoto článku je popis demolice, výroby a montáže pole č. 2 přes řeku Radbuzu v Plzni. Pro výstavbu tohoto mostu bylo nutno provést řadu zajímavých a netradičních operací a konstrukcí, a to ve značně stísněných podmínkách.

1.1 Stručný technický popis stávajícího mostu

Původní železniční most z roku 1877 se nacházel v intravilánu města Plzně a překonával svým hlavním polem tok řeky Radbuzy. Na kamenných opěrách byly uloženy dvě samostatné ocelové příhradové nýtované nosné konstrukce s horní mostovkou o rozpětí 61,09 m. Ocelové konstrukce vykazovaly hrubé závady a trhliny v prvkové mostovce. OK byla na mnohých místech zasažena korozí.

Na opěry navazovaly kamenná zaklenutá předpolí, pod nimiž na obou stranách procházela místní komunikace.

1.2 Návrh nové mostní konstrukce

Tento most již svým uspořádáním a stavem již neodpovídal dnešním požadavkům, proto byl zcela rekonstruován. Nový železniční most je se třemi kolejemi o třech prostých polích rozpětí 26,35 + 63,40 + 26,35 m. Nosnou konstrukci krajních polí č. 1 a č. 3 tvoří spřažená ocelobetonová konstrukce. Nosnou konstrukci středního pole tvoří jedna konstrukce pro všechny tři koleje o rozpětí 63,4 m. Spodní stavbu tvoří opěry a pilíře ze železového betonu.

1.3 Popis nové nosné konstrukce pole 2

Pod trojicí kolejí je navržena jediná samostatná, kolmo uložená spřažená ocelobetonová nosná konstrukce. Ocelová část NK je tvořena třemi hlavními ocelovými příhradovými nosníky, s celkovou výškou mezi pásnicemi 7430 mm. Rozpětí 63,40 m, délka nosníků 64,80 m, délka mostu 65,10 + 0,12 = 65,22 m. Nosníky jsou spřaženy trny s železobetonovou deskou tl. 250 až 514 mm. Celosvařované hlavní nosníky jsou v místech uložení spojeny koncovými příčnými ztužidly (tvaru dvojitého X) a příčníky. V poli je umístěno ztužení v místech svislic. Horní příčník je pouze montážní, trvalý dolní příčník je doplněn ztužidlem tvaru V. K revizi NK složí čtveřice revizních lávek. Pohyb mezi nimi obstarávají dvojice revizních žebříků. NOK je uložena na kalotových ložiskách.

2. Odstranění původního mostu

Aby bylo možno osadit novou NOK, bylo nejprve třeba provést demontáž staré SOK. Ta byla značně komplikována stísněným prostorem mezi dvěma sousedními mosty. Vzhledem k těmto omezením byla zhotovitelem navržena technologie postupného podélného výsunu a průběžného rozřezávání mostu. Pro tento výsun bylo zejména třeba zajistit v korytě řeky provizorní podporu, a dále nutno vyrobit a postavit řadu pomocných podpor.

Pižmo bárka PP1 byla založena na štětové jímce v korytě řeky, vysypané zhutněným štěrkem. Byla provedena z typových prvků Pižmo, vč. rektifikovatelných nánožek N2. Její rastr je 4 x 14 m. V horní části jsou sazeny křížem nosníky R2 a R3, na kterých je výsuvný rošt a stolice.

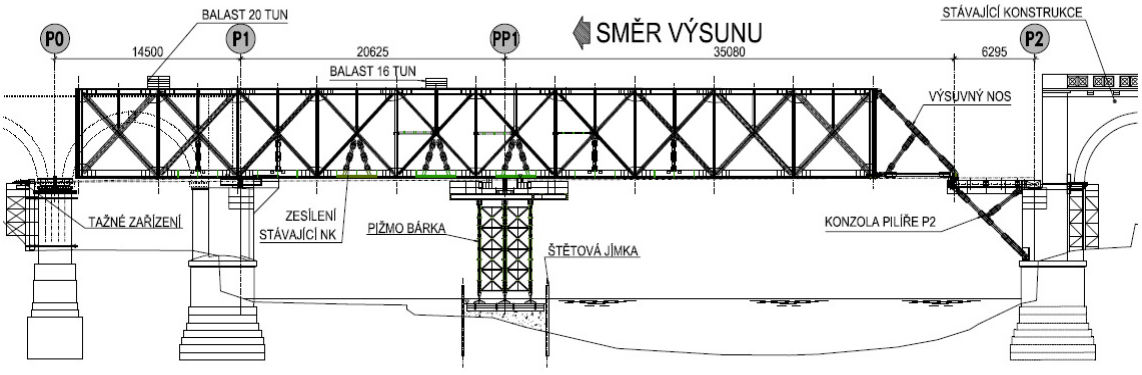
Výsuvný nos sloužil pro prodloužení SOK do doby, než dojde k přenosu rovnováhy. Byl proveden z typových ocelových profilů, spojených čepy.

Pro zajištění výsuvné dráhy byla na pilíři P2 osazena výsuvná konzola, vzepřena do P2 a osazena na odstupek základu a připojena táhly do dříku P2. Tato konzola sloužila pro pojezd nosu SOK a následně SOK. Obecně je konzola vyrobena z typových prvků FS. Hlavní dráha byla tvořena nosníkem HEB 550, kterým je připojena konzola pomocí předpínacích tyčí k pilíři. Celá konstrukce konzoly byla prostorově ztužena.

Vzhledem ke značným reakcím při výsunu již nevyhověl dolní pas SOK zejména na ohybové zatížení. Z toho důvodu musí být konstrukce zesílena. Jednak svislou stojkou z prvků FSIII, která zmenšuje rozpětí dolního pasu z 6,2 m na 3,1 m, a dále vyztužení typu A, které je rovněž z prvků FSIII a zmenšuje rozpětí na 2,1 m. Dále bylo nutno zkrátit vzpěrnou délku vybraných svislic.

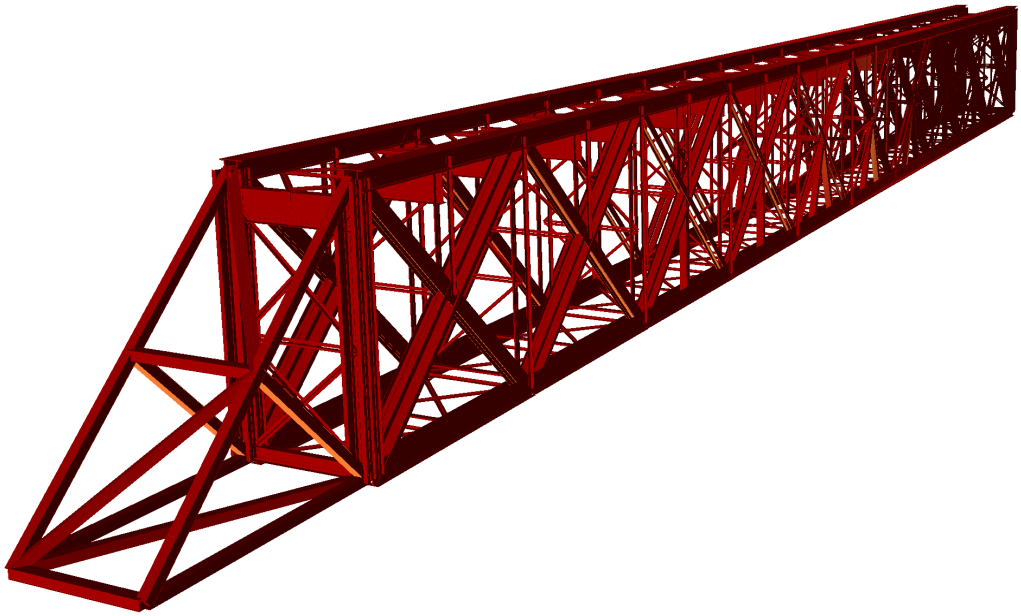
Pro výsun každé SOK byl použit 1 ks hydraulického lanového zvedáku HLZ 50, osazených na pilíř P0.

Komplikací též bylo, že dolní pas SOK byl osazen nýty a nebylo možné po něm přímo vysouvat. Z toho důvodu byly na dolní pas přivařeny bodovými svary tzv. lamely, které vyrovnávaly jednak nýtové hlavy, jednak různé tloušťky pásnice dolního pasu. Samotný výsun pak probíhal na výsuvných stolicích, osazených kluzným materiálem a bočním vedením.



Obr. 1 Přehledný výkres demontáže

Pro posouzení stávající konstrukce byl vytvořen prostorový model mostu, který geometricky vychází z archivní dokumentace. Postup výstavby a statické změny v průběhu demontáže byly posouzeny pomocí fází výstavby, které umožnily provádět změny v modelu dle skutečného postupu výsunu a demontáže. Posouzení konstrukce komplikovalo staticky neurčité chování lokálně značně zatížených nýtovaných styčníků.



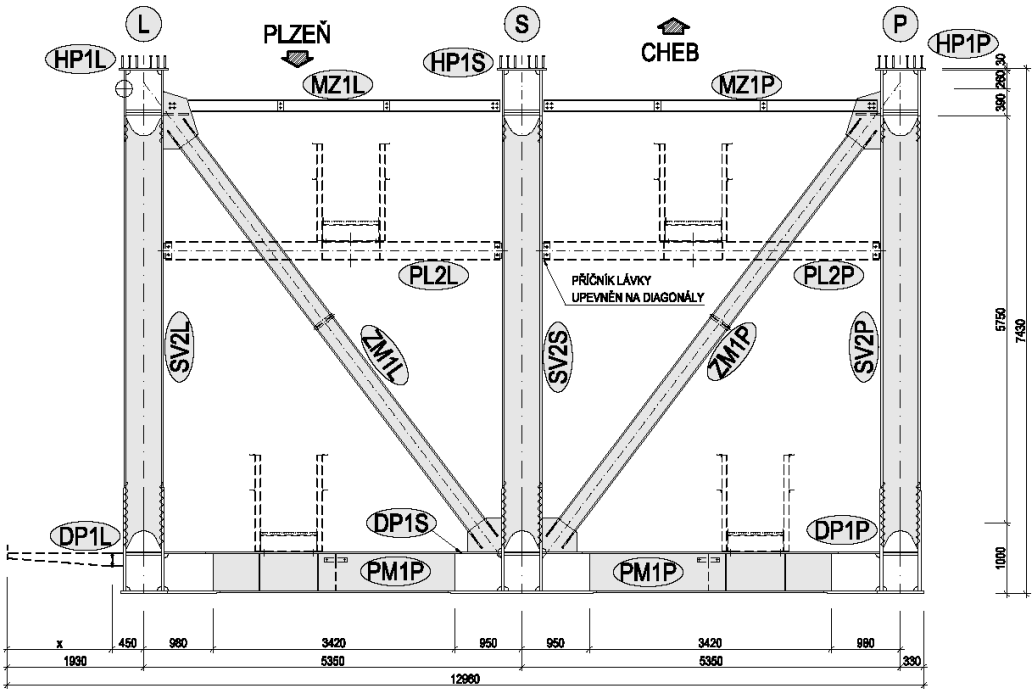
Obr. 2 Render výpočetního modelu

Po zahájení výsunu byla celá konstrukce nejprve přizdvižena tak, aby spočívala pouze na dvou podpěrných místech a tak byla jasně definována velikost reakcí. Následně proběhl výsun SOK o 1 příhradu a osazen výsuvný nos. Dále proběhl výsun SOK o 1 příhradu. Jakmile poloha těžiště překročila PP1, došlo k překlopení SOK a k uvolnění výsuvného nosu, který pak byl demontován. Dále probíhal postupný výsun na pravý břeh a rozřezávání SOK

Obr. 3 Odstrojená původní NK při výsunu

3. Výroba nové OK

Novou ocelovou konstrukci pole 2 vyráběla firma MCE Slaný, revizní lávky vyrobila firma OK-BE. Konstrukce je navržena z materiálu S355J2+N a S355K2+N, celková hmotnost OK činí 487 tun. Dolní i horní pasy hlavních nosníků byly rozděleny na tři montážní dílce. Délky těchto dílců se pohybovali v rozmezí od 21 m do 23 m, hmotnosti od 14 t do 17,7 tuny. Ostatní prvky – svislice, diagonály, příčníky a ztužení podporové i mezipodporové a vodorovné ztužení byly vyrobeny jako samostatné montážní dílce.



Obr. 4 Příčný řez nosnou konstrukcí

Po úspěšných dílenských přejímkách ve výrobním závodě firmy MCE Slaný byly dílce dopraveny do firmy OK-BE, kde byla provedena protikorozní ochrana. Byl proveden kombinovaný systém protikorozní ochrany sestávající z metalizace Zinacorem 850, dvou vrstev epoxidových nátěrů a vrchní polyuretanové vrstvy v celkové tloušťce 320 µm.

Obr. 5 Výroba nosné konstrukce v mostárně MCE Slaný

4. Montáž nové NK

Montáž nové NK byla taktéž komplikována stísněným prostorem, proto se opět využila technologie podélného výsunu. Nepříznivý účinek na stabilitu mělo též osazené bednění, které zvyšovalo celkovou hmotnost vysouvané konstrukce na cca 840 tun. Nosná konstrukce byla montována v několika etapách na pravém břehu Radbuzy a následně podélně vysunuta přes koryto řeky. Řada pomocných podpor byla využita z demolice SOK.

Pižmo bárka PP1 byla částečně přestavěna, zejména horní část.

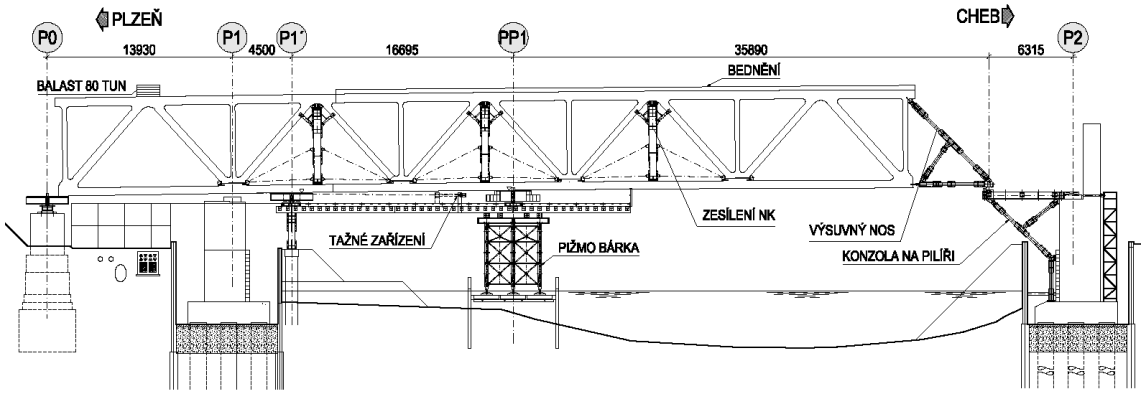
Před pilířem P1 bylo s ohledem na postup betonážních prací nutno provést ocelovou jehlu. Byla tvořena třemi stojkami z profilu RS521, které byly vzájemně spojeny a ztuženy příhradovým ztužením. Na nich byla umístěna výsuvná stolice. Založení jehly bylo z velkoprůměrových vrtaných pilot průměru 900 mm.

Montážní plošina mezi P1 a PP1 pak zajišťovala prostor a podepření pro montáž a svaření nové NK. Byla provedena z trojice nosníků 2x HEB 500, uloženými na PP1 a na jehlu u P1.

Výsuvný nos sloužil pro prodloužení NOK do doby, než dojde k přenosu rovnováhy. Byl analogický k nosu na SOK. Pro zajištění výsuvné dráhy byla na pilíři P2 osazena výsuvná konzola, vzepřena do P2 a osazena na odstupek základu a připojena táhly do dříku P2. Tato konzola byla

Vzhledem ke značným reakcím při výsunu již nevyhověl dolní pas NOK zejména na ohybové zatížení. Z toho důvodu musela být konstrukce zesílena. Zesílení bylo provedeno svislou stojkou z prvků RST, která zmenšuje rozpětí dolního pasu z 12,67 m na 6,33 m.

Pro výsun NOK bylo použito celkem 2 ks hydraulických lanových zvedáků HLZ 50. Ty byly usazeny na plošině mezi PP1 a P1. Tažné lano bylo nataženo pod celou NK a napojeno na textilní vazáky, omotané kolem příčníku NOK. Samotný výsun pak probíhal na výsuvných stolicích, osazených kluzným materiálem a bočním vedením.



Obr. 6 Přehledný výkres montáže

Nejprve byly smontovány cca 2/3 NOK na pravém břehu. NOK byla zesílena stojkami a byla osazena bedněním. S ohledem na stabilitu při výsunu bylo osazeno cca 80 t balastu. Následně proběhl výsun NOK o cca 19 m. Tím vznikl prostor pro osazení poslední části NOK.

Po sestavení třetí části NK na plošině, zesílení a osazení bednění byl balast přemístěn na konec NOK. Na konec mostu byl osazen výsuvný nos. Následně proběhl výsun NOK, přičemž v průběhu došlo k překlopení na výsuvný nos, který následně pojížděl

na konzole na P2. Pro poslední fázi pak byl nos demontován a proběhl výsun NOK o cca 6,3 m do definitivní polohy.

Obr. 7 Pohled na NOK při výsunu

5. Závěr

Z technického, statického i z koordinačního hlediska se jednalo o mimořádnou kumulaci mimořádně náročných operací v rámci jednoho mostu. Úspěch akce by nebyl možný bez značného nasazení zúčastněných.

Předpis SŽDC S 5 Správa mostních objektů a S 5/2 Správa mostních provizorií

Ing. Milan Kučera, Ing. Zdeněk Nečekal, SŽDC, s.o.

Odbor tratového hospodářství v roce 2012 vydal v souladu požadavkem Pokynu generálního ředitele č. 8/2008 „Převzetí předpisů Českých drah, a. s., do gesce Správy železniční dopravní cesty, státní organizace, na základě převodu činností provozovatele dráhy“ č. j. 12 026/08 OKS, novelu předpisu SŽDC S5 Správa mostních objektů a předpis SŽDC S5/2 Správa mostních provizorií.

Předpis SŽDC S5 Správa mostních objektů

Předpis S5 řeší problematiku hodnocení stavebního stavu mostních objektů, provádění hlavních prohlídek a dohlédací činnosti, vedení souboru provozní dokumentace včetně zatížitelnosti a přechodnosti. Dále řeší problematiku bezpečnosti provozu, ochrany a udržování mostních objektů. Problematika věnovaná mostních provizoriím byla nově vyčleněna do samostatného předpisu S5/2.

Nový předpis SŽDC S5 byl schválen generálním ředitelem SŽDC dne 21. 09. 2012 pod č. j. S 9244/2012-OTH s účinností od 1. října 2012. Zatím je k dispozici pouze v elektronické verzi ale počítá se s vydání tištěné verze ve formátu A4. Vlastní předpis obsahuje 34 stran textu a 8 příloh, které mají 46 stran, celkem tedy 80 stran. Vydáním tohoto předpisu se ruší předpis SŽDC (ČD) S5, účinný od 1. 6. 1996 včetně změny č. 1, která byla vydána pod č. j. 5883/98-KVŘ dne 22. 7. 1998 a účinné od 1. 8. 1998.

Diskuze se o aktualizaci a vlastní tvorba tohoto předpisu začala již na ČD kolem roku 2007, pokračovaly v době organizačních změn a byly dokončeny až v roce 2012 na SŽDC. Cílem novely bylo zpracovat štíhlý předpis, který by nevyžadoval neustálé změny v souvislosti se změnami organizační struktury, stanovil základní zásady správy mostních objektů v souladu s platnou legislativou. Proto byla část předpisu přesunuta do příloh. Novela rovněž nahradila několik tzv. Opatření vrchního ředitele DDC, které nebyly zcela převzaty do legislativy SŽDC.

Předpis, kromě standardních kapitol jako je seznam použitých značek a úvodní ustanovení, se věnuje především HODNOCENÍ MOSTNÍCH OBJEKTŮ. Původní systém 3 stupňů zůstal v podstatě zachován. U třetího stupně hodnocení objektů, které vyžadují stavební zásah většího rozsahu, se již nepožívá název hodnocení „nevyhovující“. Část třetí je věnována HLAVNÍ PROHLÍDCE. Ta obsahuje pokyny pro provedení hlavní prohlídky. Na tuto část navazuje obsáhlá příloha č. 2. Nově je doplněna příloha řešící způsobilost pracovníků prováděních hlavní prohlídku.

V části DOHLÉDACÍ ČINNOST se předpis věnuje jednotlivým formám dohlédací činnosti na mostních objektech. Od tzv. „trvalého dohledu“, který byl v souladu s vyhláškou nahrazen pojmem „obchůzka trati, kontrolní jízda“, přes běžnou prohlídku a podrobnou prohlídku až po mimořádnou prohlídku. Mimořádná prohlídka nahrazuje dříve používaný termín kontrolní prohlídka. Ta je dnes vyhrazena stavebním zákonem příslušných stavebním úřadům.

Část pátá předpisu PROVOZNÍ DOKUMENTACE se věnuje vedení provozní dokumentace, evidenci spravovaných objektů a vlastnímu souboru mostní dokumentace. Dále výpočtu udržovacích jednotek (s odkazem na přílohu 8), vedení souborů záznamů z běžných a podrobných prohlídek apod.

V části ZATÍŽITELNOST A PŘECHODNOST jsou uvedeny pokyny pro sledování, vyhodnocování, vedení a evidenci dosažených parametrů včetně určování rychlosti na mostních objektech.

BEZPEČNOST PROVOZU A OCHRANA MOSTNÍCH OBJEKTŮ je obsažena v části sedmé. Obsahuje kapitoly týkající se šířkového uspořádání na a pod mostními objekty, uspořádání pojistných úhelníků na mostě, ochraně podpěr mostních objektů přes železniční tratě a železničních mostních objektů přes pozemní komunikace

Pokyny pro UDRŽOVÁNÍ MOSTNÍCH OBJEKTŮ jsou uvedeny v části osmé a v související příloze 7.

Dále předpis obsahuje 8 příloh:

Příloha 1 – Názvosloví, definice pojmů

Příloha 2 – Hlavní prohlídka

2.A Přehled dokumentace předkládané k hlavní prohlídce

2.B Zpráva o průběhu stavby

2.C Žádost o provedení hlavní prohlídky

2.D Přehled evidovaných údajů a koncept evidenčního listu

2.E Vzor zápisu o hlavní prohlídce

2.F Pověřování zaměstnanců výkonem hlavní prohlídky

Příloha 3 – Běžná prohlídka

Příloha 4 – Pokyny pro provádění podrobné prohlídky

Příloha 5 – Protokol o podrobné prohlídce

Příloha 6 – Bezpečnostní opatření

Příloha 7 – Zásady pro provádění údržby

Příloha 8 – Udržovací jednotky

Předpis SŽDC S5/2 Správa mostních provizorií

Při stanovení koncepce předpisu SŽDC S5 bylo rozhodnuto, že část týkající se správy mostních provizorií uvedená v předpise S5, bude zpracována v samostatném předpise S5/2 Správa mostních provizorií (dále jen S5/2). Předpis SŽDC S5/2 proto upravuje správu, technické požadavky a činnosti související se správou mostních provizorií, jež lze použít do železniční dopravní cesty, se kterou má právo hospodařit státní organizace Správa železniční dopravní cesty.

V předpise S5/2 jsou stanovena jednotná pravidla, za jakých podmínek lze použít mostní provizoria do železniční dopravní cesty.

Správou se v tomto předpise rozumí především označování, evidence, podmínky použitelnosti, vkládání, technické prověřování, určování maximální rychlosti na mostních provizoriích v závislosti na typu, způsobu uložení a podle úpravy a stavu železničního svršku.

Problematika správy mostních provizorií (nosné konstrukce a provizorní podpěrné konstrukce) dlouhodobě nebo krátkodobě vložených do železniční dopravní cesty tj. dohlédací činnosti, provádění hlavních prohlídek, vedení provozní dokumentace, zajištění údržby atp.) je obsažena v předpise SŽDC S5

Pro zajištění provozuschopnosti mostních provizorií a jednotné evidence je veden centrálně na oddělení mostů a tunelů celkový registr MP (tabulkový přehled ve formátu xls). Pro zařazení mostních provizorií do celkového registru a jejich udržení v tomto registru je povinné předání údajů, které jsou uvedeny v jeho tabulkovém přehledu. Celkový registr

je umístěn na webových stránkách SŽDC. Na mostní provizoria zařazená do celkového registru se pohlíží jako na prověřené mostní konstrukce, použitelné pro vložení do trati.

Z celkového registru lze zjistit typy a počty mostních provizorií, které jsou aktuálně k dispozici. Jedná se o jednu z možností, jak zefektivnit využívání mostních provizorií a zajistit přístup k datům, které mohou využít projekční složky a stavební firmy v rámci realizace jejich stavební činnosti.

Předpis S5/2 Správa mostních provizorií nabyl platnosti 1. října 2012.

Vydáním předpisu S5/2 byla zrušena směrnice SŽDC č. 91 o podmínkách použitelnosti mostních provizorií určených ke vložení do železniční dopravní cesty.

Správa železniční dopravní cesty, státní organizace,
Dlážděná 1003/7, 110 00 Praha 1

SŽDC
S5

Správa mostních objektů

Schváleno generálním ředitelem SŽDC
dne: 21.09.2012
č.j.: S 9244/2012-OTH

Účinnost od 1. října 2012

Počet listů : 40
Počet příloh: 8
Počet listů příloh: 22

Úroveň přístupu „B"

Správa železniční dopravní cesty, státní organizace,
Dlážděná 1003/7, 110 00 Praha 1

SŽDC
S5/2

Správa mostních provizorií

Schváleno generálním ředitelem SŽDC
dne: 21. září 2012
č.j.: S 39713/2012-OTH

Účinnost od 1. října 2012

Počet listů : 10
Počet příloh: 5
Počet listů příloh: 6

Úroveň přístupu „B"

SO 43-19-10 žst. Přerov, železniční most přes Bečvu v km 183,974

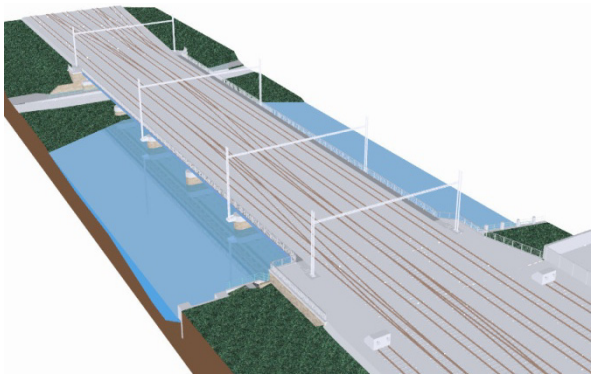
Ing. Gabriela Šoukalová, Ing. Dalibor Václavík, Ing. Petr Šťasta,
FIRESTA-Fišer, rekonstrukce, stavby a.s.

Most převádí pětikolejnou železniční trať přes řeku Bečvu, místní komunikaci a veřejné chodníky. Objekt se nachází ve stanici žst. Přerov a je součástí stavby: "Rekonstrukce žst. Přerov, 1. stavba".

V železniční stanici dochází k celkové změně kolejového řešení, kdy je nutné umístit na most kolejové spojky. Současně dochází ke zdvihu nivelety o 90-190 mm. Těmto požadavkům nevyhověly stávající prvkové nosné konstrukce a z těchto důvodů byly nahrazeny spojitou trámovou, plnostěnnou, ocelovou konstrukcí s ortotropní mostovkou a průběžným kolejovým ložem.

Stávající kamenná spodní stavba z r. 1860 byla částečně zachována a nová nosná konstrukce je spojitý nosník o 5 polích. Rozpětí jednotlivých polí je 20,460 + 3 x 20,160 + 20,460.

Obr. 1 Pohled na původní most



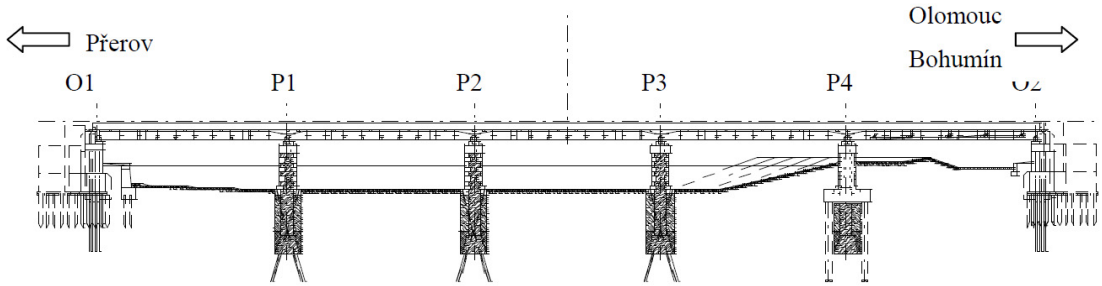
Obr. 2 Vizualizace nového mostu

Délka přemostění:	100,180 m
Šířka mostu:	26,3 m
Stavební výška:	1860 mm
Mostní průjezdní profil:	MPP 3
Traťová rychlost:	80 km/hod., 60 km/hod. ve spojkách

V příčném směru je objekt dělen na 3 samostatné konstrukce. Dvoukolejná konstrukce v koleji č. 1 a 2 ve směru na Olomouc, dvoukolejná konstrukce v koleji č. 1 a 2 ve směru na Bohumín a jednokolejná konstrukce pro výtažnou kolej 3v.

Stávající kamenná spodní stavba opěr O1 a O2, pilířů P1, P2, P3 byla podchycena mikropilotami, injektována a přespárována. Stávající kamenný pilíř P4 byl nahrazen novým, železobetonovým. Byly vybetonovány nové úložné prahy a závěrné zídky.

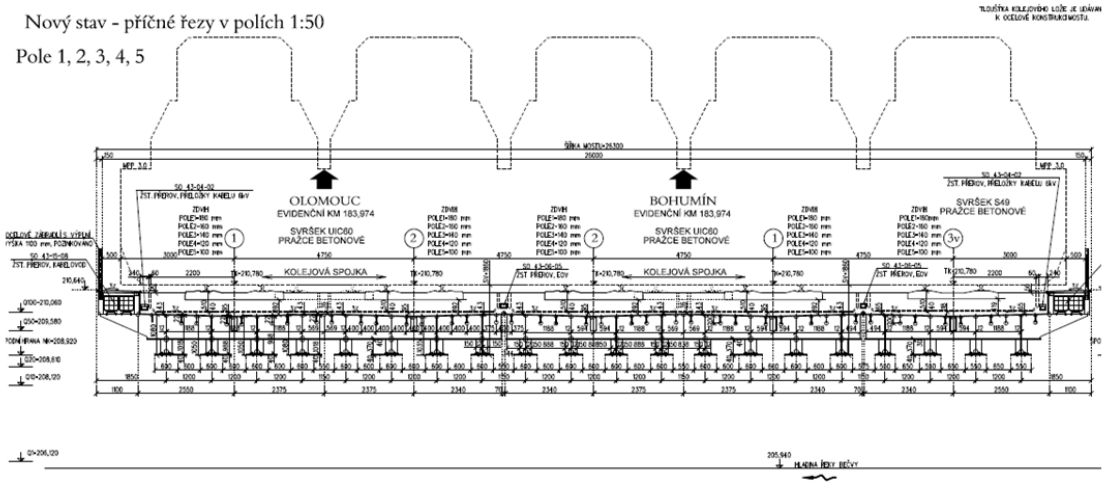
Stávající kamenná křídla byla nadvýšena. Sanace spodní stavby probíhala v těsněných štětovnicových jímkách.



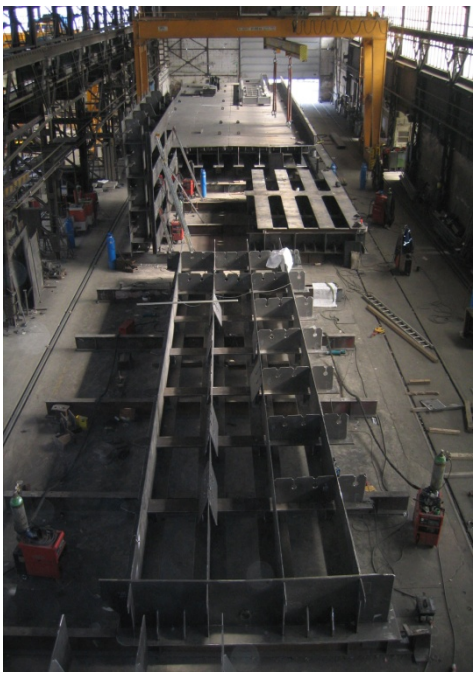
Obr. 3 Podélný řez – nový stav – založení mostu

Výroba ocelové konstrukce

Výroba ocelové konstrukce probíhala (a v době psaní příspěvku probíhá výroba poslední etapy NK3) v mostárně společnosti FIRESTA včetně dílenské aplikace protikorozní ochrany.



Obr. 4 Příčný řez v poli – nový stav



Obr. 5 Výroba ocelové konstrukce

Nosná konstrukce je tvořena 4 hlavními nosníky s ortotropní mostovkou pod každou kolejí. Osová vzdálenost nosníků je 1200 mm, u dvoukolejných konstrukcí je osová vzdálenost mezi dvěma středními nosníky snížena na 1150 mm. Mostovkový plech je příčný se sklony 3 % a je podpírán soustavou podélných a příčných výztuh (příčníků). Hlavní nosníky jsou přivařeny k průběžným podporovým příčníkům stejné výšky.

Příčníky v polích přenášející zatížení z podélných výztuh do hlavních nosníků jsou v osové vzdálenosti 2000 mm. Jejich výška je cca. 60 % výšky hlavních nosníků, spodní pásnice jsou průběžné a procházejí prostupy ve stěně hlavních nosníků. Pod příčníky jsou umístěny výztuhy hlavních nosníků.

Pod chodníkovými plechy jsou na obou vnějších konzolách mostu vedeny kabelové chráničky (pouze NK1 a NK3).

Konstrukce byla v příčném směru rozdělena na montážní díly vždy v ose koleje a v ose os sousedních kolejí. Všechny 3 konstrukce jsou v podélném směru rozděleny na 9 montážních dílců. Konstrukce NK1 a NK2 jsou v příčném směru rozděleny na 2 dílce v ose konstrukce, na krajních konstrukcí NK1 a NK3 je osazena chodníková konzola.

Konstrukce je vyrobena z plechů S 355 J2+N (tl. 10, 12, 14, 20, 22 mm) a S 355 K2+N (tl. 30, 40 mm) a byla svařována s využitím svařovacích metod 135, 111 a 121. Konstrukce byla na dílně sestavena do sestav – vždy ve 2 etapách na jednu konstrukci včetně osazených hrncových ložisek. Hrncová ložiska jsou navržená jako vyměnitelná. Jejich přípoje k nosné konstrukci a spodní stavbě jsou šroubované. Mezi nadložiskové desky a dolní pásnici příčníků jsou vloženy opracované klínové desky.

Obr. 6 Příprava dílenské sestavy

Na mostě jsou nad opěrami O1 a O2 příčné těsněné dilatační spáry osazené mostními dilatačními závěry. V podélném směru jsou mezi konstrukcemi NK1 a NK2 podélné netěsněné dilatační spáry.

Zábradlí je městského typu se šikmou vnitřní výplní. Jednotlivé dilatační celky zábradlí jsou vodivě propojeny, kromě spojů nad mostními závěry.

Protikorozní ochrana ocelové konstrukce byla provedena podle předpisu SŽDC S 5/4, ČSN EN ISO 12944 a projektu stavby.

– Žárově stříkaný povlak ZINACOR 850 (metalizace)	100 µm
– Provést utěsňovací nátěr naředěný (15-20 %) v tl. cca	20 µm
– Základní nátěr Hempadur Fast Dry 17410/ 12170	70 µm
– Pásový nátěr Hempadur Fast Dry 17410/ 12430	
– Podkladová vrstva Hempadur Fast Dry 17410/ 12430	90 µm
– Vrchní vrstva Hempathane HS 55610/ RAL 7036 - platinově šedá	60 µm
– Celková tloušťka nátěru	240 µm
– Celková tloušťka PKO	340 µm

Celá NOK je ve vrchním odstínu RAL 7036 - platinově šedá, pouze krycí plech kabelovodu (svislá pohledová plocha) má konečný odstín RAL 5024 - pastelová modrá.

Montáž nosné ocelové konstrukce mostu

Jednotlivé dílce ocelové konstrukce mostu jsou expedovány na místo montáže z výrobních prostor střediska ocelových konstrukcí „FIRESTY“.

S ohledem na rozměry a hmotnost montážních dílů byl na montáži použit autojeřáb LIEBHERR LTM 1500-8.1. Dílce byly sestavovány přímo na montážním roštu v podélné ose budoucí konstrukce, vždy v dílčích etapách. Po dokončení montážních činností a protikorozní ochrany montážních styků dílčí etapy následoval výsun ocelové konstrukce. Svarové spoje ocelové konstrukce mostu jsou kontrolovány vizuálně, ultrazvukem na SP2, metodou TOFD na SP1 a svarové hrany ultrazvukem na E2, E4. Montážní práce probíhají po celou dobu ve vyloučených kolejí, ale v těsné blízkosti provozované trati.

Výsun a spouštění nosné konstrukce mostu

Pro montáž nosné konstrukce do mostního otvoru byla s ohledem na místní podmínky, přemosťovanou překážku a harmonogram výstavby zvolena technologie postupného podélného výsunu v nadvýšené poloze a následného spuštění do projektované výšky.

Podélně je každá ze tří nosných konstrukcí rozdělena na 9 montážních dílů, které jsou na montážní plošině (v předpolí opěry O2 a přilehlém poli č. 5) postupně sestavovány v celek a NK v několika etapách vysouvána do mostního otvoru.

Podpěrná skruž je sestavena z dílců Pižma a vyrobených atypických prvků. V rozsahu přemosťované vodoteče jsou montážní podpory osazeny pouze na trvalé mostní podpěry, úložné prahy pilířů P1 až P3 a opěry O1. Montáž podpěrné konstrukce na pilíře je prováděna z pontonového soulodí a sestava dočasných podpěr je navržena tak, aby byla pod vysunutou nosnou konstrukcí z pontonu co nejlépe a v krátkém čase demontovatelná.

Obr. 7 Montáž dočasných podpěr pro výsun na pilíř P1 z pontonu

Obr. 8 NK 1 – 2. etapa výsunu

V rozsahu montážní plošiny jsou na podpěrné skruži osazeny výsuvné dráhy pro pojezd výsuvných vozíků a pro odtlačování NK mostu dvojicí hydraulických válců (výkon 93 tun, zdvih 460 mm). Na pilířích (vyjma budovaný pilíř P4), opěře O1 a na montážní podpoře před pilířem P4, jsou pro výsun osazena kluzná ložiska, vybavená bočním vedením, osazeným k dolním pásnicím hlavních nosníků z vnitřní strany. Dvojkolejné nosné konstrukce (NK 1 a NK 2) mají celkem 8 hlavních nosníků, podepření NK výsuvnými vozíky i kluznými ložisky je situováno pod nosníky č. 2 a 7. Výsun je prováděn celkem ve třech etapách pro každou dvojkolejnou NK a to v délce 20 m za pilíř P3, dále v délce 42 m za pilíř P1 a v poslední etapě 14 m na opěru O1. Hmotnost vysouvané NK 1 byla 606,8 tun, při délce NK 102,36 m.

Eliminace průhybu převislého konce NK mostu při nájezdu na podpěry (činí max. 80 mm pro dvojkolejné NK) se provádí hydraulickými válci osazenými v ose koncového příčníku NK a poblíž pozice kluzných ložisek.

Po dokončení výsunu NK v podélné ose mostu a provedení potřebné přestavby dočasného podepření, je NK spuštěna o 1,40 m na projektovanou výšku. Dvojkolejná nosná konstrukce umožňuje v tomto montážním stavu podepření jen na třech podpěrách ze šesti, což bylo s ohledem náročnost celé manipulace s NK v omezeném časovém prostoru a rovněž díky obtížným přístupům k podpěrám, využito. Spouštění spojité nosné konstrukce o pěti polích bylo provedeno technologií zespod, ze spodní stavby, s dočasnou podpěrnou konstrukcí, umožňující spuštění NK o 1,40 m. Ke spouštění byly použity hydraulické válce výkonu do 93 tun, se zdvihem 150 mm.

Spouštění mostu provádíme synchronním systémem Enerpac, jehož chod je při manipulaci s NK mostu řízen automaticky počítačem (PLC-jednotkou).

Obr. 9 NK 1 – 2. etapa výsunu před najetím na pilíř P1

Postup výstavby mostu

Výstavba objektu probíhá ve 4 fázích. Z dopravního hlediska musí být vždy zachován provoz na dvou traťových kolejích. Vzájemné propojení kolejí pro objetí nesjízdného místa je realizováno vkládáním provizorních spojek před a za most.

Ve fázi 0, která proběhla v roce 2011, byly prováděny přípravné a průzkumné práce, které nevyžadovaly výluky železničního provozu. Byly odstraněny naplaveniny v blízkosti pilířů, aby bylo možné provést mikropiloty z úrovně základového ústupku. Dále byly prováděny přeložky sítí.

Ve fázi 1 probíhala rekonstrukce koleje č. 1 a č. 2 ve směru na Olomouc. Výluka byla zahájena 31. 1. 2012 snesením kolejí a stávajících nosných konstrukcí železničním jeřábem GEK 80. Po zahájení prací na speciálním zakládání klesly teploty až pod -20 °C

a řeka zamrzla. Byl znemožněn přístup na pilíře a práce musely být částečně přerušeny. Následně po oblevě byla stavba ohrožena a poškozena valící se masou ledových ker. Délka výluky se protáhla o 21 dní a skončila 29. 6. 2012.

Obr. 10 Fáze 1

Obr. 11 Fáze 2

Ve fázi 2 probíhala rekonstrukce koleje č. 1 a č. 2 ve směru na Bohumín současně se spodní stavbou koleje 3v a následně i nosnou konstrukcí pod kolejí 3v. Výluka byla zahájena 21. 7. 2012 a koleje ve směru Bohumín budou zprovozněny 7. 12. 2012. Výtažná kolej bude zprovozněna 17. 5. 2012. Ve fázi 3 proběhnou dokončovací práce.

Závěr

Rekonstrukce železničního mostu je velmi náročná, extrémně zkrácené výlukové časy vyžadují dobrou organizaci práce a koordinaci s ostatními stavebními objekty stavby. Kritickým zásahem pro harmonogram se stává jakákoli nepřízeň počasí ale i nesoulad mezi projektem a skutečností, kdy je potřeba okamžité spolupráce projektanta a investora aby práce na výstavbě nebyly zastaveny. Tyto podmínky kladou vysoké nároky na profesní odbornost všech účastníků výstavby.

Dalším problémem a hlavně bezpečnostním rizikem je provádění stavby v blízkosti provozované koleje a troleje pod napětím.

Účastníci výstavby

Objednatel:	Správa železniční dopravní cesty, s.o.
V zastoupení:	SŽDC, s.o., Stavební správa Olomouc
Projekt stavby:	MORAVIA CONSULT Olomouc a.s.
Odpovědný projektant objektu:	Ing. Jaroslav Sedláček
Zhotovitel mostu:	FIRESTA-Fišer, rekonstrukce, stavby a.s.

Rekonstrukce mostu v km 21,452 trati Čerčany – Skochovice (Žampach)

Ing. Matěj Mikšovský, Ing. Libor Marek, TOP CON SERVIS s.r.o.

Sedmipolový železniční most v km 21,452 v traťovém úseku Čerčany – Vrané nad Vltavou, byl postaven v letech 1897-1899, uveden do provozu byl v roce 1900. I přes opravu na konci 80. let minulého století byl již ve špatném technickém stavu a bylo rozhodnuto o jeho rekonstrukci. Most je nemovitou kulturní památkou vedenou v registru nemovitých kulturních památek pod číslem 22458/2-2261.

Stav mostu před rekonstrukcí

Žampašský viadukt převádí neelektrifikovanou jednokolejnou železniční trať Čerčany – Vrané nad Vltavou přes hluboké, zalesněné údolí zvané Kocour, jímž protéká Studený potok. Délka mostu činí 110 m, výška nivelety nad okolním terénem je 41,25 m. Tato výška jej dle některých zdrojů řadí na první místo mezi kamennými železničními mosty v České republice. Nosnou konstrukci tvoří 7 žulových půlkruhových kleneb o světlosti 12,0 m. Spodní stavba sestává ze dvou opěr a šesti pilířů, vesměs ze žulového řádkového zdiva.

Obr. 1 Původní stav mostu

Zdivo pilířů mělo vypadané spárování, přes nefunkční hydroizolaci prosakovala klenbami voda, která tvořila nežádoucí vápenné výluhy. Zábradlí po celé délce mostu na obou stranách bylo rzivé, sloupky v místě styků s kamenem byly oslabeny korozí. Madla zábradlí byla na několika místech mostu poškozena pádem vzrostlých stromů. Kamenné římsy byly místy poškozené, zejména v místech revizních výklenků došlo k jejich vylomení v místě kapes pro kotvení sloupků zábradlí. Most svými parametry

nevyhovoval současnému železničnímu provozu. Jednalo se zejména o jeho problematickou prostorovou průchodnost – v celé délce mostu byl VMP menší než 2,2. Účelem stavby bylo odstranění nevyhovujícího VMP, přechodu do tratě za opěrami a stavebně-technického mostu, zkrátka stavu, který by odpovídal současným požadavkům na provoz a zohledňoval také historickou důležitost viaduktu.

Návrh rekonstrukce mostu

Celý most je, dle archivní dokumentace, postaven ve směrovém oblouku o poloměru R = 180,0 m, na který navazovala přechodnice, výškově most klesá směrem ke Skochovicím. Směrovým i výškovým poměrům byla přizpůsobena i rekonstrukce železničního svršku na mostě, která ovšem nebyla součástí této stavby. Snesení a opětovné položení bylo součástí stavby „Rekonstrukce koleje v úseku Jílové u Prahy – Skochovice“. V jejím rámci byla v celém úseku zřízena bezstyková kolej, její poloměr na mostě je R = 78,5 m, na oblouk navazuje přechodnice. Kolej je vedena ve výškovém oblouku o poloměru 2000 m. Obě stavby byly vzájemně koordinovány a proběhly ve společné výluce. Zásadním faktorem pro rekonstrukci mostního objektu byla jeho památková ochrana. Vyjádření příslušného orgánu památkové péče nepřipouštělo mj. zásah do vzhledu římsové partie mostu, návrh rekonstrukce musel být ke stávajícím konstrukcím co možná nejšetrnější. Vyjádření památkářů pamatovalo i na takové detaily, jako je barva spárování žulového zdiva. S přihlédnutím k vyjádření NPÚ a s ohledem na složité směrové poměry koleje na mostě bylo rozhodnuto, že na mostě bude navržen MPP 2,2R, který byl uvažován v ČSN 73 6201 do roku 2008 i přesto, že v aktuálně platné normě je nejmenší možný VMP 2,5.

Sanace kamenného zdiva pilířů a kleneb

Sanace kamenného zdiva kleneb a pilířů byla kromě injektáže provedena pomocí nerezových výztužných prutů speciálního šroubovitého tvaru - helikální výztuže.

Obr. 2 Lešení pro realizaci sanační prací na zdivu

Helikální výztužné prvky z korozivzdorné oceli ϕ 8 mm jsou vlepeny do vysokopevnostní polymer-cementové malty která je tvořena dvousložkovou směsí, kde tekutá složka je kopolymerová vodní disperze a prášková složka je směs portlandských cementů a minerálních plniv, do drážek a vrtů, vyfrézovaných do zdiva. Dokonalým spolupůsobením se zdivem se zamezí vzniku nových trhlin, bez vnášení nových sil do konstrukce. Dále bylo kamenné zdivo pilířů, kleneb a poprsních zdí posíleno nízkotlakou injektáží, lícové plochy byly hloubkově přespárovány. Před zahájením injektážních prací, aby se zamezilo unikání injektážní směsi mimo zdivo, se provedlo nejdříve hloubkové spárování maltou tvořenou směsí portlandského cementu, křemičitých písků, lehkých plniv a styren-akrylátových kopolymerů v prášku. Do malty se domíchalo takové plnivo, aby výsledný odstín spárovací hmoty byl pískové barvy. Nízkotlaká injektáž masivního zdiva opěr, pilířů a poprsních zdí se provedla maloprofilovými vrty ϕ 25 mm proměnné délky. Vrty byly provedeny v úklonu 5° od vodorovné. Injekční směs tvořil portlandský cement s kopolymerovou příměsí, stabilizovanou bentonitem. Nízkotlaká injektáž zdiva kleneb se provedla maloprofilovými vrty ϕ 19 mm. Vrty byly provedeny kolmo na zdivo kleneb. Na vyvrtané injektážní otvory se nasadily pakry, kterými proběhla vlastní injektáž. Injekční směs tvořil jemný mikrocement s nízkým obsahem síranů. Dále bylo provedeno otryskání veškerého zdiva vysokotlakým paprskem a jeho opískování. Práce na injektování a spárování proběhly z lešení, které bylo postaveno po obou stranách mostu.

Sanace říms

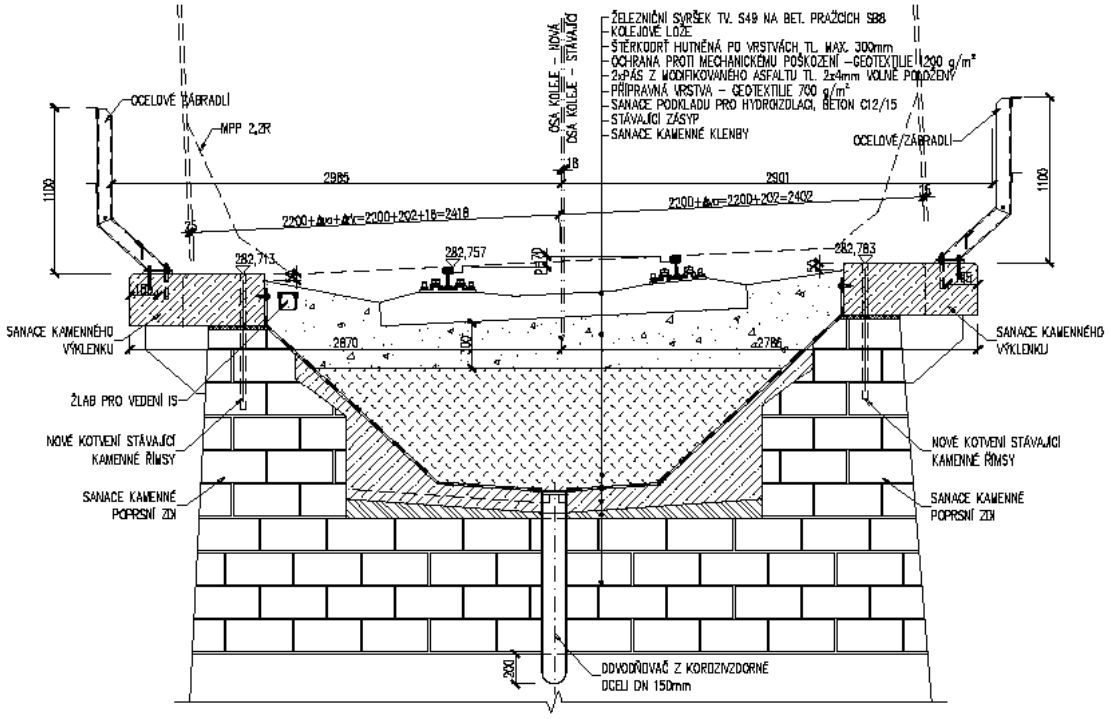
Vzhledem k požadavku na zvětšení MPP zároveň při respektování podmínek daných NPÚ bylo nutné přikročit k vysunutí stávajících kamenů směrem ven z mostu, a to na obou stranách, o 70 mm.

Obr. 3 Realizace nového výklenku

Současně s jejich vysunutím bylo zapotřebí tyto kameny zakotvit do stávajících poprsních zdí, aby nebyla ohrožena jejich stabilita. Všechny kameny jsou osazeny do vyrovnávací vrstvy tl. 25 mm a jsou kotveny pomocí výztužných prutů ϕ R20 vložených do předem vyvrtaných otvorů. Z důvodů problematické prostorové průchodnosti, byly v ose kleneb K2 a K6 provedeny nové revizní výklenky, které byly, stejně tak jako poškozené římsové kameny, vyměněny za nové, ze stejného druhu kamene, stejné barvy a struktury. Nové kvádry mají povrch shodně řešený jako kameny stávající. Jedná se zejména o charakter bosáže, nepravidelný povrch kvádrů, které byly opracovány nahrubo kamenickými nástroji.

Oprava izolace kleneb a jejich odvodnění

Po snesení svršku a odstranění zásypových vrstev kleneb byla odstraněna původní izolace objektu. Stávající litinové odvodňovače byly zkontrolovány, vyčištěny a upraveny tak, aby se do nich mohly vložit nové odvodňovače z korozivzdorné oceli tl. 6 mm, DN 150 mm. Dále se provedly nové spádové betonové vrstvy z betonu C12/15.

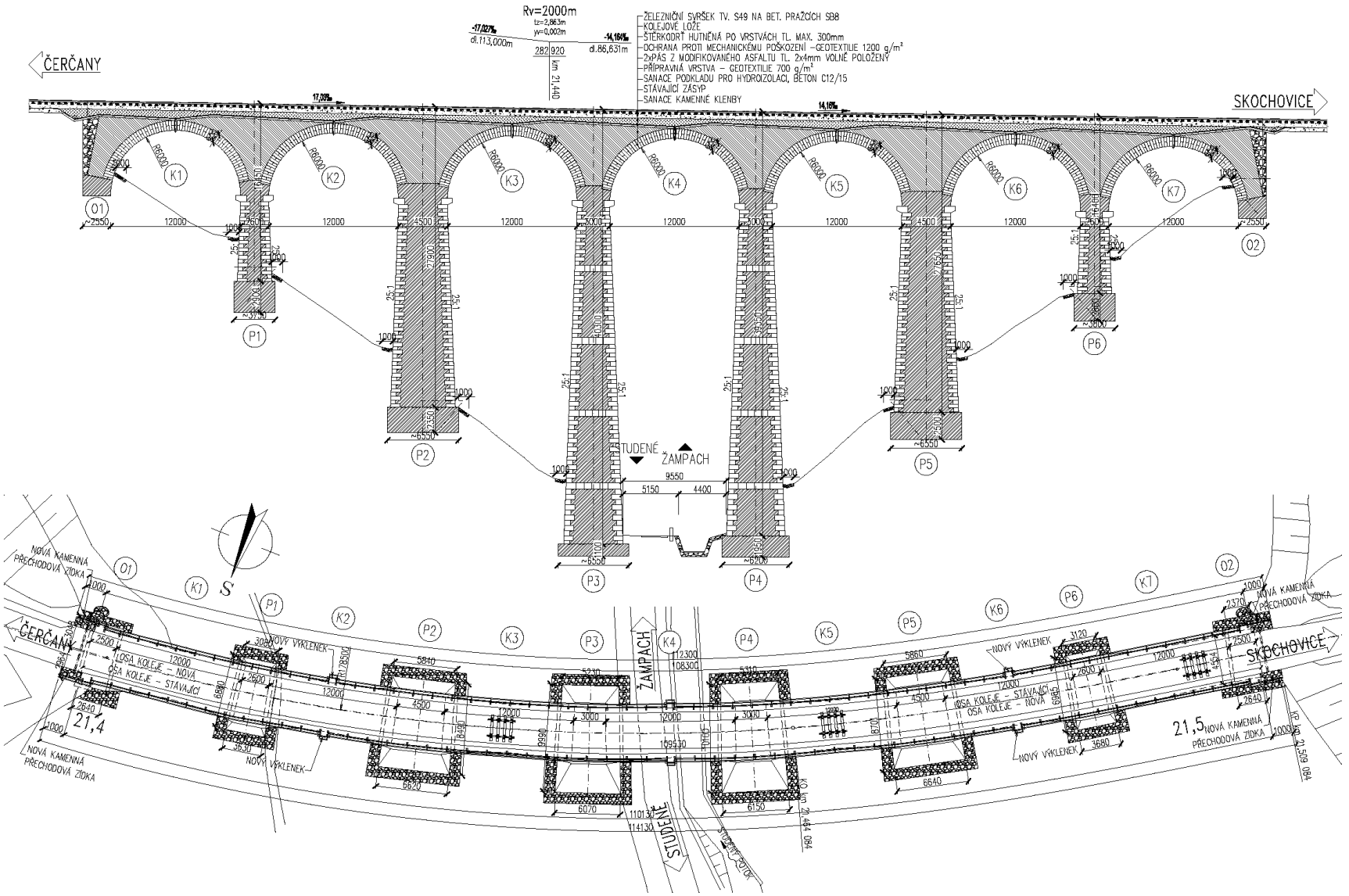


Obr. 4 Příčný řez v místě výklenku

Na takto připravený povrch se položila přípravná vrstva z geotextílie. Na ni byla volně položena hydroizolace proti volně stékající vodě, 2 pásy z modifikovaného asfaltu v minimální tloušťce 2 x 4 mm. Tato hydroizolace je překryta ochranou proti mechanickému poškození rovněž z geotextílie. Na obou koncích mostu je osazena příčná drenáž, do které je zatažena izolace z mostu.

Zábradlí

Vzhledem ke stísněným poměrům na mostě je zábradlí řešeno s „vyhnutými“ sloupky, podobně jako v současném stavu. Zábradlí je ocelové svařované výšky 1100 mm, sloupky jsou z U profilů, madla z rovnoramenných úhelníků. Sloupky zábradlí jsou přivařeny k patním plechům, jejichž prostřednictvím jsou zakotveny do římsových kamenů pomocí dodatečně vrtaných a vlepených kotevních šroubů. Vodorovné výplňové pruty byly přišroubovány až na staveništi, vzájemně jsou propojeny montážními šroubovanými styky.



Obr. 5 Přehledný výkres

Obr. 6 Pohled na rekonstruovaný most

Obr. 7 Pohled na sanované nejvyšší pilíře

Závěr

V rámci rekonstrukce došlo rovněž k vyčištění přilehlých svahů, které byly hojně zarostlé náletovou vegetací, která mnohdy bezprostředně ohrožovala mostní objekt. Tím došlo mj. i k opětovnému zviditelnění mostu z údolí řeky Sázavy. Rekonstrukce žampašského viaduktu se stala ojedinělou ukázkou záchrany památkově chráněného kamenného mostu. Díky znalostem a dovednosti zhotovitele stavby - firmy Chládek a Tintěra Pardubice a.s., byla tato stavba úspěšně provedena v požadované kvalitě a tento most bude nadále sloužit nám všem po další desetiletí.

Aktuální stav projektové přípravy nových železničních tunelů 4. koridoru

Ing. Lenka Pikhartová, Ing. Jiří Velebil, Ing. Michal Gramblička, SUDOP PRAHA a.s.
Ing. Jiří Mára, METROPROJEKT Praha a.s.

Příprava a realizace staveb na 4. železničním koridoru do oblasti jižních Čech z Prahy do Českých Budějovic je v plném proudu, především u Benešova, Votic a Tábora. Těsně před dokončením je úsek Votice – Benešov u Prahy, kde bylo vybudováno celkem 5 tunelů. Další traťové úseky 4. koridoru následují a intenzivně se připravují tak, aby výstavba mohla plynule pokračovat. Realizace bude následovat v okolí Tábora, Sudoměřic u Tábora a Soběslavi. Příspěvek nás seznamuje s navrhovaným technickým řešením tří tunelů, které byly projektovány firmou SUDOP PRAHA a 1 tunelem zpracovaným firmou METROPROJEKT Praha. Připraveny již jsou úseky Tábor – Sudoměřice u Tábora, kde se nachází Sudoměřický tunel délky 450 m (probíhá soutěž o zhotovitele) a úsek Veselí nad Lužnicí – Doubí u Tábora s hloubeným tunelem Zvěrotickým délky 370 m (probíhá stavební řízení). V úseku Sudoměřice u Tábora – Votice se připravuje dokumentace pro stavební povolení, v tomto úseku jsou projektovány dva tunely, tunel Mezno délky 840 m a tunel Deboreč délky 680 m. Všechny tyto tunely jsou dvoukolejné s návrhovou traťovou rychlostí 160 km/hod. a splňují zásady TSI (2008/163/ES Rozhodnutí Komise ze dne 20. prosince 2007 O technické specifikaci pro interoperabilitu subsystému Bezpečnost v železničních tunelech v trans-evropském konvenčním a vysokorychlostním železničním systému.

1. Úvod

1.1 Souvislosti – vývoj

Výstavba železničních koridorů byla považována v 90. letech za prioritní akci dopravní politiky České republiky. Snahou bylo povýšit desítky let zanedbávanou železniční přepravu na hlavních tazích na úroveň moderní, časově i cenově konkurenceschopnou formu jízdy. Na začátku 21. století však začalo ve výstavbě koridorů narůstat zpoždění, docházelo k navyšování původně plánovaných nákladů, navíc se postupně priority výstavby přesouvaly k dálničním stavbám, do kterých byl z SFDI (Státní fond dopravní infrastruktury) investován čím dál tím větší podíl prostředků. Proto k modernizaci náročnějších koridorů s podílem podzemních staveb došlo až po dokončení modernizace 1. a 2. železničního koridoru.

1.2 Situování 4. koridoru

4. koridor vede po železniční trati od st. hr. Německa přes Děčín – Praha – České Budějovice – Horní Dvořiště po st. hr. Rakouska (dl. 369 km), s odbočkou Veselí nad Lužnicí – České Velenice – st. hr. Rakouska (dl. 56 km) a je významnou transevropskou železniční trasou sítě TEN-T na severojižní ose Balt – Jadran a hraje důležitou roli ve výměně zboží mezi Českou republikou a Rakouskem. Modernizace IV. tranzitního železničního koridoru navrhuje přestavbu tratě z Prahy do Českých Budějovic pro traťovou rychlost do 160 km/hod. s úplným zdvoukolejněním. Po dokončení úseku mezi Voticemi a Benešovem s pěti novými tunely jsou připraveny další čtyři, o kterých Vás bude náš příspěvek informovat.

2. Sudoměřický tunel

2.1 Vstupní podmínky

Prvním z tunelů je tunel Sudoměřický mezi Táborem a Sudoměřicemi, na jehož výstavbu, společně s přilehlými úseky železniční tratě, proběhla veřejná obchodní a je tedy možné očekávat brzké zahájení výstavby.

Modernizovat trať mezi obcemi Chotoviny a Sudoměřice není možné ve stopě stávající železniční tratě. Proto je v tomto úseku projektována přeložka, jejíž část bude vedena ve dvoukolejném tunelu. Původně se uvažovalo s hloubenou variantou, výsledky průzkumu však potvrdily, že objekt je možné realizovat ražením.

Železniční tunel je navržen tak, že jeho výstavba neomezuje kolejovou dopravu na stávající jednokolejné železniční trati a zásadně ani silniční provoz na komunikaci první třídy I/3 Tábor – Sudoměřice (pouze v době procházení ražeb pod silnicí bude snížena rychlost dopravy). Členění čelby při podjezdu komunikace a zabezpečení portálu bude jistě nejzajímavější části stavby.

2.2 Základní údaje

Celková délka tunelu dle staničení železniční tratě je 430,307 m, z toho je ražených 393,293 m. Oba příportálové úseky budou hloubeny, jižní stavební jáma v dl. 17 m a severní 20,014 m. Stěny jam budou zabezpečeny soustavou kotvených svislých mikropilotových stěn a stříkaným betonem. Po vybudování konstrukce bude tunel zasypán. Směr tunelu je přibližně jih – sever v oblouku tratě R 2.800 m a v celé délce stoupá 8,6 ‰. Nadloží tunelu je nejvyšší přibližně ve 2/3 délky cca v km 93,520 a činí 18 m. Před severním portálem je umístěna záchranná a nástupní plocha pro jednotky IZS – integrovaného záchranného systému, zvlášť jednotkám hasičského záchranného sboru umožňuje vjetí do tunelu. Na tuto plochu je umožněn přístup odbočením ze silnice I/3 cca 100 m před portálem a nástupnou plochou. Na jižní straně je v těsné blízkosti tunelem podcházené silnice I/3 Tábor – Sudoměřice, umístěna plocha se schodištěm, které je možné využít pro přístup záchranných jednotek do bezprostřední blízkosti železniční tratě a také pro možnost připojení jejich mechanizmů do záchranného systému.

2.3 Geologické podmínky

Území je budováno horninami pestré série moldanubika. Převažujícím horninovým typem jsou biotit-sillimatické pararuly, někde částečně migmatitizované. Na několika místech byly zastiženy i přímo migmatity. Jedná se o středně až hrubě zrnité horniny s převažující šedou barvou. Výskyt význačnějších zlomových linií se v trase nového tunelu podle výsledků geofyzikálního průzkumu a dostupných mapových podkladů nepředpokládá. Po provedení průzkumných prací a jejich vyhodnocení je možné konstatovat, že geotechnické podmínky masivu, který je tvořen v 2/3 délky zdravou pararulou a cca 1/3 délky objektu bude v hornině postižené zvětrávacími procesy, jsou pro ražený tunel vhodné.

2.4 Jižní portál

Jižní (vjezdový) portál je umístěn do staničení km 93,240.00. Ražený portál v km 93,257.00 je situován do bezprostřední blízkosti silnice 1. třídy I/3. Stavební jáma portálu je v ose koleje č. 1 dlouhá 17,0 m, z toho v délce 9,0 m bude od raženého portálu vytaženo „falešné“ dočasné - primární ostění a tak bude pouze portálový pas P1 v délce 8,0 realizovaný v otevřené stavební jámě.

Umístění raženého portálu je optimalizováno s ohledem na nejnižší možnou výšku nivelety železniční tratě a také možností zajištění ražby pod silničním tělesem. Před samotným zahájením ražeb bude mezi budoucím tunelem a silniční komunikací realizován podélný

žlb. nosník tvořený soustavou 65 ks „vodorovných“ sloupů tryskové injektáže s předpokládaným průměrem 0,40 m (před zahájením prací na portálu se v místě shodném s předpokládanými podmínkami pod silnicí vyzkouší účinnost tryskání), horní řada 26 ks bude vyztužena silnostěnnou mikropilotovou trubkou 108/16 mm a „deštníkem“ z mikropilot délky až 25,0 m.

Nový tunel křižuje trasu silnice přibližně pod úhlem 45°. Tvar raženého portálu toto prostorové uspořádání svým tvarem respektuje, při ražbě budou rámy na pravé straně výrubu pronikat do masivu dříve než tytéž rámy na levé straně železniční tratě. Trasa tunelu je navržena tak, aby minimální mocnost horniny mezi primárním ostěním tunelu a silničním tělesem neklesla pod 3,0 m, když horninový celík bude sanován vyztuženými sloupy tryskové injektáže a injektovanými mikropilotovými deštníky. Na délce 27 m navrhujeme při ražbě pod silnicí vertikální členění. Přechodu z vertikálního na horizontální by neměl zhotoviteli podzemních objektů činit zásadní problémy, protože v tomto úseku předpokládáme pro ražby výrazně lepší podmínky.

2.5 Tunel a severní portál

Celková délka tunelu je 430,0 m, z toho bude 393 m ražených. Jižní ražený portál je umístěn v km 93,257.0, severní ražený portál je v km 93,650.293. Osa kolejí ve směru staničení stoupá cca 8,6 ‰, pravotočivý oblouk v koleji č. 1 má poloměr R = 2.800 m.

Dočasné (primární) ostění je tvořeno svorníky, stříkaným betonem SB25 (C20/25) v tloušťkách dle technologické třídy od 0,15 do 0,40 m, SB je vyztužen ocelovými sítěmi KARI 100 x 100 x 8 mm, ocelovými příhradovými ramenáty a v úsecích ohrožených nestabilitou přístropí předráženými, nebo převrtávanými ocelovými jehlami, alternativně je možné používat kotvy IBO. Použití jednotlivých prvků dočasného ostění je definováno technologickou třídou výrubu NRTM. Ražba bude prováděna v cyklech s respektováním zásad NRTM. Rozpojování hornin na přídi bude prováděno, mimo oblast křížení se silnicí, pomocí trhacích prací. Předpokládáme, že výstavba tunelu bude zahájena na jižním (vjezdovém) portálu. V oblasti tohoto portálu je dostatek prostoru pro umístění zařízení staveniště, všech dočasných přístupů pro mechanizaci i plocha pro dočasné uložení rubaniny. Ražba od severu, úpadně je také možná, avšak s problematickým napojením na infrastrukturu oblasti.

Svislé, kotvené stěny umožní minimalizovat rozměry stavební jámy především v oblasti jižního portálu, kde se trasa tunelu kříží se silnicí I/3 při minimálním nadloží způsobeného nejvyšší možnou výškou nivelety železniční tratě. Proto, aby nebyla ohrožena stabilita vozovky silnice a při ražbách se umožnila doprava prakticky bez omezení, bude ze strany portálu realizovaný již výše uváděný „deštník“.

Na severní straně tunelu jde umístěna nádrž požární vody a také přístup pro záchranné jednotky IZS, když před samotným portálem je zřízena nástupní plocha pro jednotky HZS.

3. Tunel Mezno

3.1 Vstupní podmínky

Přípravná dokumentace byla zpracována v r. 2004 SUDOPEM PRAHA dle tehdy platné legislativy. V době projektování dokumentace pro stavební povolení byly nově platné dva důležité předpisy ovlivňující návrh technického řešení:

Evropská směrnice TSI – Bezpečnost v železničních tunelech (7. 3. 2008) a Vzorový list STP dvoukolejného tunelu pro konvenční ražbu, SŽDC, s.o. (1. 2. 2012). Dle těchto požadavků bylo třeba uzpůsobit příčný profil tunelu.

3.2 Základní údaje

Tunel se leží mezi středočeskými obcemi Mezno a Střezimíř.

Celková délka tunelu je 840 m. Délka ražené části je 767 m, hloubené jámy mají na vjezdu délku 48,5 m a na výjezdu 24,5 m.

Železniční trať se nachází 30,45 m v přechodnici a dále v pravostranném oblouku o poloměru osy tunelu 1401,85 m.

Niveleta stoupá 4,456 ‰ ve směru staničení 192 m vrcholovým obloukem a následně klesá 240 m 8,0 ‰.

Výška stěny raženého portálu je na vjezdu 18,5 m (nadloží 7,2 m), na výjezdu 16 m (nadloží 5,5 m). Maximální výška nadloží raženého tunelu se je 26,3 m a nachází se po 397,5 m trasy.

Výstavba bude prováděna technologií NRTM. Příčný profil výrubu tunelu je navržen od 101,7 m^2 pro profil na patkách až 119,5 m^2 v profilu se spodní klenbou. Typ zajištění je navržen dle statického výpočtu respektujícího předpokládané geologické a geotechnické podmínky v místě výstavby.

3.3 Geologické podmínky

Území je budováno horninami pestré série moldanubika; převládajícím typem hornin jsou částečně migmatitizované, sillimanit-biotitické pararuly až migmatity, nepravidelně obsahující vložky granitoidů.

Kvartér je zastoupen deluviálními hlinitokamenitými až písčitokamenitými sedimenty.

3.4 Náhradní zdroj pitné vody pro obec Mezno

Další závažnou otázkou technického návrhu je vyřešení otázky nahrazení zdroje pitné vody na vjezdovém portálu tunelu Mezno. Dle vyjádření OÚ obce Mezno z r. 2006 je nutné zdroj pitné vody zabezpečit ještě před zahájením stavebních prací.

4. Zvěrotický tunel

4.1 Vstupní podmínky

Dle návrhu v DÚR byl tunel prováděn jako ražený s hloubenými portálovými úseky. Na základě výsledků průzkumných prací a upraveného výškového vedení trasy navrhl projektant vybudovat tunel v dočasně otevřené stavební jámě. Tato změna byla investorem v procesu projektové přípravy schválena.

4.2 Základní údaje

Tunel je situován na severním okraji města Soběslavi. Nová trasa kolejí vede podél blízké zástavby rodinných domů s minimální vzdáleností 74 m.

Délka tunelu je 370 m. V celé délce se železniční trať nachází v levostranném oblouku o poloměru osy tunelu 2802 m. Niveleta stoupá ve směru staničení 30 m údolnicovým obloukem a následně 240 m v 8,03 ‰.

Maximální výška dočasných zářezů je necelých 15 m. Maximální výška nadloží je 4,2 m.

Příčný profil výkopů je navržen od 267 až do 397 m^2. Zajištění svahů jámy je pomocí svahování nebo svislých pilotových nebo záporových stěn. Typ zajištění je navržen dle statického výpočtu respektujícího předpokládané geologické a geotechnické podmínky v místě výstavby.

4.3 Geologické poměry

Celková mocnost kvartérního pokryvu v trase Zvěrotického tunelu kolísá od cca 0,3 m do cca 1,1 m. Jedná se především o deluviofluviální zeminy charakteru jílovitých písku až jílů.

Terciérní sedimenty se vyskytují v levé střední části (ve smyslu staničení trasy) užšího zájmového území tunelového objektu. V 1 vrtu byla báze těchto uloženin zastižena v hloubce 10 m. Sedimenty mají ve svrchní polovině převážně charakter písku s příměsí jemnozrnné zeminy. Ve spodní části jsou jemnozrnné zeminy charakteru jílů s extrémně vysokou plasticitou a pod nimi jíly písčité.

Předkvartémí podklad náležející do proterozoika je budován pararulami moldanubika, které místy obsahují čočky a vložky žilných hornin. Horniny jsou velmi nepravidelně zvětralé, místy jsou zcela zvětralé do poměrně velkých hloubek (střední část trasy tunelu) a místy se vyskytují mělce pod povrchem horniny slabě zvětralé až navětralé. Nerovnoměrné zvětrávání je do jisté míry podmíněno tektonikou, v okolí tektonických zón horniny zvětrávají snadněji a hlouběji. Jedná se o fosilní zvětrání, pro něž je typický nepravidelný hloubkový dosah charakteru kapes silně zvětralé až rozložené horniny. Z důvodu velmi nepravidelného zvětrání lze považovat inženýrskogeologické podmínky za složité.

V zájmovém území se vyskytují zlomové struktury rozdělující území na řadu ker, které jsou podle těchto zlomů vertikálně vůči sobě posunuty. Zlomy sledují tři hlavní směry, a to Z-V, SV-JZ a SZ-JV.

Na levé (jz.) straně budoucí stavební jámy tunelu budou zastižené terciérní jílovité sedimenty, které mají podle závěrů geotechnického průzkumu tendenci bobtnat. Laboratorními zkouškami byl ověřen bobtnací tlak až 400 kPa. Proto byl vliv bobtnání zahrnut i do statických výpočtů a to po dohodě s geologem hodnotou 300 kPa.

Geologické prostředí v části dna stavební jámy nebude splňovat požadavky na dostatečnou únosnost. Dotčený úsek poté musí být sanován. Úpravou se požaduje dosažení únosnosti podloží v základové spáře Edef2 = 150 MPa, které je potřebné dle statického výpočtu.

Ve skalních stěnách bude pravděpodobně nezbytné lokální zajištění horninových klínů s ohledem na nepříznivou orientaci některých diskontinuit (svorníky, resp. svorníkovaná síť).

4.4 Technické řešení

Celý tunel je v levostranném oblouku o poloměru osy 2802 m. Niveleta koleje stoupá ve směru staničení od Soběslavi 30 m údolnicovým obloukem a poté v přímé 8,03 ‰.

Tunel bude v celém úseku vybudován v otevřené stavební jámě jako hloubený. Maximální výška zářezu totiž nedosahuje ani 15 m. Maximální výška nadloží je 4,2 m.

Otevřena stavební jáma vjezdového portálu je tvořena výkopem, který se bude odtěžovat ve 3 etážích po cca 5 m. Stěny budou svahovány odspodu ve sklonech 3:1, 1:1 a 1:2. Odděleny budou lavičkami š. 1,5 m. V oslabených zónách budou svahy zajištěny z úrovně horní etáže dočasnými stěnami délek 18 m kotvenými ve 3 úrovních. Dle zastižené geologie jsou navrženy záporové stěny z profilů HEB 300 po 2 m a pilotová stěna (oblast bobtnání) z vyztužených vrtů DN700 po 1 m. Spodní etáž ve sklonu 3:1 ve svahované jámě je v celé délce zajištěna 2 řadami dočasných SN kotev a vrstvou stříkaného betonu s kari sítí.

Odvodnění celé stavební jámy je realizováno pomocí zemního valu na vyšší (pravé straně) stavební jámy. Odvodnění 1. etáže je podélnými žlaby vedenými po spodní hraně ve sklonu tunelu (vedeno samospádem). Pracovní úroveň dna stavební jámy

bude opatřena dočasným drenážním potrubím vedeným ve středu jámy. Úsek se stabilizací bude odvodněn pomocí čerpacích jímek. Vyústění všech odvodňovacích tras bude do sběrných jímek situovaných u vjezdového portálu (v nejnižším místě). Jímaná voda bude vedena nejprve do sedimentační a poté do čistící nádrže. Z té bude již čistá přečerpávána zpět do stávající recipientu.

Definitivní ostění 37 ks železobetonových pasů dl. 10,0 m (tj. celkové délky 370 m) je tvořeno kruhovou klenbou s vnitřním poloměrem R = 5,70 m. Kruhová klenba je přes rozšířené základové pasy spojena se spodní klenbou či s patkami. Tloušťka kaloty definitivního ostění hloubených tunelů je 600 mm. Kruhové klenby budou tvořeny betonem odolným vůči průsakům vody 20 mm.

Spodní klenbou je tunel opatřen v úsecích, kde bude únosnost podloží v základové spáře Edef2 = 150 až 499 MPa. V případě nižších hodnot únosnosti, bude třeba provést stabilizaci. V těchto místech je navrženo zpevnění podloží pomocí pilotového rastru v kombinaci se zlepšením zeminy pomocí cementovápenatého pojiva. Tloušťka železobetonové konstrukce spodní klenby je nejméně 0,60 m, vnitřní poloměr je 15,25 m, vnější 28,70 m. Pro realizaci tunelu na patkách je třeba dosažení hodnoty minimálně Edef2 = 500 MPa. Patky mají rozměry š = 2,05 m a v = 0,75 m.

Ve všech pasech je navrženo definitivní ostění odolné vůči průsakům doplněné nopovou fólií s integrovanou geotextilií. Beton v těchto pasech plně přebírá funkci izolace a je proto nutné jej zhotovit nejenom tak, aby vykazoval odolnost proti průsakům, která představuje pouze jednu podmínku pro nepropustnost struktury betonu, ale také aby nevykazoval trhliny, které by vodu vedly.

5. Tunel Deboreč

5.1 Vstupní podmínky

Přípravná dokumentace byla zpracována v r. 2004 SUDOPEM PRAHA dle tehdy platné legislativy. V současné době, kdy je zpracováván projekt pro stavební povolení, jsou nově platné dva důležité předpisy ovlivňující návrh technického řešení. Jsou to Evropská směrnice TSI – Bezpečnost v železničních tunelech a Vzorový list STP dvoukolejného tunelu pro konvenční ražbu, SŽDC, s.o. Dle požadavků těchto předpisů bylo třeba uzpůsobit návrh tunelu, zejména jeho příčný profil.

5.2 Základní údaje

Tunel je situován u obce Ješetice. Je navržen jako dvoukolejný, ražený s hloubenými příportálovými úseky. Celková délka tunelu je 660 m. Délka ražené části je 562 m, hloubené jámy mají na vjezdu i na výjezdu délku 49 m. Tunel je nejprve veden v levostranném oblouku, následuje přechodnice a výjezdová část je vedena v přímé. Niveleta v celé délce klesá, nejprve 10,57 ‰ a následně 11 ‰. Maximální výška nadloží je 45,2 m.

5.3 Geologické podmínky

Při doplňkovém inženýrsko-geologickém průzkumu byly podrobně zdokumentovány zejména poruchové zóny, indikované předchozím stupněm průzkumu. Z výsledků doplňkového průzkumu vyplývá upravené rozdělení kvazihomogenních celků, cca 130 m dlouhý úsek poruchového pásma na výjezdové části a zhoršené inženýrsko-geologické parametry v poruchových oblastech.

Kvartérní pokryv je v trase tunelu zastoupen deluviálními sedimenty. Mocnost kvartérního pokryvu se pohybuje od 0,5 do cca 3 m. Svahové uloženiny jsou zastoupeny dvěma základními zeminami – světle hnědými hlinitými písky s příměsí úlomků sině až mírně

zvětralé horniny a šedohnědými písčitými jíly pevné konzistence s úlomky hornin. Dále byly zastiženy štěrkovité zeminy charakteru štěrků s příměsí jemnozrnné zeminy.

Předkvartérní podklad je tvořen horninami pestré série moldanubika; převládajícím typem hornin jsou částečně migmatitizované sillimanit-biotitické pararuly až sillimanit-cordierit-biotitické migmatity, které nepravidelně obsahují vložky granitoidů o mocnosti několika decimetrů až metrů (aplitu, pegmatitu).

5.4 Hloubené úseky

Hloubené úseky jsou budovány v otevřené stavební jámě. Stěny stavební jámy jsou v úvodní části navrženy jako svahované, zajištěné stříkaným betonem se sítěmi a hřebíkováním. Zbývající část včetně čelní stěny raženého portálu jsou navrženy svislé, zajištěné záporovým pažením kotveným pramencovými kotvami. Definitivní ostění hloubených tunelů je navrženo z betonu odolného proti průsakům v tloušťce 600 mm.

5.5 Ražený úsek

Ražba bude probíhat technologií NRTM. Pro oblasti s dobrými IG poměry jsou navrženy technologické třídy 2 – 4, tloušťka primárního ostění ze stříkaného betonu 150 – 250 mm. Tunel je v těchto třídách navržen se základovými patkami. Pro poruchová pásma jsou navrženy technologické třídy 5a a 5b s tloušťkou primárního ostění 300 a 400 mm. Výrub je horizontálně členěn. Tloušťka definitivního ostění je 350 mm, pro třídu 5b je navrženo zesílené ostění v tloušťce 450 mm. V ražené části je navržena mezilehlá foliová izolace tl. 2 mm v rozsahu klenby a opěr.

6. Závěr

Všechny tyto tunely jsou dvoukolejné s návrhovou traťovou rychlostí 160 km/hod. a splňují zásady TSI (2008/163/ES Rozhodnutí Komise ze dne 20. prosince 2007 O technické specifikaci pro interoperabilitu subsystému Bezpečnost v železničních tunelech v transevropském konvenčním a vysokorychlostním železničním systému).

Literatura:

[1] Projektová příprava Modernizace železničních tratí 4. koridoru: Veselí nad Lužnicí – Doubí u Tábora, Tábor – Sudoměřice a Sudoměřice – Votice (SUDOP PRAHA a.s. 2010 až 2013)

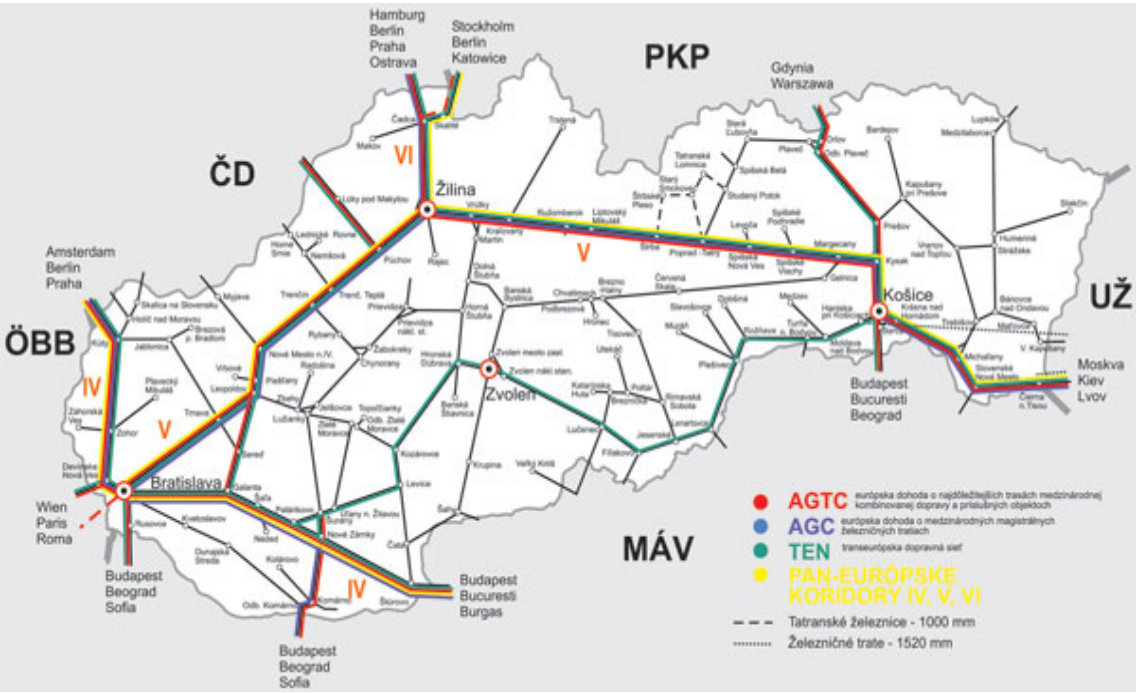
Tunely Červený Kút a Kýčera, nové trendy vo výstavbe železničných tunelov na Slovensku

Ing. Michal Gramblička, Ing. Miroslav Marek, SUDOP PRAHA a.s.
Ing. Ján Kušnír, REMING CONSULT a.s.

Projektová príprava nových tunelov na železničných koridoroch Slovenskej republiky nabrala trend, ktorý je pre výstavbu dlhších tunelov v Európe už prakticky dominantný. Je to realizácia razieb pomocou plnoprofilových tunelovacích strojov. V našom príspevku chceme popísať projektovú prípravu dvoch projektov, tunela Červený Kút na trati Liptovský Mikuláš – Poprad a tunela Kýčera medzi Krásnom nad Kysucou a Čadcou.

1. Situovanie slovenských železničných koridorov a stupeň prípravy projektov

Modernizácia železničných koridorov na území SR vychádza z európskych dohôd AGC, AGTCV a z ich spresnení na II. a III. paneurópskej konferencii ministrov dopravy. V kontexte týchto dohôd boli do programu modernizácie železničných tratí zaradené aj vybraté trate v sieti ŽSR. Príprava modernizácie medzinárodných železničných koridorov sa na slovenských železniciach začala už v roku 1994. Hlavné a dnes preferované sú: koridor č. Va – Bratislava – Žilina – Košice – Čierna nad Tisou – štátna hranica s Ukrajinou – v dĺžke 545 km, koridor č. IV – štátna hranica s ČR – Kúty – Bratislava – Štúrovo – štátna hranica s Maďarskom – v dĺžke 203 km a koridor č. VI – Žilina – Čadca – Skalité – štátna hranica s Poľskom – v dĺžke 51 km.



Obidva projekty sa nachádzajú na vyššie uvedených trasách. Tunel Červený Kút sa projektuje v stupni pre realizáciu stavby a tunel Kýčera pre stavebné konanie.

2. Tunel Červený kút

Dvojica jednokoľajných tunelov vedených podzemím masívu Vachtárová, sú vedené prakticky paralelne s existujúcou železničnou trasou údolím Váhu. Trasa v podzemí vyrovnáva smerové oblúky, ktorými pôvodná trať prirodzene využila hlboký zárez, vytvorený riekou Váh. V blízkosti západného portálu tunela sa nachádza obec Kráľova Lehota, východný portál sa nachádza v nezastavanom území. Vzdialenosť tunelových

osí je až 40,0 m. Celé dielo je rozdelené na niekoľko stavebných objektov. Hlavnú časť tunela predstavujú razené tunelové rúry.

Staničenie portálov	Východný portál	Západný portál
Hĺbený (km)	233,809.00	238,664.17
Razený (km)	233,929.00	238,654.17
Dĺžka JTR 4.855,17 m, z toho razený 4.725,17 m		

Tab. základných údajov pre južnú tunelovú rúru (JTR)

Staničenie portálov	Východný portál	Západný portál
Hĺbený (km)	233,780.00	238,653.85
Razený (km)	233,790.00	238,643.85
Dĺžka STR 4.873,85 m, z toho razený 4.853.85 m		

Tab. základných údajov pre severnú tunelovú rúru (STR)

2.1 Prieskum

Základným podkladom pre návrh podzemných objektov bol Podrobný IGP realizovaný firmou CAD-ECO a.s.

2.1.1 Inžinierskogeologické pomery

V záujmovom území sa vyčleňujú tieto litologické formácie: pieskovcovo–slieňovcovo–vápencová formácia; zlepencová formácia; formácia vápencovo–dolomitických hornín; flyšová formácia a formácia kvartérnych pokryvných útvarov. Geodynamické javy – najcharakteristickejšími geodynamickými javmi, ktoré sa vyskytujú v širšom okolí navrhovanej preložky modernizovanej železničnej trate sú: zvetrávanie; krasovatenie; akumulácia; svahové pohyby; zamokrenie územia; zemetrasenie a tektonické pohyby; objemové zmeny a erózia. Pre návrh podzemných diel sú podstatné krasovatenie a zemetrasenie. V blízkom okolí boli zistené rozvinuté podzemné krasové javy – jaskyne (Hybská jaskyňa), mnohé kaverny boli zistené vrtnými prácami. V okolí Hybe a Východnej boli zistené početné závrty. Ďalším podstatným javom môže byť zemetrasenie, aj keď v poslednej dobe nebolo zaznamenané. Hydrogeologické pomery v širšom okolí navrhovanej železničnej trate sú odrazom zložitej geologickej stavby územia, jeho tektonického porušenia, litologického zloženia hornín, geomorfologických, klimatických a hydrologických pomerov. Prieskumné diela pozostávali z banských technických prác, rozrážok a vrtných prác. Na neprístupných miestach boli realizované sondy dynamickej penetrácie. V niektorých vrtoch boli realizované presiometrické skúšky. V rozrážkach boli realizované statické zaťažovacie skúšky a šmykové skúšky na blokoch. Prieskum bol ukončený laboratórnymi a vzorkovacími prácami mechaniky hornín, chémie vôd a zemín, petrografie, stratigrafie a RTG analýzy. Inžinierskogeologická charakteristika hornín – v podloží kvartérnych sedimentov resp. paleogénnych hornín sa vyskytujú mezozoické, prevažne karbonatické súvrstvia. Podľa archívnych podkladov, laboratórnych výskumov a výsledkov ostatných realizovaných prieskumných prác patria mezozoické horniny prevažne do súvrstvia tzv. hlavného dolomitu (vrchný trias), ktoré sa na väčšine územia strieda so súvrstvím dachsteinských vápencov rovnakého veku. Na západnom okraji územia a lokálne i v oblasti údolia Bieleho Váhu boli vrtnými prácami zistené i horniny hybského súvrstvia – organodetritické a kalové vápence s makrofosíliami. Na západnom portáli tunela Červený kút sa očakávajú i súvrstvia stredného triasu – raminské a ramsauské dolomity a vápence. V súvrství dachsteinských vápencov sa často vyskytujú charakteristické preplástky pestrých ílovcov.

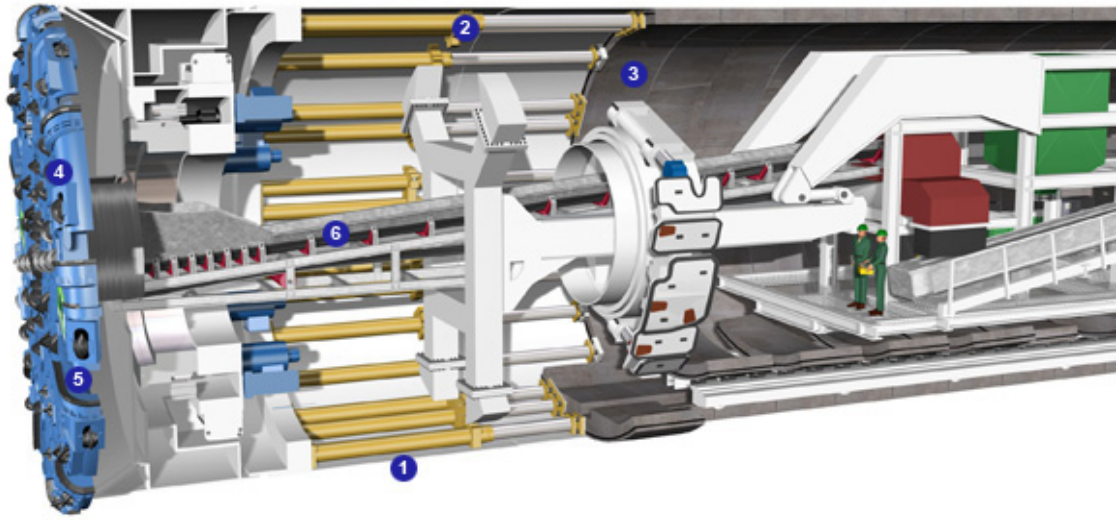
2.2 Technické riešenie

Trasa tunela klesá v smere staničenia od vjazdového k výjazdovému portálu 10,519 ‰ a je vedená čiastočne v oblúku a priamej. Tunel Červený Kút je riešený ako dvojrúrový jednokoľajný, prevádzkovaný bude ako jednosmerný – v každej rúre jeden smer. Tunel je rozdelený na úseky hĺbené a razené tunelovacím strojom, priečne prepojenia budú vyrazené metódou NRTM.

Razený železničný tunel je navrhnutý pre tunelový prejazdný prierez s elektrickým nadstavcom podľa predpisu Ž11. Tento prierez vyhovuje rýchlostiam osobných vlakov do 200 km/hod. ako aj aerodynamickým účinkom. Profil výrubu má plochu 78,54 m^2. Tunel nebude vybavený záchrannými výklenkami. STP pre jednoduchý tunelový priechodný prierez je na strane únikového chodníka zväčšený o súvislý voľný priestor 500 mm, s vnútorným polomerom 4,45 m a s odsunutím osy tunela a koľaje o 0,35 m. Úprava umožňuje navrhnúť tunelovú rúru bez jednostranných bezpečnostných výklenkov pri prevádzkovaní rýchlosťou do 160 km/hod., pri uvažovaní ďalšieho zvyšovania rýchlosti do 200 km/hod., na ktorú je železničná trať v tuneloch projektovaná, bude musieť byť bezpečnosť pracovníkov pri správe a údržbe zabezpečená dodatkovými opatreniami.

2.2.1 Základné posúdenie pre výber tunelovacieho stroja

Na základe predpokladaných geotechnických vlastností masívu vyplývajúcich z Podrobného IGP bol prevedený návrh a posúdenie vhodného typu tunelovacieho stroja pre ražbu a vyhodnotenie efektívnosti jeho nasadenia.



Približne takto by mohol vypadať tunelovací stroj pre výstavbu tunelov.

2.2.2 SIA 198/1993

Základné posúdenie pre výber vhodného tunelovacieho stroja bolo prevedené podľa normy SIA 1998/1993. Najdlhší úsek razenia bude prebiehať v rámci podmienok triedy AK4 (59,8 %), nasledovaný triedou AK3 (24,1 %). Zásadným je však výskyt triedy AK 6 v 8,8 % celkovej dĺžky tunela. Pre triedu AK4 je potrebné zaistiť výrub už v oblasti reznej hlavy a k tomuto účelu je nutné prerušenie pracovného cyklu, čím sa postup razenia značne spomaľuje. Pri dlhších úsekoch razenia v týchto podmienkach sa doporučuje nasadiť tunelovací stroj zo štítom. AK3, ostenie je nutné realizovať už v pracovnej časti stroja, jeho inštalácia prestavuje znateľnú obštrukciu v postupe razenia AK6 (AK T), ostenie sa musí skladať zo segmentových prvkov, ktoré poskytujú okamžitú podporu výrubu. Na základe vyhodnotenia podmienok razenia tunelovacím strojom sa doporučuje uvažovať s použitím tunelovacieho stroja do tvrdých hornín s plášťom (TBM-S).

2.2.3 DAUB

Ďalšie posúdenie vhodnosti stroja previedol projektant podľa metodiky a doporučení DAUB (Deutscher Ausschuss für unterirdisches Bauen): hodnoty indexu RQD (Rock quality destignation) dosahujú po väčšiny trasy dostatočných hodnôt, aby neboli vyžadované dodatočné opatrenia. V poruchových zónach je však nutné predpokladať, že pravdepodobne bude nutné stabilizovať čelbu, aby nedošlo k jej kolapsu a následnému zablokovaniu reznej hlavy. Hodnoty podľa klasifikácie RMR (Rock mass rating) dosahujú po celej dĺžke trasy veľmi dobrých hodnôt, v 14,8 % trasy by nebolo nutné nasadenie TBM zo štítom, vzhľadom k tomu, že stabilita výrubu sa javí ako dostatočná. Veľké riziko nestability čelby podľa IGP hrozí v cca 8,8 % dĺžky razenia. Nebezpečie bobtnania hornín nehrozí v žiadnom úseku razenia tunela. U hornín paleogénu hrozí iba „zgelovanie“ pri dlhšom otvorení výrubu. Túto skutočnosť bude nutné rešpektovať pri návrhu injektáže za rub ostenia. Vo väčšine trasy tunelu sú predpokladané prítoky do 5 l/s. Iba v poruchových zónach sa očakávajú prítoky podzemnej vody do 10 l/s, čo by však z hľadiska postupu razenia nemalo predstavovať vážnejší problém. Z hľadiska vzdialeností diskontinuít v masíve je nasadenie tunelovacieho stroja zo štítom vhodné.

Posúdenie dosiahnuteľnej penetrácie: na základe vyhodnotených podkladov je možné konštatovať, že geologické prostredie v navrhovanej trase tunelov tomuto požiadavku vyhovujú.

Posúdenie z hľadiska dĺžky tunelov: podmienku návrh splňuje.

Heterogenita čelby: z dát obsiahnutých v geotechnickom prieskume nie je možné heterogenitu čelieb spoľahlivo vyhodnotiť, v ďalšom stupni PD je toto nutné posúdiť podrobnejšie, aj keď predpokladaná dĺžka heterogénnych čelieb tvorí 13,2 % z celkovej dĺžky a z hľadiska efektívnosti je táto hodnota prijateľná.

Závery posúdení: nasadenie tunelovacieho stroja zo štítom je vhodným riešením, aj keď je možné uvažovať taktiež s typom stroja z dvojitým štítom, ktorý by umožnil rýchlejší postup razenia, predovšetkým v kvalitných horninách. Mieru zvýšeného rizika razenia vzhľadom ku predpokladaným podmienkam je nutné očakávať v úsekoch, ktorých celková dĺžka z celkovej trasy predstavuje asi 8,8 %. V týchto úsekoch bude nutné realizovať dodatočné opatrenia, stabilizujúce čelbu, ktoré je však podľa skúseností na obdobných stavbách možné realizovať. Ďalším problémom bude skutočnosť, že v horninách mezozoika nie je úplne presne známy rozsah krasových oblastí. Pred samotným nasadením tunelovacieho stroja bude nutné realizovať doplňujúce geologické práce na presnejšom lokalizovaní týchto oblastí, keď súčasťou geotechnického monitoringu musí byť sledovanie pretvárania masívu jak z povrchu, tak i z podzemia.

2.2.4 Nosná konštrukcia tunelového ostenia

Konštrukcia tunela rešpektuje všeobecné požiadavky STN, projektant previedol výpočty matematickým modelovaním metódou konečných prvkov (MKP) pre primárne ostenie a metódou lomovej energie programom ATENA pre sekundárne ostenie, keď tieto boli dimenzované podľa medzných stavov. Vzhľadom k výške horninového nadložia s max. hodnotou cca 100 m a predpokladanými horizontmi podzemnej vody asi do 40 m nad tunelom, bolo pri matematickom modelovaní uvažované s plným hydrostatickým zaťažením. Navrhuje sa zatvorený hydroizolačný systém, keď podzemná voda po čase obnoví existujúci systém prúdenia v masíve. Kruhové tunelové ostenie je navrhnuté ako jednoplášťové s uzavretým systémom izolácie, pretože do rizikovejších podmienok, ktoré sa v podzemí navrhovanej trasy nachádzajú, je vhodnejšie.

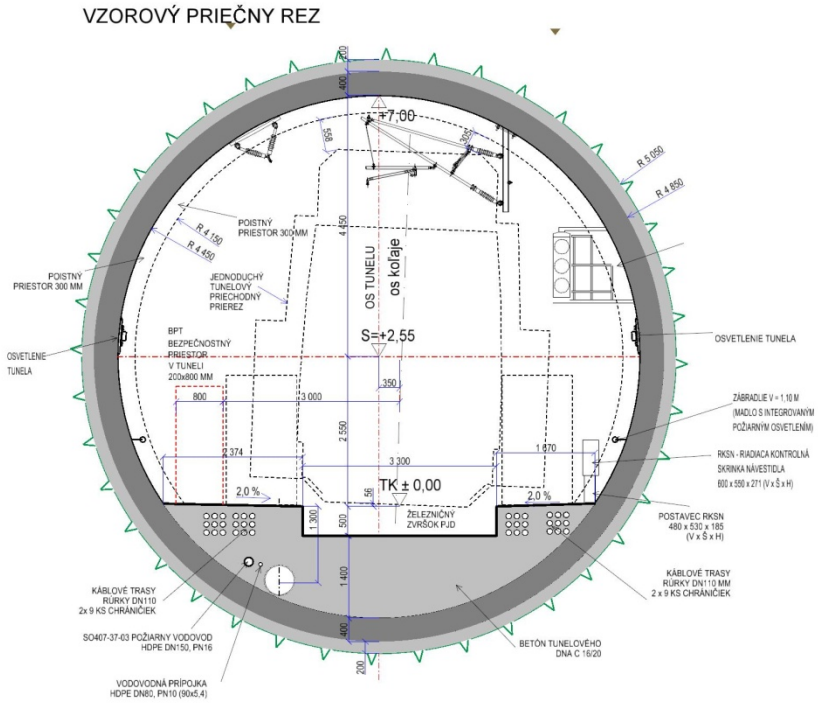
Ostenie bude tvorené prefabrikovanými železobetónovými segmentmi (tubinkami), s vnútorným polomerom 4,45 m. Prstenec bude zložený zo 6 až 8 segmentov, šírku prstenca navrhujeme 1,50 až 2,0 m.

Pre návrh konštrukcie a posúdenie jeho únosnosti boli realizované tri rovinné statické výpočty MKP v základných geologických prostrediach, priestor medzi vyrúbaným masívom a definitívnym ostením bude vyplnený injektážou.

Z hľadiska bezpečnosti je tunel je navrhnutý tak, aby boli splnené požiadavky a odporúčania definované v smernici MDPT SR č. 6/2003, smernici TSI-SRT, kódexu UIC 779-9 R a Vyhlášky č. 453/2000 Z.z. V tuneloch bude realizovaná pevná jazdná dráha, jej odvodnenie v prípadoch havárie zabezpečí stredová kanalizácia, ktorá bude pred západným portálom napojená na dve záchytné nádrže, ktoré svojím prepojením budú schopné zachytiť až 300 m^3 tekutín.

2.2.5 Technologické vybavenie tunela

Na zaistenie bezpečnosti a spoľahlivosti prevádzky tunela, ako aj pre potreby údržby budú tunel a súvisiace SO vybavené technologickými zariadeniami, z ktorých budú do podzemia umiestnené nádrže vody pre potreby hasenia jednotiek IZS HZS a podzemná trafostanica, priečne prepojenia aj jednotlivé komory budú vybavené nútenou ventiláciou. V tuneloch bude po strane k priečnym prepojeniam v chodníku osadená trubka požiarneho vodovodu (suchovodu), do vzdialenosti cca 100 m budú zriadené odberné miesta, v obidvoch chodníkoch budú vytvorené chráničky pre osadenie káblových trás, na obidvoch stranách tunelov bude osadené osvetlenie, zábradlie (madlo) a informačné tabuľky bezpečnostného značenia, nad chodníkom bude natiahnutý vyžarovací kábel, zabezpečujúci spojenie posádky vlakov s dispečingom a umožňujúci taktiež spojenie medzi zasahujúcimi jednotkami IZS. Vystrojenie tunelov dopĺňajú nosiče trakčného vedenia a návestidla.



Postup výstavby je vzhľadom k pomerom v oblasti prakticky predurčený, vstup do masívu v prístupnej časti horského masívu = západný portál, ktorého predportálie je vhodné ako dostatočne veľký priestor pre zriadenie zariadenie staveniska zo všetkými prístupmi a technologickými miestnostiami, dovrchný smer postupu, prístup pre mechanizáciu a predovšetkým pre zdroj elektrickej energie. Samotnú výstavbu je možné zahájiť bezprostredne na zvislej stene portálu, keď pred ňou už bude pripravená plocha na ktorej sa tunelovací stroj skompletuje. Súčasťou zariadenia staveniska bude aj výrobňa

prefabrikovaných tubinkov, v prípade, že sa dodávateľ rozhodne tieto privážať železničnou alebo cestnou dopravou bude súčasťou ZS prekladisko. Po dosiahnutí východného portálu sa samotná hlava raziaceho stroja demontuje, rozloží sa na segmenty a takto sa prevezú na západný portál, kde sa stroj opäť skompletuje a vyrazí druhú tunelovú rúru. Čas potrebný pre túto časť realizácie odhadujeme na 4 až 6 mesiacov.

Západný portál tunelu

Východný portál tunelu

2.2.6 NRTM

Priečne prepojenia budú vyrazené podľa zásad novej rakúskej tunelovacej metódy. Vzhľadom k tomu, že ich celková dĺžka je asi 5 % z celkovej dĺžky tunelov, nebude výstavba týchto objektov rozhodujúcim faktorom pri postupe prác. Rozrážky do priečnych prepojení budú realizované cez pripravené atypické prstence prefabrikovaného tunelového ostenia, ktoré umožnia nedeštruktívne prevedenie otvorov tak, aby sa nenarušila vodo-nepriepustnosť prefabrikovaného žlb. tunelového ostenia.

3. Tunel Kýčera

Železničný tunel medzi Čadcou a Krásnom nad Kysucou, ktorý je súčasťou šiesteho koridoru Žilina – Čadca – Skalité _hranice PLR/ČR, podchádza masív Horelickej Kýčery, podľa ktorého je aj pomenovaný. Trasa železnice je vedená v severo severo-západnom smere, keď vjazdový portál je na južnej strane masívu v tesnej blízkosti žst. Krásno nad Kysucou a výjazdový na predmestí Čadce u mestskej čistiarni odpadných vôd. Nová trať protismernými oblúkmi a dlhou medzipriamou napriamuje vedenie železničnej trasy, čím obchádza hlboký prienik kaňonu rieky Kysuca, po brehu ktorého je vedená stávajúca trať. Táto trasa však už neumožňuje zvýšiť traťovú rýchlosť a preto sa po vyhodnotení podmienok modernizácie úseku medzi štátnou hranicou ČR / SR a Krásnom nad Kysucou vybral tunelový variant. Návrh technického riešenia je doporučený už stanoviskom o hodnotení vplyvu stavby na životné prostredie EIA z roku 2011 (REMNG CONSULT a.s., Bratislava).

3.1 Prieskum

Tunel pretína svojou trasou východný okraj pohoria Javorníky. Oblasť patrí po geologickej stránke do flyšového pásma. Horninový masív v trase tunela je budovaný horninami zlínskeho a belovežského súvrstvia, ktoré sa na danom území niekoľkokrát

opakujú. Opakovanie súborov vrstiev je spôsobené príkrovovou stavbou oblasti. Po litologickej stránke sa v trase tunela vyskytujú najmä ílovce a pieskovce rozličných typov, s častými vzájomnými prechodmi v podobe siltovcov. Ojedinele sa vyskytujú aj drobnozrnné zlepence. Súbory vrstiev v trase tunela sú generálne sklonené smerom na juh až juhovýchod so sklonom vrstiev 40 – 70°. Len v miestach tektonických línií je orientácia vrstevnatosti odlišná – často vztýčená. Vďaka zložitému geologickému vývoju flyšového pásma (presun príkrovov a zlomová tektonika) sú horniny v trase tunela zväčša intenzívne tektonicky porušené. Najmä ílovce nadobúdajú v tektonizovaných zónach až charakter zemín. Tektonické porušenie podmienilo i podstatne väčší dosah zvetrania, ako je to bežné v litologicky podobných, ale nezvrásnených komplexoch.

Oblasť tunela bola skúmaná počas podrobného inžinierskogeologického prieskumu. Bohužiaľ, možno povedať, že rozsah prieskumu nezodpovedá náročnosti geologických pomerov ani náročnosti stavebného diela. Investor stavby odmietol realizáciu prieskumnej štôlne, hoci táto by dala podstatne presnejšie údaje jednak o inžinierskogeologických, ako aj hydrogeologických pomeroch v trase tunela, a zároveň by umožnila realizáciu väčšieho sortimentu geotechnických skúšok a meraní, potrebných pre racionálny návrh technológie výstavby a vystrojenia tunela. Napriek týmto skutočnostiam bol prieskum zameraný na čo najkomplexnejšie zhodnotenie geologických a geotechnických pomerov. Vzhľadom na intenzívne tektonické porušenie hornín boli laboratórne práce mechaniky hornín obmedzené len na najzdravšie a najodolnejšie typy hornín v danom území. Hlavná náplň prieskumných prác preto spočívala v získaní geotechnických parametrov hornín skúškami in situ. Pre tieto účely bolo v trase tunela odvŕtaných 12 štruktúrnych vrtov, v ktorých boli realizované geotechnické skúšky. V plytších vrtoch (do 70 m)

v oblasti portálov a v mieste tunelového rozpletu boli vykonávané presiometrické skúšky Ménardovým presiometrom s maximálnym hĺbkovým dosahom 51,20 m. V hlbokých vrtoch (až do 260 m) sa realizovalo 77 zaťažovacích skúšok na stenu vrtu horninovým dilatometrom PROBEX firmy Roctest-Telemac s hĺbkovým dosahom 74,60-259,50 m, čo predstavovalo prvé experimentálne využitie tejto metódy na Slovensku. Obe použité metódy – skúšky in situ umožnili získať reálne informácie o stave a kvalite horninového masívu z pohľadu deformačných parametrov v trase tunela s veľkým dôrazom na oblasť tunelovej rúry a jej okolia (pod predpokladanou niveletou a nad klenbou plánovaného výrubu). Pri tejto príležitosti chceme upriamiť pozornosť na široký rozsah možnosti aplikácie dilatometrických skúšok (s oborom zaťaženia 0-30 MPa), čo predstavuje otestovanie tak silno porušených a rozložených hornín charakteru zemín, ako aj menej porušených až masívnych zdravých a kompaktných hornín. Obzvlášť vhodné bolo vykonať dilatometrické skúšky v silno tektonicky porušenom a rozloženom súvrství ílovcov a pieskovcov (v tzv. brekciách), ktoré nie je možné otestovať v laboratórnych podmienkach (vzhľadom na nereálnosť odberu vzorky). Pre ilustráciu predstavujeme charakter brekcií (až tektonického ílu) testovaných 29 dilatometrickými skúškami, ktoré majú výrazné zastúpenie v trase tunela. Modul pretvárnosti (deformácie) v tomto horninovom prostredí sme zistili v rozsahu Edef = 2,96 – 184,28 MPa, v priemere Edef = 56,40 MPa.

Názov vrtu	Číslo skúšky	Hĺbka [m]	Poisson. číslo ν	Obor zaťaženia [MPa]	Modul pretvárnosti E_{def} [MPa]	Litologický typ horniny
CZ–08	DS–08	253,50	0,35	2,51 – 3,01	24,95	ílovec silno tektonicky porušený charakteru zeminy (brekcia)

Ďalej dokladujeme charakteristický pohľad na tektonicky porušené ílovce (lokálne aj s preplástkami pieskovca), kde výsledky 16 dilatometrických skúšok preukázali Edef = 149,56 – 1 693,45 MPa, v priemere Edef = 780,00 MPa.

CZ–09	DS–21	143,30	0,30	4,44 – 6,82	211,13	ílovec tektonicky porušený

Masívne a zdravé – kompaktné ílovce až siltovce s preplástkami pieskovca indikovali v 5-tich skúšobných miestach Edef = 4 068,62 – 11 505,40 MPa, v priemere Edef = 7 454,90 MPa. Výsledky dilatometrickej skúšky DS-44 predstavujú charakteristické hodnoty tak modulu pretvárnosti Edef = 7 560,28 MPa, ako aj modulu pružnosti E = 14 310,70 MPa pre uvedený inžinierskogeologický typ horninového masívu.

CZ–11	DS–44	135,50	0,14	4,30 – 23,55 – 4,26	7 560,28	14 310,70	Ílovec až siltovec kompaktný, masívny a zdravý

Porušené a zvetrané pieskovce s preplástkami alebo laminami ílovca boli otestované 13 dilatometrickými skúškami, kde výsledky preukázali veľký rozsah modulu pretvárnosti Edef = 210,75 – 4 209,59 MPa, v priemere Edef = 1 899,60 MPa. Obrázok predstavuje miesto skúšky DS-47 s najvyššou hodnotou modulu pretvárnosti Edef = 4 209,59 MPa.

CZ–11	DS–47	129,50	0,22	10,95 – 18,82	4 209,59	pieskovec s laminami ílovca porušený

Najkvalitnejšie horninové prostredie tvorené masívnymi, zdravými a kompaktnými pieskovcami s ojedinelým lokálnym porušením bolo testované 14 dilatometrickými skúškami, ktoré preukázali Edef = 3 429,85 – 22 993,73 MPa, v priemere Edef = 9 891,90 MPa. Na obr. možno vidieť miesto skúšky DS-29, kde modul pretvárnosti dosiahol absolútne najvyššiu hodnotu Edef = 22 993,73 MPa.

CZ–09	DS–29	153,20	0,12	5,93 – 29,84	22 993,73	pieskovec zdravý masívny

Z výsledkov prieskumných prác vyplývajú nasledovné skutočnosti:

Portály tunela budú realizované v oblastiach stabilizovaných zosunov. Zosuvné delúviá majú prevažne charakter ílov s úlomkami až ílovitých sutí, trvalo sýtených podzemnou vodou z rozľahlých infiltračných oblastí; dočasná stavebná jama pre nasadenie raziaceho stroja bude vybudovaná v mieste čiastkovej násunovej línie príkrovu, kde možno očakávať vztýčené uloženie vrstiev a intenzívne tektonické porušenie. Priľahlé svahy sú pokryté zeminami charakteru sutí rozličného zloženia; trasa tunela bude prechádzať v časti razenej ako jednorúrový dvojkoľajný tunel masívom s dominantným zastúpením pieskovcov; trasa tunela, razeného ako dva jednokoľajné tunely pomocou TBM bude prechádzať geologicky zložitým prostredím so striedaním vysokopevných pieskovcov a ílovcov strednej až nízkej pevnosti, pričom významnú časť tohto úseku budú predstavovať tektonicky porušené horniny charakteru úlomkovitých zemín; okrem heterogenity a tektonického porušenia prostredia hlavným rizikom je extrémna citlivosť ílovcov na zmeny vlhkosti a napätostného stavu. Prakticky do niekoľkých hodín od obnaženia začínajú ílovce zvetrávať a po niekoľkých dňoch dochádza i k ich úplnej dezintegrácii na drobné úlomky, s výraznou degradáciou geotechnických parametrov.

3.2 Návrh technického riešenia

Návrh technického riešenia rešpektuje pomerne zložité podmienky oblasti pre výstavbu podzemných diel. Príkladom môže byť výstavba diaľničného tunela Horelica na opačnej strane údolia, kde sa projekt pri výstavbe musel vysporiadať s množstvom nestabilných polôh v podzemí aj na povrchu. Problematika zosuvov sa týka predovšetkým oblasti vjazdového portálu tunelu. Smerové vedenie železničnej trasy neumožňuje optimálne zarazenie tunela do horninového masívu a pre obmedzenie rizika aktivácie starších alebo vytvorením podmienok pre zosuvy nové, navrhol projektant riešiť vstup do masívu dvojkoľajným tunelom, čím dôjde k výraznému zmenšeniu stavebnej jamy (ktorá je však aj v tomto prípade ešte značná) a predpokladáme zníženie investícií do stabilizácie stien stavebnej jamy a horninového piliera medzi stavebnou jamou a tunelom. Vstup

do masívu zásadne ovplyvňuje nutnosť zachovať dvojkoľajnú železničnú prevádzku nielen po celú dobu razenia, ale aj po dokončení výstavby tunelov. Tunel bude tvorený v prevažnej časti dvomi jednokoľajnými rúrami, avšak časť tunela cca 560 m od vjazdu bude dvojkoľajný, keď cca 55 m bude tvorená tzv. „rozpletom“ na dva jednokoľajné tunely. Na konci tohto úseku, v mieste hlbokej eróznej ryhy bočného údolia bude realizovaná otvorená stavebná jama max. dĺžky 60 m. V prípade, že pre realizáciu tunelu bude vybraný variant razenia TBM predpokladáme, že v tomto mieste sa môžu kompletovať plnoprofilové raziace stroje. Úsek medzi touto stavebnou jamou a výjazdovým portálom je navrhnutý ako dva jednokoľajné tunely s dĺžkou 3.680 m, keď na ich konci prechádza do hĺbených stavebných jám portálov. Metódu razenia v tomto úseku projektant nestanovuje, je možné uvažovať s konvenčným spôsobom pomocou NRTM, tak aj s použitím tunelovacieho stroja TBM a výber metódy bude prevedený v ďalších stupňoch projektovej dokumentácie na základe technicko-ekonomického vyhodnotenia. Do hodnotenia je okrem ceny diela a času výstavby zahrnúť aj logistické riešenie (doprava materiálov, umiestnenie stavenišť a stavebných dvorov, využitie materiálu z výrubu, dopravenej záťaže atd.) S metódou razenia súvisí aj profil jednokoľajných tunelov, pri návrhu pomocou NRTM je možné profil optimalizovať s ohľadom na statické pôsobenie, potreby železničnej prevádzky, pri razení TBM je profil nutne kruhový. Tunely budú po trase priečne prepojené chodbami pre peších, s maximálnou vzájomnou vzdialenosťou do 500 m (TSI), keď z pozdĺžného profilu je zrejmé, že maximálné nadložie tunelu v masíve je 274 m. To je i jedným z dôvodou, prečo sú tunely navrhnuté ako jednokoľajné s priečnými prepojeniami. Výška nadložia neumožňuje zaistiť bezpečný a pohodlný únik osôb z tunela pomocou únikových šachiet alebo štôľní. Pre únik osôb a zaistenie záchranných prác bude využitá požiarom nezasiahnutá tunelová rúra susedného jednokoľajného tunelu.

4. Záver

Všetky navrhované železničné tunely sú jednokoľajné a vyhovujú pre návrhovou traťovú rýchlosť od 160 do 200 km/hod. Zároveň splňujú zásady TSI (2008/163/ES Rozhodnutia Komisie z dne 20. 12. 2007 O technickej špecifikácii pre interoperabilitu subsystému Bezpečnosť v železničných tuneloch v transevropskom konvenčnom a vysokorychlostnom železničnom systéme).

Aj keď investor, spoločne s projektantami a stavebnými firmami po úspešne zvládnutom projekte výstavby nového železničného tunela Turecký vrch (na úseku koridoru medzi Novým Mestom nad Váhom a Trenčínom) dúfajú, že v dnešnej, pre stavebníctvo tak ťažkej dobe sa v rozpočte Slovenskej republiky nájde dostatok finančných prostriedkov, aby sa tieto smelé plány uskutočnili, budeme si musieť na ich realizáciu asi trošku počkať.

Literatúra:

[1] Projektové dokumentácie ŽSR

- Modernizácia trate Žilina – Košice,
  úsek trate Liptovský Mikuláš – Poprad-Tatry (mimo)
- Modernizácia koridoru,
  štátna hranica SR/ČR - Čadca - Krásno nad Kysucou (mimo), železničná traťˮ

Uzavřený hydroizolační systém realizovaný aplikací stříkané hydroizolační membrány – zkušenosti z realizace

Ing. Jan Panuška, Miroslav Chyba, Subterra a.s.
Ing. Linda Vydrová, Metrostav a.s.

V rámci stavby „Prodloužení trasy A metra v Praze ze stanice Dejvická, Provozní úsek V.A – Dejvická (mimo)-Motol“ provádí Subterra a.s., divize 1 ražbu a definitivní obezdívky trojlodní stanice Veleslavín. Dle zadávací dokumentace měl být uzavřený hydroizolační systém tohoto podzemního díla proveden z konvenčních povlakových izolací. Na základě zhodnocení podmínek bylo rozhodnuto o změně hydroizolačního systému na izolaci stříkanou na bázi polymercementu (Masterseal® 345 BASF). V České republice se jedná, v tomto rozsahu použití, o zcela novou zkušenost. Doposud byly aplikovány stříkané izolační membrány v rámci menších podzemních objektů, například při výstavbě výtahových šachet metra či při sanacích starých železničních tunelů.

Úvod

Stanice metra Veleslavín je navržena jako trojlodní, realizovaná postupnou výstavbou jednotlivých dílčích profilů. V první fázi jsou provedeny ražby bočních staničních tunelů (obr. 1), jimiž jsou protaženy plnoprofilové razící štíty TBM, následně je realizována hydroizolace a definitivní obezdívky (obr. 2). Po jejich dokončení je zahájena ražba středního výrubu, který je napojen na výruby boční. V této fázi je propojen uzavřený hydroizolační systém, jenž byl v zadávací dokumentaci navržen z konvenční fóliové izolace. Na základě detailního technického posouzení, za účasti všech účastníků výstavby, bylo rozhodnuto o realizaci hydroizolačního systému za použití stříkaných izolací v celém rozsahu stanice a únikového objektu, tvořeného kruhovou šachtou a přístupovou štolou.

Obr. 1 Portál v období ražeb bočních tunelů

Obr. 2 Sekundární ostění bočních tunelů

Změna hydroizolačního systému

Dokumentace pro výběr zhotovitele stanovila použití sektorované transparentní fólie tloušťky 3 mm z měkčeného PVC. Přibližně v polovině rozsahu (prostor tunelového dna a prostor nad trámy) byla tato izolace zdvojena, každý dilatační díl byl navržen jako samostatně izolovaná část. Na styčné ploše mezi povlakovou izolací a železobetonovou konstrukcí sekundárního ostění pod hladinou podzemní vody byl umístěn pojistný injekční systém pro dodatečné doinjektování trvale pružnými gely ve střednědobém horizontu. Hydroizolace měla zároveň sloužit i jako ochrana proti pronikání radonu a bludným proudům.

Výše uvedená koncepce byla v rámci tvorby dokumentace pro provedení stavby shledána velmi komplikovanou a rizikovou především v místě etapového napojení dílčích výrubů, kde dochází k provedení izolace v bočních výrubech a jejímu překrytí definitivní obezdívkou. S výrazným časovým odstupem je následně při ražbě střední lodi ubourávána primární obezdívka a po realizaci primární obezdívky střední lodě je teprve napojena hydroizolace. Standardní postupy spojené s aplikací fóliových izolací nedokázaly, dle názoru zhotovitele a projektanta, zajistit funkční bezrizikové propojení hydroizolace. Výsledkem jednání zúčastněných stran bylo rozhodnutí o provedení zkoušek aplikace stříkaných hydroizolačních membrán přímo in situ. Na základě těchto zkoušek byl jako nejvhodnější materiál pro místní podmínky vybrán Masterseal® 345 výrobce BASF (obr. 3 a 4). Zhotovitel následně zpracoval posouzení finančních nároků na změnu hydroizolačního systému, který garantoval objednateli nepřekročení ceny, jenž byla v zadávací dokumentaci stanovena pro řešení klasickými fóliovými izolacemi.

Obr. 3 Zkouška aplikace stříkaných izolací od společnosti BASF (detail - barevná odlišnost mezi první a druhou vrstvou izolace)

Obr. 4 Zkouška tvrdosti podle Shore A

Posouzení vhodných podmínek pro užití stříkané izolace

Při posouzení použití stříkané izolace v podzemním díle je nutné uvažovat mnoho aspektů, které mohou ve fázi realizace značně ovlivnit její úspěšnost. Jedná se především o:

- Úroveň hladiny podzemní vody, rozsah a vydatnost průsaků podzemních vod v rámci izolovaných ploch, ustálení vodního režimu.
- Geometrii díla a propojených objektů.
- Strukturu podkladu (stříkaného betonu).
- POV, souběh ostatních stavebních činností, dopravní cesty.
- Navazující činnosti provádění definitivních obezdívek, které mohou při nedostatečném odstupu negativně ovlivňovat aplikaci.
- Klimatické podmínky, roční období.

Výše uvedené tematické okruhy byly posouzeny a kladně vyhodnoceny dle místních podmínek. Úroveň hladiny podzemní vody byla sice dle geologického průzkumu a následného doprůzkumu stanovena nad vrcholem klenby, ale v rámci dlouhodobého čerpání vod z hloubené jámy a z bočních výrubů byla značně snížena. Rozsah průsaků přes primární obezdívky byl velmi malý s nízkou vydatností, vodní režim ustálený. Složitá geometrie díla a především přechodové detaily přímo vybízely k použití jednodušeji napojitelné izolace typu stříkané kontaktní membrány. Z pozice dodavatele

materiálu a realizační firmy byl také kladně hodnocen stav primárních obezdívek, především povrch stříkaného betonu s uspokojující nízkou hrubostí.

Na tomto místě je nezbytné uvést skutečnost, že pro objektivní a detailní zhodnocení podmínek bylo díky technologické přestávce mezi dokončením ražeb a zahájením izolačních prací (obsazenost tunelů technologií TBM) dostatek času (5 měsíců). V případě jiných stavebních projektů může docházet k rozhodnutí o použití systému stříkaných hydroizolací ještě v procesu ražby a budování primární obezdívky a nemusí být tedy stoprocentně jisté, do jakých podmínek bude systém aplikován – kvalita podkladu, výrony podzemních vod do díla a další.

Významným ovlivňujícím faktorem v případě aplikace v rámci stanice metra byl přístup do stanice pouze z jednoho portálu, tedy z hloubené stavební jámy. Zhotovitel navrhl realizaci veškerých prací (podkladní beton, izolace dna, tunelové dno, trámy a sloupy, izolace klenby a klenba) vždy směrem „do hory“, což se později ukázalo jako správný postup výstavby, který umožnil provádění všech konstrukcí v požadované kvalitě a zabránil kolizi jednotlivých stavebních technologií.

Nově navržený systém stříkané hydroizolace

Stříkaná hydroizolace (Masterseal 345® BASF) byla navržena v celém rozsahu stanice (obr. 5 a 6) jako mezilehlá membrána, umístěná mezi primárním ostěním ze stříkaného betonu a definitivním ostěním z monolitického železobetonu. Jedná se o uzavřený systém bez odvodnění. Projekt pro provedení stavby řešil návrh skladby hydroizolačního systému, detaily provedení pracovních a dilatačních spár a pojistný injektážní systém instalovaný v komplikovaných místech do prostoru mezi stříkanou izolaci a definitivní ostění. Celková minimální tloušťka membrány byla stanovena na 3 mm. Veškeré laboratorní zkoušky prováděné pro certifikaci tohoto systému byly vyhodnoceny při aplikaci v tloušťce pouze 2 mm. Pro snadnou kontrolu nástřiku byl pro každou vrstvu zvolen jiný barevný odstín. Použitý materiál se vyznačuje dobrou přídržností k materiálu z obou stran a rovněž pružným chováním, vytváří tak s primárním a definitivním ostěním v podstatě sendvičovou konstrukci. Tento systém zaručuje dobré vodotěsné vlastnosti a zabraňuje migraci vody v prostoru pro izolaci mezi oběma obezdívkami. Mezilehlá stříkaná hydroizolační membrána byla rovněž navržena jako pasivní ochrana proti bludným proudům.

Obr. 5 Aplikace finální vrstvy izolace v klenbě

Obr. 6 Stříkaná izolace v protiklenbě

Navržený postup aplikace

– Příprava podkladu – očistění povrchu tlakovou vodou min. tlakem 140 bar.
– Zamezení aktivních průsaků vody z podkladu vhodným technologickým zásahem (injektáž, přetěsnění rychlovaznou maltou, organizovaný svod do tunelové drenáže), odstranění úkapů na tunelové dno.
– Nástřik penetrační signální vrstvy izolace o tloušťce do 1 mm.

– Oprava míst s aktivními průsaky signalizovanými penetrační vrstvou.
– Nástřik dvou nosných vrstev izolace 1-2 mm silných v dostatečném časovém odstupu pro zrání a vytvrdnutí.
– Provedení jednotlivých detailů dilatačních a pracovních spár.
– Případné opravy poškozených míst.

Zkušenosti z aplikace

Stříkaná hydroizolace je nanášena ve třech vrstvách. Rozhodující etapou celé aplikace je příprava povrchu primárního ostění. Tuto fázi je nutné vnímat jako etapu s největším časovým nárokem a to především v případě eliminace výronů vody na podkladní plochy, popřípadě při úpravě struktury povrchu. Aby bylo dosaženo přijatelné spotřeby materiálu hydroizolace a eliminace nespojitostí v izolaci (kaverny, stíny), je třeba primární ostění zbavit všech děr, hrubých výčnělků a ostrých hran podle stanovených požadavků výrobce materiálu. Pro případnou lokální úpravu problematických míst je přínosné zbroušení nebo přestěrkování (obr. 7), pro budoucí aplikace se jeví jako vhodné přestříkání primárního ostění tenkou vrstvou stříkaného betonu s frakcí kameniva do 4,0 mm, v ideálním případě aplikace druhé vrstvy primárního ostění stříkaným betonem s frakcí kameniva do 4,0 mm již při samotné ražbě díla. Pro malé lokální průsaky a úkapy je vhodná injektáž přes pakr, popřípadě aplikace rychlovazné malty. Injektování lokálních průsaků většího rozsahu vodu pouze tlakem vytěsňuje a ta se následně objevuje v jiných místech ostění. Ve dně a na stěnách tunelu se osvědčilo drénování vydatných výronů (obr. 8) a jejich svod do spodní centrální drenáže, jelikož voda nemá následné tlakové projevy jako při injektáži.

Obr. 7 Přestěrkování primárního ostění ze stříkaného betonu

Obr. 8 Drénování výronu podzemní vody

V případě zvýšených přítoků je vhodné připravit dočasnou čerpací studnu, do které se organizovaně svádí prosakující voda.

Izolaci je možné uvažovat jako pochozí v případě, že je ve dně aplikována na podkladní beton, který je proveden z litého betonu a vyznačuje se rovinatostí a kompaktností bez možnosti vydrolení kameniva. Nástřik izolace ve dně přímo na strukturu stříkaného betonu pochozí vlastnosti nesplňuje. Aplikace stříkané hydroizolace se ukázala jako optimální na suchý povrch betonu, na zvlhlý povrch nelze nástřik doporučit. Jakýkoli

úkap, popřípadě aktivní výron na plochu izolace způsobuje rozplavení a degradaci doposud dostatečně nevyzrálé izolační vrstvy.

Dalším ovlivňujícím faktorem je relativní vlhkost vzduchu a teplota rosného bodu. Jakmile teplota vzduchu klesne pod teplotu rosného bodu, nastává kondenzace. Zkondenzované vodní páry vytváří na povrchu aplikované vrstvy izolace vodní film, který je nepřijatelný pro technologicky správné provádění. Tento může při aplikaci další vrstvy způsobit nežádoucí oddělení jednotlivých vrstev. Teplotu na pracovišti je tak nutné udržet nad teplotou rosného bodu, nebo v případě že toto řešení není technicky a ekonomicky adekvátní, přerušit aplikaci po dobu klimaticky nepříznivých podmínek.

Aplikace stříkané hydroizolační membrány MASTERSEAL 345 se provádí mokrou cestou následujícím způsobem:

1. Vrstva 1 (světle růžová) – První vrstva v tloušťce do 1 mm velmi řídké konzistence s přídavkem barviva se provádí jako penetrační a zároveň signální vrstva, na které se výrazně projeví eventuální průsaky nezastižené při přípravě podkladu.
2. Vrstva 2 (smetanová) – Aplikace druhé vrstvy v tloušťce 1-2 mm se provádí po zavadnutí první vrstvy.
3. Vrstva 3 (smetanová) – Aplikace třetí vrstvy v tloušťce 1-2 mm se provádí stříkáním po zavadnutí druhé vrstvy.

Při ruční aplikaci stříkané hydroizolace je nutné důsledně a striktně dodržovat postup nástřiku vzhledem k ostění tak, aby nedocházelo k vytváření stínů, a tím ke vzniku nežádoucích nespojitostí v izolaci. S ohledem na konzistenci materiálu je nutné dodržovat správnou vzdálenost trysky od podkladu, aby nedocházelo ke stékání čerstvě nastříkané izolace. V konkávních plochách klenby se doporučuje nástřik více tenkých vrstev se změnou směru stříkání, aby došlo k dokonalému zastříkání všech míst a eliminovalo se odkapávání a tečení nastříkaného materiálu.

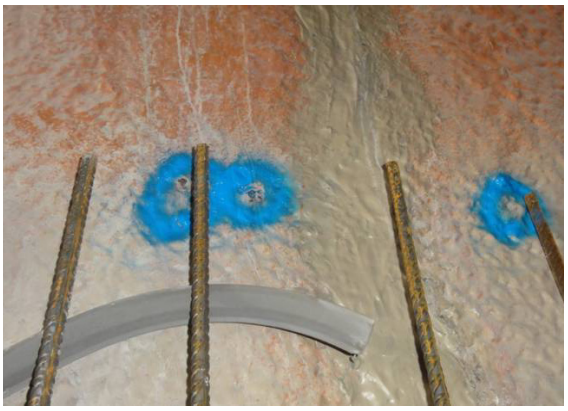
Rychlost aplikace

Rychlost aplikace je v zásadně závislá na výše uvedené přípravě podkladu. Samotná aplikace nástřikem z ruky tryskou má dostatečný výkon, který umožňuje udržet potřebný předstih izolatérského pracoviště před realizací standardní tunelové železobetonové obezdívky. Pro eliminaci oprav izolace je nutné striktně dodržet minimální pohyb pracovníků na izolatérském pracovišti (při aplikaci v rámci tunelového dna). V plánu postupu výstavby celého díla je zcela nezbytné poskytnout dostatečný čas pro vytvoření dostatečného odstupu izolatérského pracoviště od realizace definitivní obezdívky a to minimálně na vzdálenost dvou až tří pracovních sekcí, minimálně 20 m.

Zkušebnictví, opravy

V případě aplikace v rámci tavby Prodloužení metra V.A byl navržen a odsouhlasen technologický postup a kontrolní zkušební plán, který v zásadě stanovuje kontrolu přípravy podkladu, dodaných materiálů, podmínek při aplikaci a tloušťky a tvrdosti jednotlivých provedených vrstev. Zkušebnictví, které by si vyžádalo destruktivní zkoušky finální hydroizolace, nebylo prováděno. Dosažení garantovaných vlastností bylo dokládáno dílčími kontrolami, které prokázaly dodržení výrobcem stanovených postupů, které výsledně generují hydroizolační membránu požadovaných parametrů.

Provádění oprav nevyzrálých částí membrány, které jsou způsobeny především aktivním působením vody, je v zásadě velmi jednoduché. Po sanaci a vysušení daného místa je toto přetřeno standardním materiálem v potřebném počtu vrstev. V případě mechanického porušení izolace, například penetrací prvkem ocelové výztuže (obr. 9), je toto poškození velmi dobře viditelné díky barevnému odlišení jednotlivých vrstev. Oprava je následně prováděna obdobně, jak je výše uvedeno.



Obr. 9 Porušení izolace prutem ocelové výztuže

Obr. 10 Finální vzhled stříkané izolace tunelu před montáží výztuže (červené pruhy jsou zesílení vrstvy izolace v pracovních spárách)

Závěr

Aplikace hydroizolační membrány v bočních tunelech stanice Veleslavín prokázala možnost realizace stříkané izolace v daném rozsahu a v požadované kvalitě (obr. 10). Jedná se o inovativní technologii izolování podzemních děl s komplikovanou geometrií a s možností řešení etapových spojů izolace. Při posouzení aplikace v podzemních dílech je ovšem nutné posoudit mnoho ovlivňujících faktorů a následně přizpůsobit postupy výstavby této technologii.

Literatura:

[1] Kochánek, M.: Prodloužení trasy A metra v Praze ze stanice Dejvická, Provozní úsek V.A – Dejvická (mimo)-Motol, SO 05-20/01,02 Stanice Veleslavín (Ražba + primární ostění dílčí výrub pravý/levý) včetně platných změn. METROPROJEKT Praha a.s., 2011

[2] L. Vydrová; P. Chamra; V. Dohnálek: Zkušenosti s aplikací stříkané hydroizolace ve stanici Veleslavín, Sborník Podzemní stavby Praha, 2013

Správy mostů a tunelů po reorganizaci

Ing. Jan Svoboda, Ing. Vladimír Škoch, SŽDC, s.o.

Vznikem 26 správ dopravní cesty v roce 1995 byla zahájena reorganizace způsobu správy železniční dopravní cesty. O dalším průběhu organizačních změn a výsledném stavu po 1. dubnu 2012 v rozsahu a způsobu správy mostních a tunelových objektů stručně informuje následující příspěvek.

Úvod

Správa mostních a tunelových objektů u Československých státních drah a po roce 1992 u Českých drah byla zajišťována traťovými distancemi, odborné dodavatelské práce či práce většího rozsahu pro ně zabezpečovaly mostní obvody. Traťových distanci bylo na území Česka 45 a mostních obvodů 5.

Historický vývoj

V rámci reorganizace ČD došlo 1. července 1994 sloučením dosavadních obvodů traťových distancí k vytvoření 26 nových oblastí, na jejichž území vzniklo 1. ledna 1995 dvacet šest správ dopravní cesty (SDC). K 1. 1. 1995 bylo zrušeno SDC Kladno a nadále byl zachován počet 25 SDC. Součástí těchto správ byla i jednotka pověřená správou mostních a tunelových objektů, tehdy pod názvem správa umělých staveb.

Řízení 25 SDC se z pohledu vedení ČD jevilo jako značně obtížné a proto k 1. lednu 1998 došlo k jejich výrazné redukci a to na počet 11. Došlo také ke změně názvu mostní správy na správu mostů a tunelů (SMT).

Na vznik vyšších správních územních celků neboli krajů od 1. ledna 2002 v počtu třináct reagovalo vedení ČD úpravou počtu SDC také na počet 13. Opět tedy vznikly SDC Jihlava a SDC Karlovy Vary. Tento počet byl zachován až do roku 2012.

Prvního ledna 2003 došlo k důležité organizační změně ve správě majetku železniční dopravní cesty. Vznikla nová státní organizace „Správa železniční dopravní cesty“, která byla pověřena správou tohoto majetku. Z majetku spravovaným českými drahami byl vyjmut majetek přináležící dopravní cestě – s určitými výjimkami jako výpravní budovy, pozemky v železničních stanicích atp. – a byl převeden na nově vzniklou organizaci. Tato organizace však měla v prvních měsících po svém vzniku velmi málo zaměstnanců a veškerou správcovskou činnost si smluvně zajistila u ČD. Investorská složka tj. stavební správy se však staly součástí SŽDC již v prvním roce její existence.

Postupně se však ukázalo, že způsob hospodaření prostřednictvím smlouvy má svá úskalí, a proto k SŽDC přešly 1. července 2008 od ČD také všechny SDC. K tomuto datu byl také dokončen postupný přechod pracovníků oddělení mostů a tunelů generálního ředitelství.

V celé své dosavadní historii a to jak pod křídly ČD, tak v organizační struktuře SŽDC zajišťovaly správy dopravní cesty správu majetku železniční dopravní cesty tedy tzv. „mrtvou dopravní cestu“. K naplnění smyslu zákona o dráhách však bylo třeba vybudovat organizaci s organizační strukturou, která by jednoduše dokázala poskytnout zájemcům o provozování drážní dopravy (dopravce) komplexní služby, a tou může být pouze tzv. „živá dopravní cesta“. Bylo proto rozhodnuto o přechodu další části ČD k SŽDC a to složky obsluhy dráhy (tj. řízení provozu).

Tento přechod se po několika odkladech uskutečnil 1. září 2011. Zatím však nedošlo ke sloučení se SDC. Přechodový krok k tomuto sloučení se uskutečnil 1. ledna 2012, kdy byl počet SDC snížen na sedm a to sloučením vždy dvou nebo tří sousedících SDC.

Výjimkami byly pouze SDC Praha a SDC Ostrava, které zůstaly ve svých původních hranicích.

Ke vzniku výše popsané organizační složky, která disponuje „živou dopravní cestou“ došlo 1. dubna letošního roku na územích dosavadních SDC. Vzniklo tak sedm oblastních ředitelství se sídly v Praze, Plzni, Ústí nad Labem, Hradci Králové, Brně, Olomouci a Ostravě – viz mapa č. 1.

V devadesátých letech minulého století většina SDC disponovala vlastními dodavatelskými kapacitami, v sídlech s bývalými mostními obvody i většími. Od přelomu tisíciletí se však začíná projevovat zvýšený tlak, aby SDC a především správy mostů a tunelů přešly na systém, kdy je oprava a údržba spravovaného majetku zajišťována dodavatelsky. SMT tedy postupně rušily své mostní střediska a od roku 2010 se veškeré opravné a údržbové práce zadávají.

Také výkon podrobných prohlídek, který byl zajišťován revizními četami vzešlými z bývalých mostních obvodů, byl převeden na Technickou ústřednu dopravní cesty SŽDC.

Vývoj počtu zaměstnanců přímo se podílejících na správě mostních a tunelových objektů je patrný z níže uvedeného přehledu.

a) Rok 1994 (bez výb. řízení)

Traťová distance – 1 IŽD + 1 mostmistr	2 x 45 = 90
Mostní obvody – cca 7 IŽD	7 x 5 = 35
Oddělení umělých staveb služby 13 (tři právy dráhy)	9 x 3 = 27
Celkem	152

b) Rok 1995 (cca 50 % výb. řízení)

SDC – SUS (cca 6 zam.)	6 x 25 = 150
Oddělení mostů a tunelů na GŘ	11
Celkem	161

c) Rok 2003 (cca 75 % výb. řízení)

SDC – SMT	147
Oddělení mostů a tunelů na GŘ	11
Celkem	158

d) Rok 2011 (100 % výb. řízení)

SDC – SMT	117
Oddělení mostů a tunelů na GŘ	11
Celkem	128

e) Rok 2012 (100 % výb. řízení)

OŘ – SMT	104
Oddělení mostů a tunelů na GŘ	7
Celkem	111

Byť některé výše uvedené údaje, především z prvního pololetí devadesátých let minulého století, mohou být diskutabilní, domníváme se, že mají značnou vypovídající hodnotu.

Z výše uvedeného přehledu je patrné průběžné snižování počtu technických pracovníků, kteří se na správě mostních a tunelových objektů přímo podílejí. K výraznému snižování dochází po roce 2003, kdy také probíhá postupná likvidace vlastních stavebních kapacit. Informace u příslušného roku uvádí odhadnutý podíl výběrových řízení v rámci údržbových a opravných prací, které byly zadávány podle zákona o zadávání veřejných zakázek.

Nárůst podílu výběrových řízení až na 100 % je bohužel v přímém protikladu se snižováním technických pracovníků, neboť agenda zadávání prací touto formou je značně náročná a to jak po odborné, tak především po časové stránce.

V počtech zaměstnanců nejsou uvedeni pracovníci zajišťující výkon podrobných prohlídek. V letech 1994 – 2004 vykonávalo podrobné prohlídky 25 pracovníků, v současné době je však tento výkon zajišťován pouze 16 zaměstnanci.

Současnost

Dnes má každé OŘ pouze jednu SMT, její obvod je dále členěn na oblasti mostních správců.

Aktuální rozsah svěřeného majetku a počet pracovníků zajišťujících jeho správu s rozdělením na jednotlivé OŘ je patrný z grafů č. 1 a 2. SMT však mají také ve správě také kolejové a silniční váhy, lávky pro pěší, silniční mosty, točnice a další objekty mostům podobné. Jejich počty však v porovnání s mosty a propustky nejsou zásadní.

Velmi důležitá je však správa mostních provizorií (MP) a to jak z důvodu zajištění stavební činnosti, tak operativního řešení mimořádných událostí. Po redukci jejich počtu v uplynulých letech mají SMT v současné době ve správě 120 MP. Z nich je pro mimořádné události vyčleněno 37, které mohou být pro stavební činnost použity pouze po schválení odborem traťového hospodářství.

Vlastní činnost SMT vychází z metodických pokynů vnitropodnikových předpisů SŽDC S 5 Správa mostních objektů, S 5/2 Správa mostních provizorií a S 6 Správa tunelů a je zaměřena především na tři základní oblasti:

a) zajištění provozuschopnosti spravovaných mostních a tunelových objektů,
b) jejich správu a evidenci,
c) zajištění dohlédací činnosti.

Zajištěním provozuschopnosti se rozumí všechny činnosti, které zajistí bezproblémové užívání objektů. Jde především o sestavování krátkodobých a dlouhodobých plánů jak údržbové a opravné, tak i výlukové činnosti, zajištění projektové přípravy, stavebního řízení, výběru zhotovitele, výkonu stavebního dozoru při vlastní realizaci, uvedení do zkušebního a trvalého provozu a kolaudaci. Poměrně často musí SMT zasahovat také při mimořádných událostech a to především při nárazech silničních vozidel do mostních konstrukcí. Obzvláště v případě ocelových nosných konstrukcí dochází k vážným závadám, které často vedou i k zastavení železničního provozu.

Evidence technických parametrů mostů, propustků, kolejových vah a tunelů jsou vedeny výhradně v digitální podobě prostřednictvím příslušných počítačových programů (MES, EST). Za aktuální stav údajů odpovídají příslušní technici a správci. Výkresová i listinná dokumentace objektů je vedena ve dvojím vyhotovení, vždy jedna souprava ve dvou na sobě nezávislých archivech.

Dohlédací činnost je zajišťována ve smyslu zákona o dráhách. Každoroční běžné prohlídky (BP) všech objektů vykonávají správci SMT, průměrný počet BP na jednoho správce za rok značně převyšuje hodnotu 500. Podrobné prohlídky mostů zajišťuje na základě vnitropodnikové dohody Technická ústředna dopravní cesty SŽDC ve tříletých intervalech. Protokol o podrobné prohlídce je základním a nejdůležitějším dokladem o stavu mostního objektu, od jeho kvality se odvíjí postup správce při návrhu údržbových, opravných či rekonstrukčních pracích.

Hlavní pozornost všech SMT je upřena především na stav mostů a propustků. SŽDC spravuje cekem 6738 mostů a 18649 propustků. Přestože v uplynulých letech došlo k přestavbě řady mostních objektů v rámci modernizace a optimalizace koridorových tratí, stále máme v síti 341 mostů (5 %), a 1872 propustků (10 %) hodnocených

stupněm 3 tj. objektů s nejhorším hodnocením. Tyto objekty vyžadují stavební zásah většího rozsahu, rekonstrukci nebo úplnou přestavbu.

Také věkové složení těchto objektů není příliš příznivé, protože máme 50 % mostů starších 100 let, z toho 34 % starších 120 let. U propustků je situace ještě horší, protože 54 % z nich je starší 100 let, z toho 27 % starších 120 let a 12 % starších 140 let.

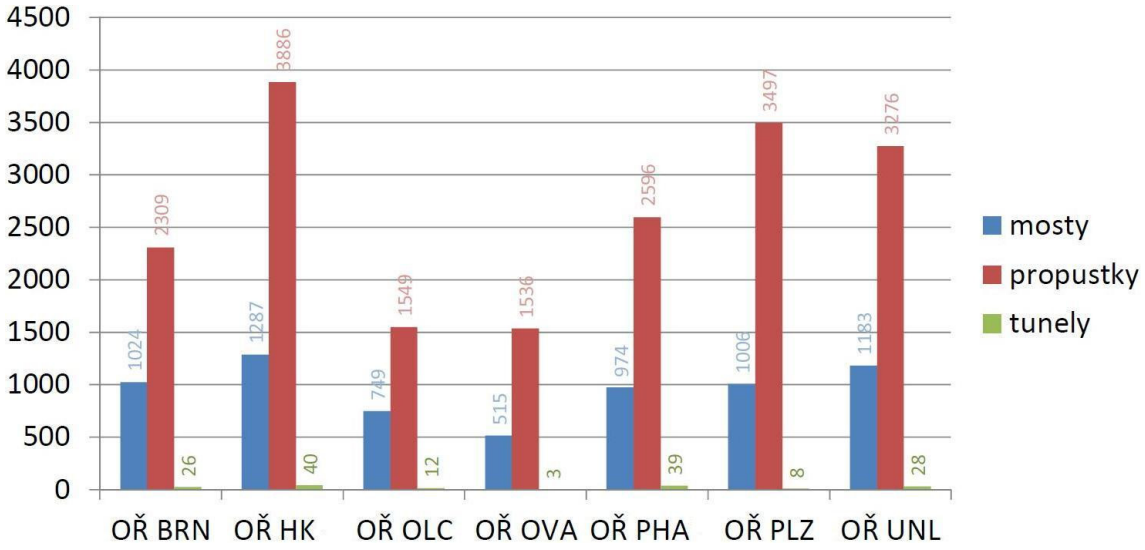
Vzhledem k tomu, že v každém roce dochází průměrně k přestavbě 70 mostů a 103 propustků je zcela zřejmé, že železniční dopravní cesta z pohledu mostních objektů neustále stárne. Výše uvedené statistické údaje jednoznačně prokazují, že bez rychlého a výrazného zvýšení rozsahu údržbových a opravných prací hrozí v blízké budoucnosti nárůst dopravních omezení v důsledku špatného stavebního stavu mostních objektů. Tato situace pak bude muset být řešena zřejmě jen za cenu výrazných investic.

Jednou z nejdůležitějších a nezastupitelných činností zajišťovaných vybranými zástupci SMT je výkon technickobezpečnostních zkoušek ve smyslu prováděcí vyhlášky k zákonu o dráhách č. 177/95 Sb. V případě mostních objektů se jedná o výkon hlavních prohlídek (HP) dle metodiky rozpracované v předpise S 5. Za průběh a výsledek HP odpovídá její vedoucí. Oprávnění k výkonu této funkce, které uděluje GŘ SŽDC mohou získat pracovníci SMT pouze na základě odborné kvalifikace, praxe a složení předepsané zkoušky.

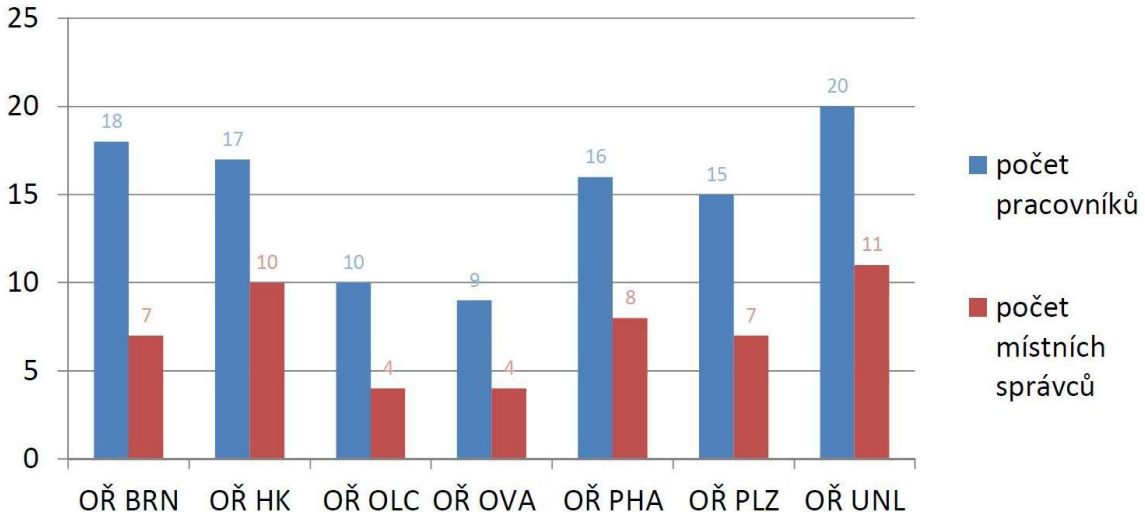
Specifickou činností je správa tunelů, kterých je v železniční síti 156. Jejich vyhovující stav lze dlouhou dobu udržet kvalitní údržbou, při vzniku vážných poruch je však jejich oprava vždy technicky i finančně velmi náročná.

Závěr

Závěrem si dovoluji poznamenat, že správa mostních objektů je proti jiným součástem dopravní cesty během na dlouhou trať. Je při ní mimořádně důležitá dlouhodobá znalost objektů a především znalost vývoje případných závad a poruch. Kvalifikovaný, zkušený a stabilizovaný tým je rozhodujícím předpokladem pro zajištění kvalitní správy mostních objektů. Proto doufám a věřím, že organizační struktura správy vytvořená v letošním roce přetrvá delší období, než etapy, které jsou popsány v první části tohoto příspěvku.

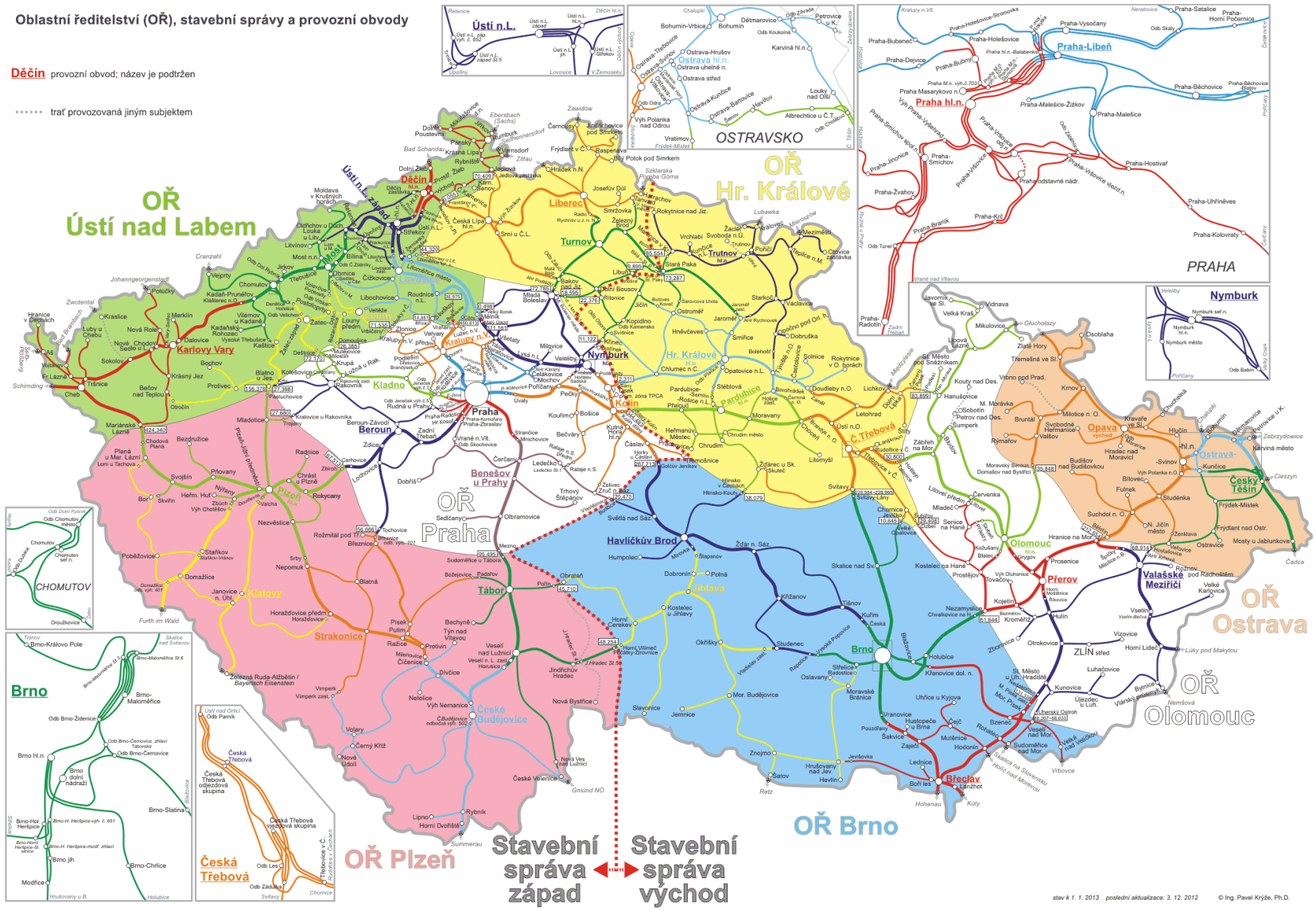


Graf 1 Rozsah svěřeného majetku SMT na OŘ



Graf 2 Počty pracovníků na SMT OŘ

Mapa oblastních ředitelství (OŘ), stavebních správ a provozních obvodů



stav k 1. 1. 2013 poslední aktualizace: 3. 12. 2012
© Ing. Pavel Kryže, Ph.D.

Přesypané mosty montované a monolitické – přednosti a nevýhody

Ing. Tomáš Martinek, Ing. Marek Foglar, Ph.D., SUDOP PRAHA a.s.

Příspěvek srovnává oba typy konstrukcí přesypaných mostů s uvedením jejich předností a nevýhod na základě prohlídek a revizních zpráv realizovaných mostů.

Historie

Přesypané kamenné klenbové mosty jsou patrně nejpoužívanějším typem konstrukce mostů a propustků spjatým se začátkem železnice v 19. století. Postupně začal být jako materiál pro přesypané železniční mosty používán také konstrukční beton buď pro monolitické klenby, monolitické železobetonové desky nebo pro desky se zabetonovanými ocelovými nosníky.

V síti tratí SŽDC jsou zachovány desítky přesypaných mostů s monolitickými klenbami z prostého nebo železového betonu na původních kamenných opěrách z počátku 20. století a novější celomonolitické konstrukce.

Prefabrikované přesypané mosty ze železobetonu začaly být používány od 70. let 20. století (systém Matière ve Francii, v ČSSR firma SSŽ – most z deskových segmentů, lomená klenba s petlicovými styky na přeložce železniční trati u Třebušic z roku 1985 – viz Obr. 1, systém TOM – tenkostěnné obloukové mosty pro pozemní komunikace od roku 1996, první použití TOM na železniční trati v roce 1999 – viz Obr. 2).

Obr. 1 Most u Třebušic

Obr. 2 Most TOM u Vražkova (výstavba během 48 hodin včetně zatěžovací zkoušky)

V současné době jsou pro přesypané železniční mosty používány oba konstrukční systémy – železobetonové prefabrikované i monolitické konstrukce a to jak klenbové, tak i rámové.

Samostatnou kapitolou jsou přesypané mosty s flexibilní ocelovou konstrukcí, tento konstrukční systém byl v minulých letech uplatněn pro rekonstrukci železničního mostu. Tento konstrukční systém není předmětem tohoto příspěvku.

Výhody a nevýhody přesypaných betonových mostů

Mezi hlavní výhody přesypaných betonových patří jejich malá náročnost na údržbu, kdy díky přesypávce odpadají ložiska a mostní závěry. Rub konstrukce musí být ale opatřen kvalitní izolací a odvodněním rubu konstrukce, aby nedošlo k degradaci betonu působením srážkové vody.

Mezi nevýhody přesypaných mostů patří zhoršený přístup k povrchu izolace v případě její poruchy nebo nutnosti obnovení v rámci rekonstrukce.

Motivem ke zpracování přehledu výhod a nevýhod varianty monolitické a montované byly rozdílné názory projektantů a investora na tyto technologie při zpracování projektu stavby „Modernizace trati Sudoměřice – Votice“ zpracovávané SUDOPEM PRAHA a.s. v minulém roce.

Na základě prohlídek a poskytnutých revizních zpráv přesypaných betonových mostů realizovaných v posledních 15 letech na trati Praha – Děčín a dalších regionálních tratích a na stavbě komunikace D3 u Tábora byly prověřeny skutečné výhody a nevýhody oproti předpokládaným a byly seřazeny v následujícím přehledu:

Počet spar – možné místo poruchy izolace		
	Prefabrikované konstrukce	**Monolitické konstrukce**
Předpoklad	Větší počet spar podélných i příčných (kloub)	Pouze podélné spáry v menším počtu
Důsledek	Větší pravděpodobnost vzniku poruch	Menší pravděpodobnost vzniku poruch
Zjištěno	Spáry nevykazují zatékání ani v jednom případě, srovnání bude možné až po delší době užívání.	

Rozdílná délka výstavby NK		
	Prefabrikované konstrukce	**Monolitické konstrukce**
Předpoklad	Výstavba v řádu dní až týdnů	Vzhledem k použití čerstvého betonu výstavba v řádu týdnů až měsíců
Důsledek	Výhodnější v případě rekonstrukce či nutnosti zkrácení doby výstavby	
Zjištěno	V případě novostaveb jsou obě varianty z hlediska časových nároků téměř srovnatelné.	

Kvalita povrchu betonu		
	Prefabrikované konstrukce	**Monolitické konstrukce**
Předpoklad	Lepší možnost probetonování a ošetřování betonu ve výrobně	Kvalita provedení povrchů závislá na lidském faktoru na stavbě
Důsledek	Konstrukce s vysokou kvalitou povrchu betonu	V případě nekvalitního provedení konstrukce s nižší kvalitou povrchu betonu – rovinatost, hnízda
Zjištěno	Kvalitu povrchu prefabrikovaných konstrukcí lze potvrdit, u monolitických se v některých případech vyskytla nutnost sanace štěrkových hnízd nebo chybně probetonovaných v místě kumulace výztuže.	

Cena		
	Prefabrikované konstrukce	**Monolitické konstrukce**
Předpoklad	Technologii prodražuje nutnost transportu dílců a použití jeřábů a jednotková cena prefabrikovaného betonu	Levnější a dostupnější technologie
Důsledek	Technologii ovládá méně firem na trhu	Technologii ovládá většina firem na trhu, což snižuje jednotkovou cenu
Zjištěno	Z pozice projektanta lze jen obtížně porovnat, cena závisí na konkrétní lokalitě, zhotoviteli a dalších faktorech, zhotoviteli, apod.	

Spotřeba betonu		
	Prefabrikované konstrukce	**Monolitické konstrukce**
Předpoklad	Statické schéma bývá navrhováno s klouby ve stěnách	Statické schéma bez kloubů
Důsledek	Konstrukce s minimalizovanou tloušťkou stěn	Větší tloušťky stěn vzhledem k nutnosti zajištění probetonování a vibrování čerstvého betonu
Zjištěno	Potvrzeny menší tloušťky prvků prefabrikovaných konstrukcí. U monolitických konstrukcí může být větší tloušťka stěn optimalizována.	

Zjištěné nedostatky realizovaných přesypaných mostů

V rámci tematické exkurze pořádané v říjnu 2012 firmou SUDOP PRAHA a.s. ve spolupráci se SŽDC byly navštíveny železniční a silniční přesypané mosty v Nýřanech, Červeném Poříčí, Strakonicích, Pňovanech a na rozestavěném úseku dálnice D3 u Tábora. Dále byly poskytnuty revizní zprávy vybraných železničních mostů Správou mostů a tunelů, OPŘ Ústí n/L a Praha.

U **prefabrikovaných mostů** byly zjištěny následující vady:

– vypadávající výplň podélných dilatačních spar (těsnící provazce),
– obnažená izolace vytažená na římsu krajní části – v dosahu působení UV záření, příp. vandalů,
– nestejná velikost dilatačních spár daná přesností montáže (spíše estetický než funkční nedostatek) krajního segmentu klenby byla v jednom případě zastižena trhlina přes roh (nelze jednoznačně identifikovat, zda vznikla při výstavbě nebo zda jde o porušení vlivem opření dílů o sebe v sevřené spáře)

Tyto nedostatky lze eliminovat použitím vhodných materiálů nebo konstrukčních detailů a nemají zásadní vliv na trvanlivost konstrukce. Namísto těsnících provazců lze použít zatěsnění trvale pružným vulkanizujícím tmelem s dostatečnou přilnavostí.

U prefabrikovaných konstrukcí může dojít vlivem nestejnoměrného zhutnění základové spáry k rozdílnému sedání sousedních segmentů klenby. Pokud větší nerovnoměrné sedání není schopna přenést izolace podélných dilatačních spár, dojde k jejímu porušení a protékání srážkové vody.

Jinak lze konstatovat, že se jedná o konstrukce trvanlivé a bez závad.

Obr. 3 Obnažená izolace

Obr. 4 Trhlina přes roh krajního dílu

U **monolitických mostů** byly zjištěny následující nedostatky:

– smršťovací trhliny v okraji konstrukce s výluhem rzi
– nerovnost podhledu

Pozn: Štěrková hnízda u zakřivených monolitických konstrukcí navštívených v rámci exkurze na stavbě D3 byla opravena správkovou hmotou (trvanlivost vysprávky prověří až delší doba užívání mostů). Rovinatost podhledu je spíše estetickou záležitostí než technickou závadou (zda špatná rovinatost povrchu a tím rozdílné krytí výztuže způsobí poruchy podhledu, se zjistí až po delší době užívání). Tento nedostatek monolitů je možné odstranit návrhem konstrukcí s rovnou příčlí i stěnami, kde je probetonování a provibrování betonu v bednění spolehlivější.

Monolitické konstrukce jsou lety prověřeny jako konstrukce trvanlivé a bez závad v případě dobrého řemeslného provedení.

Obr. 5 Porucha okraje konstrukce patrně vlivem smrštění, s výluhem rzi

Obr. 6 Nerovnost podhledu, opravy sanační hmotou

Závěr

Na základě sledovaných vlastností obou konstrukčních systémů monolitických a prefabrikovaných kleneb (počet spár, kvalita povrchu betonu, cena, spotřeba betonu, apod.) lze konstatovat, že pro konkrétní případ podle umístění, harmonogramu stavby a potřebném postupu výstavby lze zvolit vhodnou technologii výstavby.

Obě konstrukční varianty jsou ale obecně srovnatelné a dobře použitelné pro výstavbu přesypaných železničních mostů.

Pro srovnání obou variant z hlediska trvanlivosti nicméně v současné době chybí dostatečný časový odstup od realizace a větší počet reprezentativních vzorků s vyhovujícími a nevyhovujícími provozními vlastnostmi, který by prokázal větší přednosti jednoho nebo druhého konstrukčního systému. Zatím žádný ze sledovaných mostů nevykazuje vážnější poruchy a jsou v revizních zprávách všechny hodnoceny stupni 1/1.

Obecně však platí, že je při realizaci nutná důsledná kontrola kvality materiálů a prací osobou technického dozoru investora (TDI), aby byla jejich trvanlivost srovnatelná s již existujícími historickými konstrukcemi podobné dispozice, které vykazují minimum nedostatků daných pravděpodobně právě patřičnou kontrolou při jejich výstavbě.

Autoři tímto si dovolují vyzvat správce železničních mostů o tipy na další přesypané mosty, které by měly být do přehledu zahrnuty, a doufají, že pak vzorek sledovaných mostů nabude dostatečné velikosti pro formulování obecně platných závěrů a hlubší odbornou diskusi na toto téma.

Literatura:

[1] Cieslar P., Klimeš P., Peřina J.: Most v km 10.230 na trati ČD Roudnice n/L Straškov odbočka, přes otevřený odpad, www.mosty.cz

[2] Materiály ABM Mosty s.r.o.

[3] SMT OPŘ Ústí n/L a Praha, Revizní zprávy mostů

[4] Fotografie autorů

MVL 649 Železobetonové trubní propustky

Ing. Petr Hofhanzl, SŽDC, s.o.
Ing. Jan Šedivý, SUDOP BRNO, spol. s r.o.

Trubní propustky jsou velmi četné inženýrské konstrukce v tělese železničního spodku. V současné době eviduje SŽDC ve svém majetku a správě celkem 8013 trubních propustků. I když se jedná o poměrně jednoduché konstrukce, je nutno při jejich návrhu a výstavbě splnit celou řadu požadavků. Z těchto důvodů byl vydán Mostní vzorový list 649 – Železobetonové trubní propustky, který slouží jako pomůcka pro návrh a realizaci železobetonových trubních propustků.

Úvodní ustanovení

Vzorový list platí jako interní směrnice pro železniční dráhy celostátní, regionální a vlečky ve smyslu zákona č. 266/1994 Sb., které jsou v majetku státu s právem hospodaření SŽDC.

Mostní vzorový list 649 patří do souboru mostních vzorových listů pro železniční mostní objekty.

Předmětem MVL 649 je návrh a realizace nových trubních propustků v tělese železničního spodku tvořených železobetonovými prefabrikovanými troubami kruhového profilu o světlosti otvoru 600 – 2000 mm.

V MVL 649 jsou řešeny pouze trubní propustky z železobetonových patkových trub. V případě splnění požadavků uvedených v části 2 tohoto MVL je možno připustit použití jiného konstrukčního typu trub (trouby hrdlové, trouby přímé).

Trouby pro propustky

Trouby pro propustky patří do skupiny výrobků oboru staveb železničního spodku, pro které na SŽDC platí Směrnice SŽDC č. 67 – Systém péče o kvalitu v oblasti traťového hospodářství.

Specifické požadavky SŽDC na trouby trubních propustků jsou souhrnně stanoveny v Obecně technických podmínkách (OTP). Na základě těchto OTP vypracuje výrobce trub Technické podmínky dodací (TPD). V případě schválení TPD rozhodne GŘ SŽDC o přípustnosti použití výrobku v železničních drahách ČR (dále jen přípustnost použití výrobku). Informace o schválení přípustnosti použití výrobku uveřejňuje SŽDC ve Věstníku dopravy a na svých internetových stránkách.

Pouze trouby, které mají schválenou přípustnost použití výrobku, je možno navrhnout v projektové dokumentaci a následně použít při realizaci trubního propustku. Návrh a použití trub, které nemají schválenou přípustnost použití výrobku je zakázáno.

Hydraulické řešení

Z důvodu shodného proudění vody pod silniční i železniční dopravní cestou je návrh hydraulického řešení trubních propustků řešen odkazem na technické podmínky vydané Ministerstvem dopravy ČR (TP 204 a TP 232).

Při hydraulickém návrhu je nutno rovněž respektovat podmínky uvedené v ČSN 736201.

Statické řešení

Statický návrh nosných konstrukcí trubních propustků při využití sériově vyráběných prefabrikovaných dílů probíhá ve třech úrovních:

1. Výrobce v rámci TPD staticky navrhne a posoudí vybraný sortiment prefabrikovaných trub a stanoví podmínky pro jejich použití. Schválené TPD jsou umístěny na internetových stránkách SŽDC.
2. Projektant navrhuje trubní propustek pro zcela konkrétní podmínky. V projektové dokumentaci pouze stanoví soupis podmínek, kterým má konkrétní použitý trubní prefabrikát vyhovovat. Jde zejména o tyto údaje:
   – Požadavek na výrobek, který má schválenou přípustnost použití (schválené TPD)
   – Stanovení zatížení železniční dopravou dle ČSN EN 1991-2.
   – Stanovení výšky přesypávky – poloha trub v železničním tělese. Výška přesypávky se vždy stanoví od rubové strany vrchlíku trouby ke spodní (úložné) ploše pražce.
   – Způsob založení trub a geotechnické charakteristiky podloží v základové spáře.
   – Geotechnické charakteristiky materiálu zemního tělesa a zásypového materiálu objektu, předepsaný způsob a míru zhutnění, včetně předpokládané technologie provádění zemních prací (zejména při hutnění materiálu).
   – Způsob zatížení zeminou nad propustkem (svisly tlak) dle způsobu uloženi (v ryze rýhové v násypu násypové).
   – Stanovení stupňů vlivu prostředí (viz. ČSN EN 206-1/Z3 a TKP, kap. 18).
   – V projektové dokumentaci nového trubního propustku projektant neprovádí statický návrh nových trub.
   – V projektové dokumentaci propustku nesmí být uveden konkrétní obchodní název výrobku.
3. Po výběrovém řízení na dodavatele stavby si vítězný uchazeč vybere výrobek ze seznamu trubních prefabrikátů, které mají schválenou přípustnost použití. Seznam trubních prefabrikátů, které mají schválenou přípustnost použití je uveden na internetových stránkách SŽDC.

V rámci dokumentace dodavatele provede dodavatel porovnání vybraného prefabrikátu s podmínkami uvedenými v projektové dokumentaci (viz bod 2). V případě, že podmínky nejsou plně dodrženy, nesmí být trubní prefabrikát použit.

Ostatní části propustku (čela, jímky, základy atd.) projektant staticky navrhne dle ČSN EN 1990, ČSN EN 1992-2 a ČSN EN 1997-1.

Jednotlivé druhy zatížení stanovuje Eurokód 1, který byl do naší soustavy norem zaveden pod označením ČSN EN 1991-1-1 až ČSN EN 1991-1-7 a ČSN EN 1991-2. U násypů je nutno zohlednit vliv příčných sil způsobených sedáním násypu.

Sedání

Při návrhu propustku v násypovém tělese je nutno zohlednit tvarové deformace násypového tělesa, vyvolané jak sedáním a příčným roztažením vlastního zemního tělesa tak i deformacemi v podloží, vyvolané od zatížení násypem.

Průběh deformací zemního tělesa je časovou funkcí, proto je třeba posoudit předpokládaný rozsah deformací i s ohledem na stáří zemního tělesa v době realizace propustku.

Svislé deformace podloží vedou ke změně spádových poměrů v propustku a tím mohou podstatně omezit jeho funkci. Z tohoto důvodu je třeba u propustků realizovaných v novém násypovém tělese provést výškovou úpravu nivelety dna (nadvýšení) tak, aby po celou dobu životnosti propustku nedošlo nikde (i na výtokovém korytě) k výskytu menšího než minimálního spádu (0,5 %).

Konstrukční zásady

V MVL 649 jsou v této části podrobně řešeny následující oblasti:

– Úprava koryta – návrh koryta před a za objektem; zaústění jednotlivých přítoků do propustku; délka, skladba a ukončení odláždění.
– Výkopy – minimální šířka výkopu, převedení vody v průběhu výstavby.
– Založení propustku – založení propustku na železobetonové desce, dilatace základu, založení propustku s šikmým ukončením (bez čel).
– Zásypy – skladba a parametry zásypů, přechodové oblasti.
– Ukončení propustku – ukončení propustku s šikmou koncovou troubou, ukončení propustku se svislými čely. Ukončení propustku šachtou nebo jímkou
– Zvláštní úpravy na vtoku a výtoku – čele, hradidlové uzávěry, zpětná klapka.
– Zábradlí, rošty, poklopy.

Pokyny pro provádění

Při provádění trubních propustků je nutno respektovat „Dokumentaci pro použití trub na stavbě propustků“, která je v souladu s OTP nedílnou součástí TPD každého výrobku. V této dokumentaci jsou výrobcem uvedeny požadavky na skladování, manipulaci, ukládání a zasýpání trub.

V MVL 649 je podrobně řešena pokládka trub na stavbě, zasypání objektu včetně požadavků na hutnící mechanizaci.

Závěr

Mostní vzorový list „MVL 649 – Železobetonové trubní propustky“ je možno objednat na adrese:

SŽDC, s.o. – TÚDC

Oddělení typové dokumentace

Nerudova 1

772 58 Olomouc

typdok@tudc.cz

http://typdok.tudc.cz

Izolace na železničních mostech

Ing. Ivana Švábeníková, SŽDC, s.o.

Příspěvek se zabývá schvalováním systémů vodotěsných izolací u Správy železniční dopravní cesty, státní organizace. Popisuje ověřovací proces a klade důraz na náležitosti technických podmínek dodacích. Na závěr jsou uvedeny některé požadavky na provádění systémů vodotěsných izolací, u kterých bývají problémy s jejich plněním.

Odbor traťového hospodářství Správy železniční dopravní cesty, státní organizace (dále jen OTH, SŽDC), vychází ve své činnosti v problematice vodotěsných izolací zvláště:

– ze zákona č. 22/1997 Sb. o technických požadavcích na výrobky (stanovuje, že pro výrobky, které představují zvýšenou míru ohrožení oprávněného zájmu, tj. výrobky, které by mohly ohrozit zdraví nebo bezpečnost osob, majetek nebo přírodní prostředí, musí být posouzena shoda jejich vlastností s požadavky technických předpisů – takové výrobky se nazývají „stanovené“ a jsou pro jednotlivé obory vyhlášeny vládními nařízeními),
– z nařízení vlády č. 163/2002 Sb., kterým se stanoví technické požadavky na vybrané stavební výrobky (určuje postupy posuzování shody a vyhlašuje seznam stanovených výrobků s vyznačením postupu posuzování shody),
– ze zákona č. 183/2006 Sb. o územním plánování a stavebním řádu (stavební zákon),
– ze Směrnice SŽDC č. 67 „Systém péče o kvalitu v traťovém hospodářství“ (stanovuje systém schvalování výrobků a materiálů a provozní ověřování nových konstrukcí a technologií – požadavky stanoveny jednotlivě v obecných technických podmínkách – dále OTP).

Ověřovací proces

Na žádost firmy (výrobce nebo dovozce), která projeví zájem o dodávky systémů vodotěsných izolací pro SŽDC, se uskuteční vstupní jednání. Dodavatel je upozorněn na požadavky SŽDC na vodotěsné izolace, jsou zdůrazněny odlišnosti vodotěsných izolací železničních mostních objektů od objektů pozemních komunikací a specifické detaily a v neposlední řadě i často ztížené podmínky pro práci izolatérských firem. Firma je seznámena s předpisy SŽDC, které platí pro systémy vodotěsných izolací, a potřebnými doklady k jednotlivým materiálům a výrobkům.

V rámci ověřovacího procesu se posoudí:

– nutné doklady o všech výrobcích v předkládaném systému vodotěsné izolace ve smyslu zákonných povinností,
– splnění požadavků Technických kvalitativních podmínek staveb státních drah, kapitoly 22 „Izolace proti vodě“ a TNŽ 73 6280 „Navrhování a provádění vodotěsných izolací železničních mostních objektů“,
– splnění požadavků ve smyslu „Systému péče o kvalitu v traťovém hospodářství“,
– systémy jakosti zavedené u výrobců (certifikáty ISO řady 9000),
– předložené technické podmínky dodací pro systém vodotěsné izolace (dále jen TPD) – požadavky uvedeny v OTP pro systémy vodotěsných izolací,
– výsledky provozního ověření,
– bezpečnost výrobků a způsoby označování výrobků,
– způsobilost odborné aplikační firmy pracovat s výrobky z předloženého systému vodotěsné izolace (doklad o vyškolení od výrobce nebo dovozce).

Podle výsledků ověřovacího procesu vydá OTH osvědčení o shodě systému vodotěsné izolace s podmínkami OTP s uvedením dalších podmínek v závěrečném protokolu nebo vydá rozhodnutí o zamítnutí systému vodotěsné izolace s uvedením důvodu zamítnutí.

Technické podmínky dodací

TPD jsou významnou součástí dokumentů předkládaných k ověřovacímu procesu. TPD zpracovává výrobce nebo dovozce na své náklady. Požadavky na zpracování TPD jsou uvedeny v OTP pro systémy vodotěsných izolací.

TPD musejí obsahovat:

– identifikaci jednotlivých výrobků systémů vodotěsných izolací (dále SVI),
– přehledný a jednoznačný popis skladby SVI – podkladní konstrukce, přípravná, vodotěsná a ochranná vrstva,
– popis všech výrobků SVI, porovnání jejich kvalitativních parametrů s požadavky TNŽ 73 6280,
– požadavky na podkladní konstrukci včetně případných úprav,
– podmínky pro aplikaci SVI – maximální a minimální teplota pro aplikaci jednotlivých výrobků a materiálů, případná ochranná opatření,
– vhodnost použití SVI – zemní vlhkost, voda volně stékající, tlaková voda, zatížení železničním provozem,
– pracovní postupy včetně technologických přestávek při aplikaci jednotlivých vrstev SVI,
– pracovní pomůcky a nářadí,
– postup oprav poškození jednotlivých vrstev SVI,
– stanovení kontrolních zkoušek SVI včetně jejich četnosti,
– návrh způsobu přejímání jednotlivých vrstev SVI a dokončeného SVI,
– návrh způsobu zřizování kolejového lože,
– deklarace záruk dodavatele SVI,
– ustanovení o bezpečnosti práce a ochraně zdraví při práci,
– způsob školení odborných aplikačních firem, vydávání dokladů o jejich způsobilosti,
– ekologické aspekty,
– orientační výkresy řešení kritických míst konstrukce (kolem odvodňovačů, u mostních závěrů, ukončení u mostních říms, řešení podélných i příčných dilatací apod.),
– certifikáty řady ISO 9000, které výrobce získal,
– prohlášení o shodě,
– certifikáty nebo stavebně technická osvědčení od akreditovaných zkušeben včetně závěrečného protokolu, na jehož základě byly vydány,
– případné reference, seznam odborných aplikačních firem oprávněných ke zhotovování daného SVI včetně odpovědného zástupce,
– vzorky všech výrobků použitých v SVI,
– další vyžádané doklady.

V následující tabulce jsou uvedeny Schválené systémy vodotěsných izolací železničních mostních objektů.

Označení	Název	Podklad	Přípravná vrstva	Vodotěsná vrstva	Ochranná vrstva
SVI/001/2001	SARNAFIL FPO	beton	textilie	SARNAFIL TG 68	beton nebo geotextilie
SVI/001/2001	SARNAFIL mPVC	beton	textilie	SARNAFIL G 476	beton nebo geotextilie
SVI/002/2001	SARNAFIL mPVC	beton	textilie	SARNAFIL G 476	beton
SVI/002/2001	SARNAFIL FPO	beton	textilie	SARNAFIL TG 68	beton
SVI/003/2001	SARNAFIL mPVC	beton	textilie	SARNAFIL G 476 + SARNAFIL GN 479	beton nebo geotextilie
SVI/003/2001	SARNAFIL FPO	beton	textilie	SARNAFIL TG 68-30 + SARNAFIL TG 68-35N	beton nebo geotextilie
SVI/004/2001	Brabant	beton	žádná nebo penetračně adhezní nátěr	Brabant	geotextilie
SVI/005/2001	Brabant	zhutněná přesypávka	geotextilie	Brabant	geotextilie
SVI/006/2001	Eliminator®	„Osvědčení“	pozbylo platnost	nově viz	**SVI/021/2001**
SVI/007/2001	Eliminator®	„Osvědčení“	pozbylo platnost	nově viz	**SVI/022/2001**
SVI/008/2001	IMPER	„Osvědčení“ pozbylo platnosti na základě dopisu č. j.: 21497/08-OP- OS-Kar ze dne 17. 06. 2008			
SVI/009/2001	IMPER	„Osvědčení“ pozbylo platnosti na základě dopisu č. j.: 21497/08-OP- OS-Kar ze dne 17. 06. 2008			
SVI/010/2001	IMPER	„Osvědčení“ pozbylo platnosti na základě dopisu č. j.: 21497/08-OP- OS-Kar ze dne 17. 06. 2008			
SVI/011/2001	IMPER	„Osvědčení“ pozbylo platnosti na základě dopisu č. j.: 21497/08-OP- OS-Kar ze dne 17. 06. 2008			
SVI/012/2001	Teranap	Beton	žádná nebo penetračně adhezní nátěr	Teranap 431 TP	beton nebo geotextilie
SVI/013/2001	Teranap	zhutněná přesypávka	Geotextilie	Teranap 431 TP	geotextilie
SVI/014/2001	TESTUDO 20/P HP	Beton	penetračně adhezní nátěr	TESTUDO 20/P HP	beton, AB, LA nebo geotextilie
SVI/015/2001	TESTUDO 20/P HP	Ocel	adhezní nátěr s protikorozními účinky	TESTUDO 20/P HP	beton, AB, LA nebo geotextilie
SVI/016/2001	TESTUDO 20/P HP	Beton	žádná nebo penetrační nátěr	TESTUDO 20/P HP	beton nebo geotextilie
SVI/017/2001	TESTUDO 20/P HP	zhutněná přesypávka	Geotextilie	TESTUDO 20/P HP	geotextilie
SVI/018/2001	TESTUDO 20/P HP	„Osvědčení“ pozbylo platnosti na základě dopisu (protokolu z ověřovacího procesu systému vodotěsných izolací) č. j.: 21321/08-OP-OS-Kar ze dne 13. 06. 2008			
SVI/019/2001	CONIPUR 255	„Osvědčení“ pozbylo platnosti na základě dopisu č. j.: 51052/2012-OTH ze dne 12. 11. 2012			nově viz **SVI/043/2012**
SVI/020/2001	CONIPUR 255	„Osvědčení“ pozbylo platnosti na základě dopisu č. j.: 51052/2012-OTH ze dne 12. 11. 2012			nově viz **SVI/044/2012**
SVI/021/2001	Eliminator®	beton	penetračně adhezní nátěr	Eliminator	bez ochrany
SVI/022/2001	Eliminator®	ocel	adhezní nátěr s protikorozními účinky	Eliminator	bez ochrany
SVI/023/2002	Mistral®	beton	penetračně adhezní nátěr	Mistral® C	beton nebo LA
SVI/024/2002	Mistral®	beton	penetračně adhezní nátěr	Mistral® C	beton nebo LA

Označení	Název	Podklad	Přípravná vrstva	Vodotěsná vrstva	Ochranná vrstva
SVI/025/2003	Icosit® Elastomastic	ocel	adhezní nátěr s protikorozními účinky	Icosit® Elastomastic TF	bez ochrany
SVI/026/2003	Icosit® Elastomastic	beton	penetračně adhezní nátěr	Icosit® Elastomastic TF	bez ochrany
SVI/027/2004	Parafor Solo	beton	penetračně adhezní nátěr	Parafor Solo S	beton nebo geotextilie
SVI/028/2004	Parafor Solo	beton	penetračně adhezní nátěr	Parafor Solo S	beton nebo geotextilie
SVI/029/2004	Parafor Solo	beton	žádná nebo penetračně adhezní nátěr	Parafor Solo S	beton
SVI/030/2008	TESTUDO 20/P HP	beton	penetračně adhezní nátěr	TESTUDO 20/P HP	beton, AB, LA nebo geotextilie
SVI/031/2012	DALLE	beton	penetračně adhezní nátěr	FORCE 4000 DALLE	beton nebo geotextilie
SVI/032/2012	DALLE	beton	žádná nebo geotextilie	FORCE 4000 DALLE GL + FORCE 4000 DALLE	beton
SVI/033/2012	DALLE	beton	penetračně adhezní nátěr	FORCE 4000 DALLE	beton nebo geotextilie
SVI/034/2012	DALLE	beton	žádná nebo geotextilie	FORCE 4000 DALLE GL	beton nebo geotextilie
SVI/035/2012	Coletanche	beton	žádná nebo geotextilie	COLETANCHE ES 2 nebo COLETANCHE ES 4	beton nebo geotextilie
SVI/036/2012	Coletanche	zhutněná přesypávka	geotextilie	COLETANCHE ES 4	geotextilie
SVI/037/2012	TP 4	beton	žádná nebo geotextilie	COLETANCHE AXTER TP 4	beton nebo geotextilie
SVI/038/2012	TP 4	zhutněná přesypávka	geotextilie	COLETANCHE AXTER TP 4	geotextilie
SVI/039/2012	PARALON PONTS	beton	penetračně adhezní nátěr	PARALON PONTS	beton, AB, LA nebo geotextilie
SVI/040/2012	PARALON PONTS	beton	žádná nebo geotextilie	PARALON PONTS	beton nebo geotextilie
SVI/041/2012	PARALON PONTS	beton	penetračně adhezní nátěr	PARALON PONTS	beton, AB, LA nebo geotextilie
SVI/042/2012	PARALON PONTS	zhutněná přesypávka	geotextilie	PARALON PONTS	geotextilie
SVI/043/2012	CONIPUR 255	ocel	adhezní nátěr s protikorozními účinky	CONIPUR M 800	UV ochrana
SVI/044/2012	CONIPUR 255	beton	penetračně adhezní nátěr	CONIPUR M 800	UV ochrana

Tab. 1 Schválené systémy vodotěsných izolací železničních mostních objektů

Realizace systémů vodotěsných izolací na železničních mostních objektech

Podkladní konstrukce

Podkladní konstrukci železničních mostních objektů tvoří nejčastěji žlab kolejového lože, tzn. ocelová nebo betonová podkladní konstrukce. U spodní stavby bývá podkladní

konstrukce nejčastěji betonová. U přesypaných mostních objektů bývá konstrukce ze zhutněné přesypávky. Pro podkladní vrstvy platí požadavky uvedené v TNŽ 73 6280.

Požadavky na povrch betonové podkladní konstrukce se liší pro vodotěsnou vrstvu plnoplošně spojenou s podkladní konstrukcí a pro vodotěsnou vrstvu volně položenou na podkladní konstrukci. Avšak na některých stavbách již při vizuální kontrole povrch betonové konstrukce vykazuje různé lokální nerovnosti, trhliny, rýhy i ostré výstupky. Někdy není povrch podkladní konstrukce dostatečně zbaven nečistot, prachu, bahna. Vzhledem k délce výluk na stavby železničních mostních objektů nelze vždy dodržet požadavky na stáří betonové podkladní konstrukce. Pro vodotěsnou vrstvu plnoplošně spojenou s podkladní konstrukcí je požadováno stáří betonové podkladní konstrukce minimálně 21 dní. Při dřívější aplikaci je nutno použít přípravnou vrstvu, která zajistí adhezi vodotěsné vrstvy na vlhký a nevyzrálý beton. Vodotěsná vrstva volně položená může být aplikována na betonovou podkladní konstrukci stáří alespoň tři dny s minimální pevností v tlaku 15 MPa.

Povrch ocelových podkladních konstrukcí ve většině případů splňuje požadavky TNŽ 73 6280 na tryskání na stupeň přípravy povrchu Sa 2 ½ a zbavení veškerých nečistot. Někdy však spoje a styky nejsou pečlivě opracovány, a tak mívají ostré hrany a výstupky.

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

Systémy vodotěsných izolací

U systémů plnoplošně spojených s podkladní konstrukcí je důležité provedení přípravné vrstvy. Na ocelovou podkladní konstrukci je nutno při aplikaci adhezních nátěrů s protikorozními účinky dodržovat předpis SŽDC S5/4 „Protikorozní ochrana ocelových konstrukcí“. Zde je uvedeno, že základní nátěr se smí provádět pouze štětcem nebo stříkáním.

Problémy u betonových podkladních konstrukcí při nanášení penetračně adhezního nátěru bývají především s dodržováním dovolených teplot. Adhezní nátěry na bázi asfaltu lze provádět při teplotě vzduchu a podkladní konstrukce nad +5 °C, adhezní nátěry na bázi pryskyřic při teplotě vzduchu od +10 °C do +40 °C, teplotě podkladní konstrukce od +12 °C do +40 °C, 3 °C nad teplotou rosného bodu při relativní vlhkosti vzduchu maximálně 75 %.

Asfaltová pásová vodotěsná vrstva se provádí jako jednopásová, dvoupásová nebo vícepásová, Vždy je nutné asfaltové pásy pečlivě spojit v přesazích minimálně v šířce, která je uvedená v TNŽ 73 6280. Při provádění dvoupásové vodotěsné vrstvy musí být zajištěno vzájemné posunutí spojů ve spodní a horní vrstvě.

Obdobně u syntetické fóliové vrstvy je nutné věnovat zvýšenou pozornost provedení spojů v přesazích.

Problémy s dodržováním teploty se vyskytují i při pokládce asfaltových pásů, pro které platí minimální teplota vzduchu +3 °C a podkladní konstrukce 0 °C. Pro syntetické vodotěsné vrstvy platí minimální teplota +10 °C. Rozhodující je však vždy teplota vzduchu a podkladní konstrukce uvedená v technologickém předpise. To platí i pro syntetické bezešvé vodotěsné vrstvy, u kterých je mimo jiné důležitá průběžná kontrola tloušťky nanášené vrstvy.

Dokončené vodotěsné vrstvy je nutné co nejdříve zakrýt ochrannými vrstvami, aby nedocházelo k jejich poškození. Při provádění následných prací, zejména při svařování, zasypávání stavebního objektu nebo při zřizování kolejového lože, je nutno dodržovat předepsané postupy, například pro zřizování kolejového lože platí

předpis SŽDC S3/1, kde jsou uvedena omezení pro zřizování kolejového lože na mostních objektech.

Nedodržování výše uvedených pravidel nemusí vždy způsobit závažnou poruchu systému vodotěsných izolací, avšak může vést ke snížení jeho životnosti, která vede k degradaci nosné konstrukce a následnému snížení životnosti mostního objektu.

Novinský viadukt

Ing. Jakub Štěrba, Vladimír Jehlička, Petr Novák, Chládek & Tintěra a.s.
Ing. Ivan Šír
Bc. Petr Freiwillig, NPÚ Liberec

Klenbový most v km 131,215 trati Česká Lípa Liberec.

1. Historie

Kamenný klenutý most se nachází v km 131,215 trati č. 038 Česká Lípa – Liberec, mezi žst. Křižany a zastávkou Novina. Směrově je v oblouku o poloměru 240 m a klene se přes údolí s vodotečí a místní komunikací v intravilánu obce. Po mostě je vedena jedna kolej, most samotný má čtrnáct půlkruhových oblouků. Výška mostu je 29,5 m. 11 kleneb má rozpětí 12,4 m, 3 krajní klenby směrem k Liberci 6,6 m. Délka mostu činí 198,5 m, šířka 4,8 m. Tížné opěry a křídla jsou vyzděná z kamenného zdiva, pilíře, klenby o tloušťce cca 80 cm a poprsní zdi z kamenného kvádrového a lomového zdiva. Na stavbu byly použity různorodé horniny zčásti místní provenience – především metadiabas, těžený v okolních lomech situovaných v pásmu metamorfovaného paleozoika Ještědského hřbetu, a také vyrubaný při ražbě blízkého Ještědského tunelu, a dále dovezená žula a čedič. Jednotlivé kameny jsou pouze hrubě opracované a vyznačují se značnou tvarovou, velikostní a barevnou pestrostí. Římsy mostu jsou zhotoveny z žulových desek.

Most postavila v letech 1898–1900 vídeňská stavební společnost Brüder Redlich & Berger jakou součást trati společnosti Ústecko-teplické dráhy (Aussig-Teplitzer Eisenbahn Gesellschaft – ATE) z Teplic (Řetenic) do Liberce, resp. jejího úseku z České Lípy (jako nové trati z Mimoně) do Liberce. Koncesi na trať nazývanou „severočeská transverzálka“ obdržela společnost 13. června 1896. Ačkoliv dráha byla koncesována jako místní, technickými parametry odpovídala spíše trati hlavní.

Dobová pohlednice

Trať se vyznačuje náročnými sklonovými a směrovými poměry a množstvím umělých staveb. Mezi stanicemi Křižany a Karlov pod Ještědem se na úbočně vedeném úseku dlouhém cca 7 km nachází 4 tunely a kromě Novinského viaduktu další tři velké kamenné mosty. Tzv. „Severočeskou transverzálku“ vybudovala společnost Ústecko-teplické dráhy, zestátněná až v roce 1923, jako poslední v síti svých tratí (v roce 1900 dosáhla síť tratí společnosti délky 250 km). Novinský viadukt byl dne 26. 11. 1964 prohlášen kulturní památkou. Jeho hodnota spočívá nejen v hledisku stavebně-historickém. Je i významnou krajinnou dominantou, působící vyvážeností proporcí a materiálovou skladbou jako přirozená součást svého okolí.

2. Podobné mosty

Takovýchto viaduktů je v naší železniční síti celá řada. Nejhezčí z nich jsou ty, které jsou v půdorysném oblouku, takže mohou potěšit oko nejen při pohledu zdola, ale i z projíždějícího vlaku.

2.1 Viadukt Žampach

Jedním z takových mostů je most v km 21,542 trati Čerčany – Skochovice přes rokli kocour. Most tvoří 7 půlkruhových žulových kleneb o světlosti 12 m. Je v půdorysném oblouku o poloměru 180 m. Výška mostu nad korytem Studeného potoka je 41,25 m. Jde o nejvyšší kamenný železniční most v Čechách. Byl stavěn roku 1897 až 1899 italskými dělníky a inženýry. Do provozu byl uveden v roce 1900.

2.2 Viadukt ve Smržovce

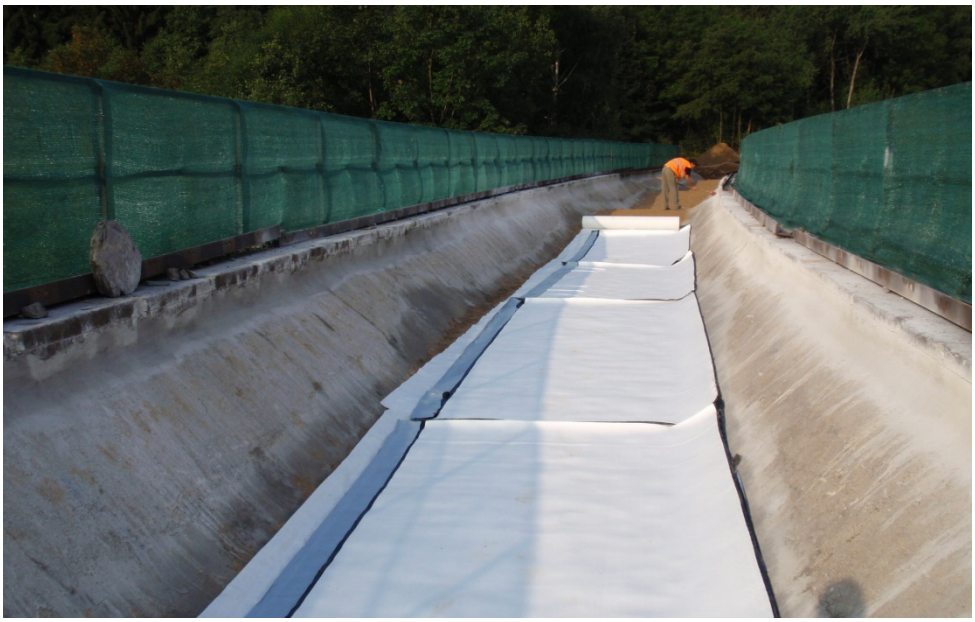
Starším příkladem je viadukt ve Smržovce postavený v letech 1893 až 1894. Tvoří jej 8 kleneb různé světlosti 3,7 m a 6,5 m, střední klenby mají světlost 11 m. Most je rovněž ve směrovém oblouku 180 m. Výška nad terénem je 26,5 m. Stavebním materiálem je opět žula. Stavěli jej jako v předchozím příkladě Italové. V roce 2008 byl zrekonstruován.

3. výstavba mostu

S ohledem na snahu o maximální zachování původního vzhledu je na mostě průjezdní průřez MPP2,5R se zapuštěným kolejovým ložem. Výstavba probíhala obvyklým způsobem. Nejprve byly provedeny práce shora za úplné výluky v trvání 28 dní: snesení kolejového roštu, odtěžení štěrku a násypu až na zásyp klenby. Ten byl vyspádován k odvodňovačům a na podkladní vrstvu ŠP tl. 50 mm byla položena izolace. Na poprsních zdech byla provedena betonová mazanina, osazeny odvodňovače ve vrcholu kleneb. Položena izolace s ochrannou geotextilií, vyrovnávací zásyp ŠP do úrovně zemní pláně, štěrkové lože, položení koleje, zaštěrkování. Zprovoznění koleje na mostě.

Most před rekonstrukcí

Snášení kolejového roštu



Položení izolace s ochrannou geotextilií

Další práce již probíhaly za provozu na trati, z lešení pod mostem. Následovalo odstranění původního zábradlí, spárování kamenných římsových bloků, montáž nového zábradlí. Opěry v místě vyboulení byly lokálně přezděny. Pilíře byly staticky zajištěny pomocí nerezových kleštin vlepených do drážek. Stejným způsobem bylo provedeno překlenutí trhlin. Dále bylo provedeno hloubkové vyčištění spár do hloubky 10 cm. Objem použité spárovací hmoty byl úctyhodných 40 m^3! Následovali vrty pro injektáže a vlastní injektáž opěr a pilířů včetně základů.

Práce z lešení za provozu na klenbách a pilířích

Literatura:

[1] ŠINDLAUER, Zdeněk: Severočeská transverzálka. Praha 2008, s. 175–180.

[2] VYDRA, František; MAREK, Vitalij; PRÁŠEK, Petr: Hrádecko-Chrastavsko na starých pohlednicích. Hostivice 2005, s. 212–214.

Výsledky metodiky výpočtu bezstykové koleje

Ing. Martin Vlasák, SUDOP PRAHA a.s.

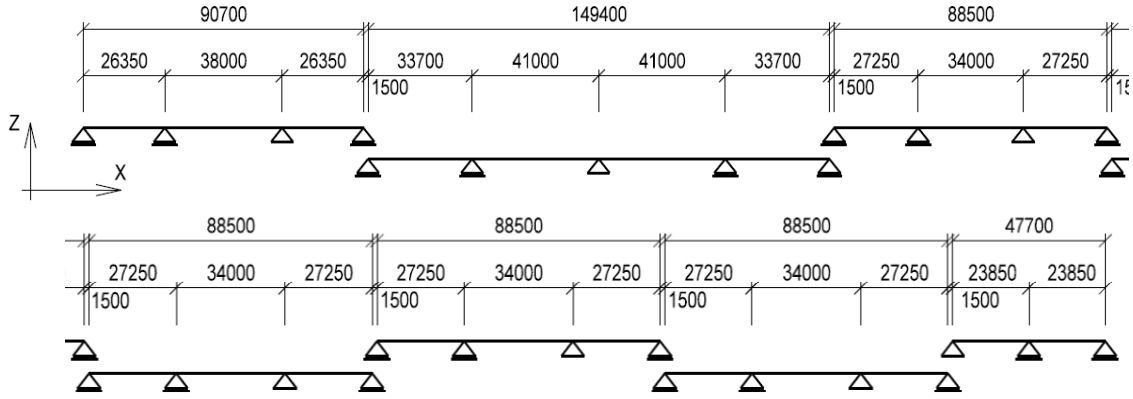
Zhodnocení aplikace metodiky pro posouzení kombinované odezvy koleje a mostu při návrhu významných mostních objektů na IV. TŽK České Budějovice – Praha.

1. Popis posuzovaných mostních objektů

Metodika posouzení BK na mostě viz [1] byla aplikována při návrhu železničních estakád zpracovávaných v rámci připravovaných staveb IV. TŽK "Modernizace trati Veselí nad Lužnicí – Tábor, II. část, úsek Veselí nad Lužnicí – Doubí u Tábora“ a "Modernizace trati Sudoměřice u Tábora – Votice". Mostní estakády byly navrženy jako trámové spřažené ocelobetonové konstrukce s horní ŽB deskou mostovky společné pro obě převáděné koleje. Mostní objekty jsou ve směrových obloucích o poloměrech 1460 m až 3400 m.

Trať: **Veselí nad Lužnicí – Doubí u Tábora, SO 52-20-02 Železniční most v km 65,422**

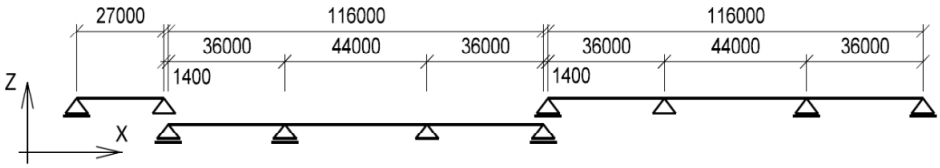
Most o 27 mostních otvorech je rozdělen do 9 dilatačních úseků o délkách 92,25 + 150,6 + 6 x 89,7 + 49,25 = 830,3 m.



Obr. 1 Statické schéma mostní konstrukce č. 1 (NK1 až NK3 a NK6 až NK9)

Trať: **Veselí nad Lužnicí – Doubí u Tábora, SO 52-20-03 Železniční most v km 67,130**

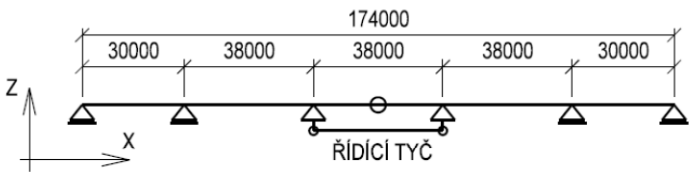
Most o 7 mostních otvorech je rozdělen do 3 dilatačních úseků o délkách 28,4 + 117,4 + 117,4 = 263,2 m.



Obr. 2 Statické schéma mostní konstrukce č. 2

Trať: **Sudoměřice u Tábora – Votice, SO 73-20-13 Železniční most v km 108,558**

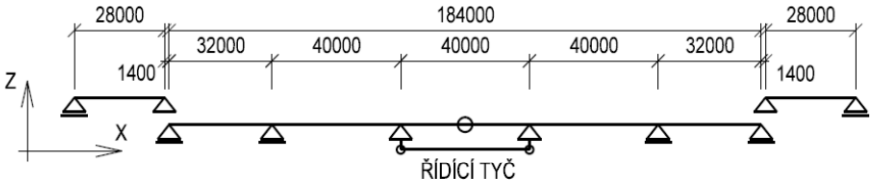
Most o 5 mostních otvorech tvoří jeden dilatační úsek délky 175,4 m.



Obr. 3 Statické schéma mostní konstrukce č. 3

Trať: **Sudoměřice u Tábora – Votice, SO 73-20-14 Železniční most v km 108,939**

Most o 7 mostních otvorech je rozdělen do 3 dilatačních úseků o délkách 29,4 + 185,4 + 29,4 = 244,2 m.



Obr. 4 Statické schéma mostní konstrukce č. 4

2. Základní princip metodiky posouzení BK na mostě

Metodika [1] byla vytvořena dle zásad uvedených v ČSN EN 1991-2, Příloha G s uvážením podmínek provozu železnice na území ČR. Základním principem metodiky je posouzení celkového napětí v kolejnici v oblasti mostní konstrukce. Výsledkem posouzení BK na mostě jsou kromě celkového napětí v kolejnici zejména tyto další vstupy pro návrh mostní konstrukce:

1. požadavky na ekvivalentní tuhost podepření NK $\mathbf{K_x}$[1]. Tuhostní parametry jsou definovány dle rychlosti zatížení:
   – nahodilá krátkodobá zatížení (doba trvání několik hodin)
   – nahodilá krátkodobá zatížení - náhlá (doba trvání několik sekund)
2. součinitele přenosu vodorovné reakce ξ[2] pro jednotlivé silové účinky proměnných zatížení tzn. součinitele pro teplotní změnu konstrukce mostu ξ_T a pro brzdné síly ξ_B příp. pro rozjezdové síly ξ_R odvozené pro tyto ekvivalentní tuhosti podepření NK

3. výsledky posouzení BK na mostě

Statická schémata jednotlivých mostních objektů byla navržena s ohledem na minimalizaci přírůstků napětí od interakce koleje a mostní konstrukce tzn. přírůstku napětí od teplotní změny NK $\Delta\sigma_K$ a přírůstku od brzdných a rozjezdových sil $\Delta\sigma_B$. Mezní velikost těchto přírůstků v mezním stavu únosnosti pro plochu průřezu ojeté kolejnice činila $\Delta\sigma_K + \Delta\sigma_B \approx$ **125 MPa**. Smluvní mez kluzu kolejnice uvažovaná při jejím posouzení byla $\mathbf{f_{y.d}}$=0,6.f_u/γ_{M0}= 0,6.880/1,0=**528 MPa**, kde mez pevnosti f_u = 880 MPa.

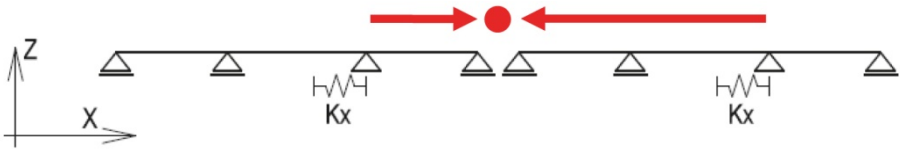
Ostatní složky přírůstků napětí v kolejnici tzn. od její teplotní změny, vlastního pnutí od výroby a svislých účinků železniční dopravy (svislé účinky) byly pro sledované případy prakticky konstantní. Lokální a globální účinek od svislého zatížení železniční kolejovou dopravou dosahoval hodnotu **~170 MPa**.

Velikosti těchto přírůstků bylo možno ovlivnit úpravou přičiňující délky nosné konstrukce L_T pro teplotní změnu NK resp. L_{NK} pro podélné účinky železniční dopravy a změnou statického schématu. Z konstrukčních opatření se jako vhodná ukázala protisměrná dilatace konců NK, která z pohledu podélného posunu koleje vytváří "pevné body" tzn. místa s minimálním podélným pohybem kolejnice od délkové změny NK.

---

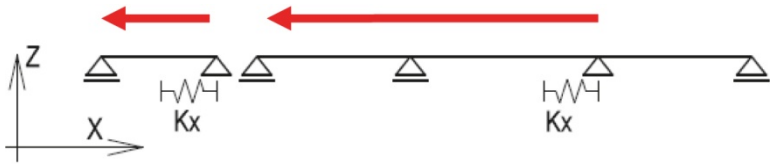
[1] Ekvivalentní tuhost $\mathbf{K_x}$ odpovídá tuhosti podepření NK v podélném směru v místě přenosu podélných sil (např. ložisko) zahrnující zejména tuhost podloží, základu, dříku apod. přepočtená na jednu kolej.

[2] Součinitel přenosu ξ odpovídá poměru mezi vypočtenou vodorovnou reakcí R_x a účinkem odpovídající přičiňující délce NK mostu a je závislý na velikosti ekvivalentní tuhosti $\mathbf{K_x}$.



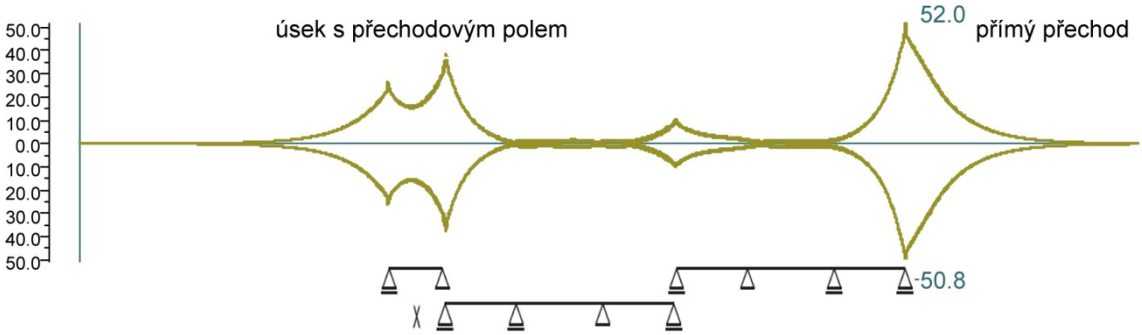
Obr. 5 Statické schéma mostní konstrukce s protisměrnou dilatací

Dalším efektivním řešením pro redukci přírůstku od brzdných sil $\Delta\sigma_B$ byl návrh kratšího přechodového (ochranného) pole v návaznosti na delší dilatační celek.



Obr. 6 Statické schéma mostní konstrukce s přechodovým (ochranným) polem

Špička přírůstku napětí v přechodu do trati se pomocí přechodového pole redukuje a přerozdělí na delším úseku. Dosažená redukce přírůstku napětí činila cca 25 %.



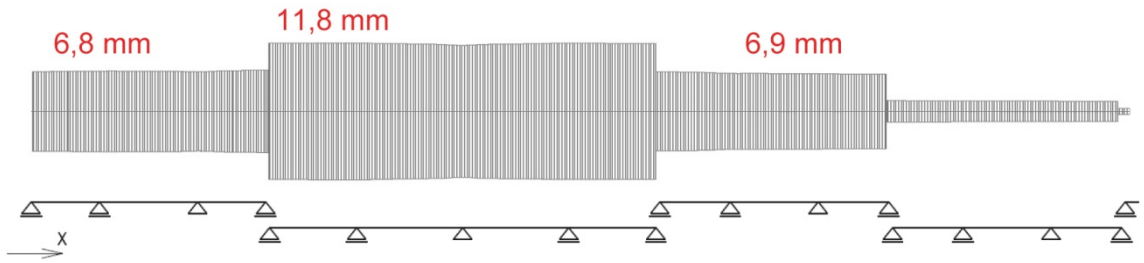
Obr. 7 Redukce přírůstku od brzdných sil $\Delta\sigma_B$ vlivem přechodového (ochranného) pole

Alternativou k přechodovému (ochrannému) poli by mohla být obdoba přechodové desky běžně používané u silničních mostů. Podmínkou pro její použití je přenos vodorovné reakce v místě opěry např. pomocí pevného ložiska, stoperu, řídící tyče apod.

Na posuzovaných mostních objektech měla rozhodující vliv na velikost přírůstku od brzdných sil $\Delta\sigma_B$ ekvivalentní tuhost podepření NK $\mathbf{K_x}$. Pomocí iteračního postupu byla stanovena její minimální hodnota [MN.m^{-1}/kolej], pro kterou byla vyhovující celková napjatost v kolejnici $\Sigma\Delta\sigma_d \approx f_{y,d}$ (využití profilu kolejnice 100 %). Následně byly provedeny takové úpravy technického řešení, které tuto tuhost zajišťovaly. Zejména se jednalo o úpravy velikosti tvaru dříků brzdných pilířů a jejich hlubinného založení. Dosažení požadovaných hodnot ekvivalentních tuhostí $\mathbf{K_x}$ vedlo ke konstrukčním problémům při návrhu spodní stavby včetně jejího založení. Navrhovaná opatření byla na hranici technických možností použitých materiálů, konstrukčního řešení a geotechnických poměrů.

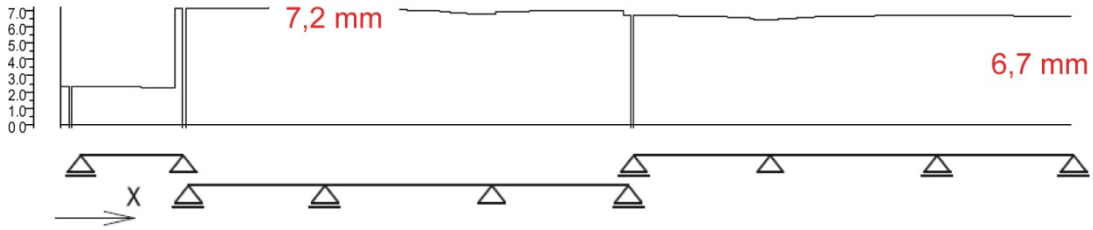
Velikost přírůstku napětí od brzdných $\Delta\sigma_B$ je tedy závislá na velikosti podélného vodorovného posunutí NK od těchto účinků δ_B. Limitem pro deformaci konce nosné konstrukce vzhledem k opěře, resp. mezi dvěma následujícími konstrukcemi, je dle ČSN EN 1991-2 δ_B **= 5,0 mm**. Pomocí analýzy metodikou [1] bylo zjištěno, že lze připustit větší hodnoty deformace δ_B, které zpřesnily normou definovanou hodnotu. Velikosti těchto mezních deformací byly závislé na statickém uspořádání nosných konstrukcí.

U mostní konstrukce SO 52-20-02 Železniční most v km 65,422 bylo dosaženo hodnot δ_B **= 6,8 mm** v přechodu na opěře a δ_B **= 11,8 mm** v přechodu mezi konstrukcemi.



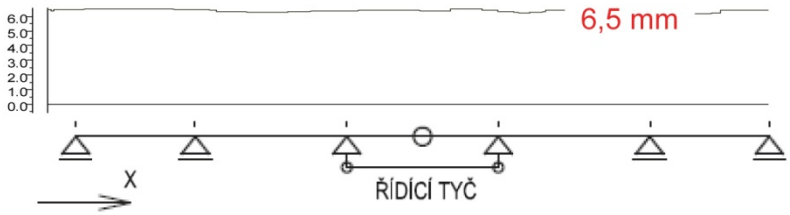
Obr. 8 Průběh mezní deformace δ_B pro statické schéma č. 1 (přechod u opěry č. 1)

U mostní konstrukce SO 52-20-03 Železniční most v km 67,130 bylo dosaženo hodnot δ_B **= 6,7 mm** v přechodu na opěře a δ_B **= 7,2 mm** v přechodu mezi konstrukcemi.



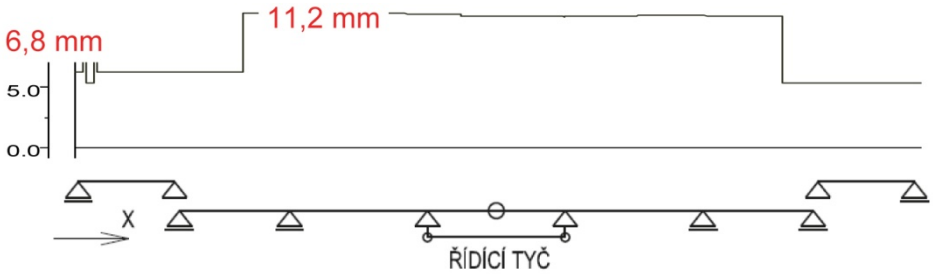
Obr. 9 Průběh mezní deformace δ_B pro statické schéma č. 2

U mostní konstrukce SO 73-20-13 Železniční most v km 108,558 bylo dosaženo hodnot δ_B **= 6,5 mm** v přechodu na opěře.



Obr. 10 Průběh mezní deformace δ_B pro statické schéma č. 3

U mostní konstrukce SO 73-20-14 Železniční most v km 108,939 bylo dosaženo hodnot δ_B **= 6,8 mm** v přechodu na opěře a δ_B **= 11,2 mm** v přechodu mezi konstrukcemi.



Obr. 11 Průběh mezní deformace δ_B pro statické schéma č. 4

4. Závěr

Provedeným posouzením metodikou [1] byla prokázána provozní bezpečnost návrhu vedení BK na mostních objektech se složitějším uspořádáním bez nutnosti kolejnicových dilatačních zařízení.

Hraniční hodnota přičiňující délky nosné konstrukce pro uvedené spřažené ocelo-betonové spojité konstrukce činila **~95 m**, což spíše odpovídá mezním hodnotám pro řetězec prostých polí dle předpisu SŽDC 3/2. Pro spojité konstrukce a složitější statická schémata udává předpis SŽDC 3/2 o cca 10 % větší hodnoty, což je dáno zejména zanedbáním vlivu tuhosti podepření nosné konstrukce.

Limitní posuny nosné konstrukce vzhledem k opěře byly stanoveny na **~7,0 mm** a u vzájemného posunu mezi konstrukcemi na **~12,0 mm**. V přechodu do trati tedy nelze hodnoty uvedené v ČSN EN 1991-2 δ_B **= 5,0 mm** výrazněji překračovat.

Velikost vodorovné reakce od podélných sil lze u složitějších uspořádání stanovit pouze pomocí vhodného zpřesněného výpočtu, protože jejich hodnota je závislá na tuhosti podepření NK v interakci s kolejí. Hodnoty součinitelů přenosu vodorovné reakce ξ_R dosahovaly v uvedených případech hodnot **0,60 až 1,42** (převážně okolo hodnoty **0,7**).

I přes zvýšené nároky na technické řešení mostních objektů lze konstatovat, že ve srovnání s kolejnicovými dilatačními zařízeními, která by bylo třeba navrhnout v rámci železničního svršku, se jedná o efektivní řešení po technické, ekonomické a provozní stránce.

Znovu je však nutné upozornit na skutečnost, že vedení BK na mostním objektu zásadním způsobem ovlivňuje návrh jeho statického působení. Z tohoto důvodu je nutné uvedenou problematiku sledovat již v prvotních fázích projektové přípravy.

Literatura:

[1] M. Vlasák, Metodika posouzení bezstykové koleje na mostě, Sborník Železniční mosty a tunely, 17. Ročník konference, SUDOP PRAHA a.s., 2012

Nýtovaný železniční most přes ulici Rudolfovskou v Českých Budějovicích – sanace

Ing. Jan Sýkora, Ing. David Kosáček, IKP Consulting Engineers, s.r.o.

Rekonstrukce mostu je součástí modernizace trati Č. Budějovice – Nemanice I. Most v km 213,710 přes ulici Rudolfovskou se skládá ze tří oddělených dvoupolových konstrukcí – nýtované, spřažené ocelobetonové (SOBK) a opět nýtované pod vlečkou, která zůstává bez zásahu. Před sanací je zřízena nová samostatná ocelová kabelová lávka pro převedení množství kabelů dosud umístěných především na zábradlí. Na nýtované části je upraven tvar krajního podélníku, proveden nový chodník, nové závěrné zdi a dilatační plechy, izolace mostovky – puklovek vč. odvodnění a v neposlední řadě zesílení nevyhovujícího hlavního příčníku. Na spřažené ocelobetonové části je provedena pouze úprava říms.

Stav před rekonstrukcí

Nosnou konstrukci nejstarší části objektu z roku 1906 tvoří nýtovaný ocelový dvoupolový rošt z ocelových nýtovaných nosníků tvaru I., s hlavním příčníkem výšky cca 1020 mm spojitě procházejícím nad pilíři uprostřed. Podélníky jsou v osových vzdálenostech 1580 mm a výšky cca 680 mm s odstupňovanou tloušťkou dolní pásnice. Krajní podélník je vysoký cca 980 mm a uzavírá kolejové lože na mostě směrem k chodníku. Příčníky mají osovou vzdálenost 1323 mm a výšku 300 mm. Na tomto roštu jsou umístěny puklovky o tl. plechu 8 mm.

Obr. 1 Pohled most před rekonstrukcí

Obr. 2 Pohled most před rekonstrukcí

Před zahájením projektových prací byl proveden obsáhlý stavebně technický průzkum ocelové nosné konstrukce s cílem prověřit stav roštové konstrukce, puklovek, proti-korozní ochrany. Kromě několika puklovek nad trolejbusovým vedením byly všechny puklovky prohlédnuty. Na základě prohlídky a měření tlouštěk nátěrů byla zpracována korozní mapa (mapa je dokumentována v digitální podobě příspěvku). Podstatným výsledkem tohoto průzkumu je fakt, že přestože je korozní poškození vlivem degradace nátěrů rozsáhlé, neoslabuje významně tloušťku materiálu puklovek, pouze lokálně je korozní oslabení do hloubky 1 mm. Vlastnosti vzorků oceli:

– průměrná výrazná mez kluzu Re = 276 osciluje v rozmezí 244 – 308 MPa,
– průměrná mez pevnosti Rm = 342 v rozmezí 327 - 357 MPa,
– průměrná tažnost A5 = 35,2 % v rozmezí 34,8 – 41,5 %
– vrubová houževnatost KCV při 20 °C = 33,6 J/cm2 v rozmezí 31,6 – 35,5 J/cm2
– obsah uhlíku C < 0,22 % a uhlíkový ekvivalent CEV < 0, 41 %

Ze srovnání parametrů vyplývá, že testovaná ocel se zejména svými mechanickými vlastnostmi blíží oceli řady 37, chemický rozbor oceli vykazuje pro tento typ oceli dobrou svařitelnost.

Prohlídkou byly zjištěny lokální deformace krajních podélných nosníků, které byly vyvolány provozem komunikace pod mostem (nárazy vozidel), stávající antikorozní nátěry jsou prakticky celoplošně zcela degradovány a nefunkční. Na konstrukcích nebyly zjištěny žádné trhliny, další nadměrné deformace, ani poškození nýtovaných spojů nosníků ani puklovek. Ložiska na opěrách 1 a 2 jsou pevná ocelová kluzná a umožňují pohyb konstrukce pouze v podélném směru. Prakticky všechna ložiska opěr byla zasypána drobnou sutí a jemným prachem, některá ložiska byla zasypána i hrubým štěrkem z kolejového lože, který propadá skrz zkorodované plechy v oblasti dilatačního propojení na závěrné zídky. Tento stav způsobil korozi ložisek a v podstatě znemožnil jejich fungování.

Další průzkumné práci se týkali kamenného zdiva opěr a pilířů, kde nebyly zjištěny vážnější poruchy ovlivňující jejich únosnost.

Posouzení stávajícího stavu nosné konstrukce

Na základě provedených průzkumů a uspořádání kolejí na mostě bylo provedeno posouzení mostu. Zatížitelnosti nevyhovoval pouze hlavní příčník ve smyku (Z_{UIC} = 0.92), vyhovuje pro D4/120.

Navržené řešení a postupy prací

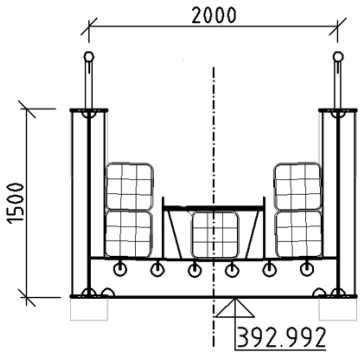
Na základě posouzení konstrukce a uspořádání kolejí na mostě byl stanoven tento rozsah rekonstrukčních prací:

– Výstavba nové kabelové lávky souběžné s ocelovým nýtovaným mostem
– Sanace nosné konstrukce a spodní stavby
– Sanace ložisek
– Výměna mostních dilatačních závěrů
– Rekonstrukce vodotěsné izolace
– Zesílení hlavního příčníku
– Úprava krajního podélníku
– Výměna nejvíce zasažených puklovek nebo odvodňovacích trubiček
– Výměna odvodnění mostu

Kabelová lávka

V první fázi před rekonstrukcí mostu proběhla výstavba opěr kabelové lávky a její osazení. Jedná se o ocelovou plnostěnnou trámovou konstrukci o jednom poli, rozpětí 24,0 m. Dřík opěry je obložen kamenem (granitoidy) v tl. 250 mm, pro zachování stejného vzhledu jako stávající opěra, křídla jsou rovnoběžná betonová zavěšená s použitím dezénu. Úložné prahy na opěře jsou navrženy z betonu C30/37 – XC4, XF4, betonářskou výztuží 10505.0 (R) a vyspádovány k líci. Na úložném prahu jsou zřízeny bloky pod ložiska, z plastbetonu. Závěrná zeď je betonová tl. 300 mm, v horní části s teflonovou kluznou deskou pro uložení plechu závěru.

Obr. 3 Pohled na opěru kabelové lávky



Obr. 4 Příčný řez osou kabelové lávky

Lávka je střechovitě nadvýšena pro snadný odtok vody a umístění odvodnění a to ve spádu 1,5 %. Podlahu tvoří plech tl. 10 mm s výztuhami 80 x 8 mm. Spád podlahy 2,0 % tvoří úžlabí v ose lávky, kde jsou po 3 m odvodňovací nerezové trubky D 75 mm ústící do trubky D 100 mm odvádějící vodu k podporám. Příčníky mají proměnnou výšku min. 300 mm s ohledem na příčný spád. Stojina je z plechu tl. 8 mm a dolní pásnice o rozměrech 100 x 10 mm. Hlavní nosníky mají horní pásnici ve tvaru oblouku a dosahují výšky 1170 mm až cca 1500 mm v okolí osy lávky. Stojina tl. 12 mm, horní pásnice z plechu tl. 20 mm šířky 300 mm. Uprostřed lávky je navržen průběžný chodník z ocelových roštů cca 400 mm nad plechovou podlahou.

Obr. 5 Osazená kabelová lávka

Obr. 6 Čerstvě osazená kabelová lávka

Obr. 7 Osazená kabelová lávka

Obr. 8 Osazená kabelová lávka

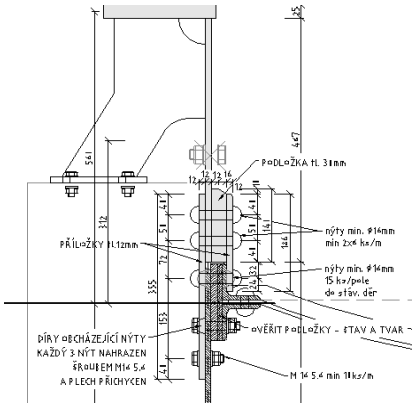
Nýtovaný most

Pro tuto část mostu projekt navrhoval řešení dilatace nad opěrami, zvýšení boků kolejového žlabu včetně nového chodníku, zesílení nadpilířového příčníku, sanaci ocelové konstrukce včetně PKO.

V této fázi byla odkryta část ocelové konstrukce mostovky pro ověření stavu puklovek a jejich izolace a provedena nová kolej na SOBK. Po snesení koleje č. 1 u chodníku

a odtěžení kolejového lože bylo zjištěno totální prorezavění stojiny krajního příčníku, které průzkum nad trakcí trolejbusů neobjevil. Pro navázání nové části stojiny a horní pásnice na tuto stojinu musela být upravena výrobní dokumentace o systém několika příložek (obr. 10). Tato fáze stavby pochopitelně přinesla některé změny, protože archivní dokumentace nýtované konstrukce nepostihla všechny změny v době výstavby mostu a proto bylo nutné toto řešit v průběhu výluky.

Obr. 9 Průhledná stojina krajního podélníku



Obr. 10 Navržený detail připojení

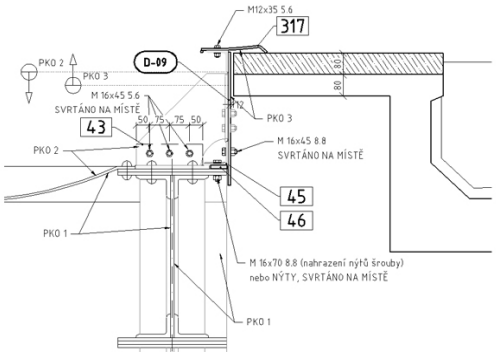
Jako nový bok žlabu pro štěrkové lože slouží tento nástavec- nesymetrický průřez z důvodu blízkosti koleje – jen několik centimetrů od pražců. Na opačné straně konstrukce je navržen nový bok mostu, který tvoří dilatační spáru od SOBK. Je složen se svislého plechu P8 s výztuhami a krycím podlahovým plechem (obr. 14). Zároveň probíhaly práce - tryskání a nová PKO zespodu konstrukce za výluky komunikace pod mostem a ponechání pouze jednoho pruhu pro MHD ve dvou etapách na jedné a následně na druhé straně komunikace. Současně se také provádí úprava chodníku na mostě se zachováním příhradových konzol původního chodníku s lokální výměnou porušených prvků.

Obr. 11 Nástavec krajního podélníku, chodník

Obr. 12 Nastavený krajní podélník

Obr. 13 Práce zespodu konstrukce

Obr. 14 Provádění stříkané izolace



Obr. 15 Řešení dilatace od SOBK

Obr. 16 Pohled k SOBK

Po odbourání závěrných zdí a očištění úložných prahů byla potvrzena nefunkčnost ložisek z důvodu koroze. Dále bylo nutné opravit také připojení některých horních desek ložisek k nosné konstrukci. To bylo důvodem pro přizvednutí nosné konstrukce, aby byl možný sanační zásah – tryskání a očištění kluzné plochy tangenciálních ložisek, výměna nýtů za šrouby v připojení k NK mostu. Dalším důsledkem tohoto stavu bylo odtržení části kamenného bloku před několika ložisky. Tyto odtržené části budou zpětně osazeny pomocí speciálních lepidel pro kamenické práce.

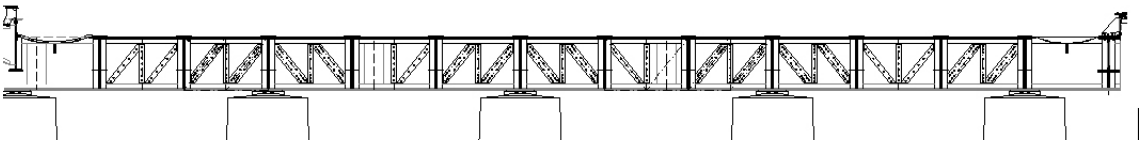
Poškození korozí bylo dále značné v místě koncových příčníků- podepření dilatace. Po tryskání nosné konstrukce byla provedena výměna poškozených částí a vytvoření nového podepření pro dilatační závěr. Stav puklovek byl přiměřený díky jejich ochraně asfaltovým nátěrem, nebyla tedy nutná výměna žádné puklovky. Zajímavostí bylo použití kamenných valounů (těžené kameny z některé řeky) o velikosti 100-200 mm, které byly uloženy na puklovkách pod značně poddimenzovaným štěrkovým ložem – jednalo se však jen o jednu část mostu v blízkosti SOBK. Druhou zajímavostí bylo odhalení tří míst, kde byl prostor kolem puklovky lemován úhelníkem a výplň netvořil tvarovaný plech jako u ostatních puklovek, ale byl rovný. Pravděpodobně se jednalo o původní prosvětlovací otvory s vloženými deskami z drátoskla, které byly při úpravě konfigurace kolejiště v kolizi, a proto byl otvor vyplněn ocelovým plechem. Po diskuzi mezi zúčastněnými bylo přijato rozhodnutí o výškové úpravě – oříznutí úhelníků a po otryskání zbývající část lemování ponechat pod izolací.

Po opravě nýtované OK byly vybetonovány nové závěrné zdi s teflonovými kluznými deskami, přes které je přetažen dilatační pozinkovaný plech tl. 8 mm. Na mostě byla provedena stříkaná izolace na epoxidové bázi z produktové řady TARCO, na které je antivibrační rohož tl. 25-30 mm a štěrkové lože o tl. 270 mm. Stávající opěry, křídla i pilíře byly otryskány a hloubkově vyspárovány v místě vypadaného spárování.

Obr. 17 Antivibrační rohože na izolaci

Obr. 18 Kolej č. 1 u krajního podélníku

Jednou z nejdůležitějších částí rekonstrukce mostu je zesílení hlavního příčníku, který nevyhovoval na smyk. Stojina hlavního příčníku byla zesílena šroubovanými příložkami tvořícími tvar příhradové konstrukce. Příložky jsou oboustranné z plechů P 20/160 a P 20/100 (S355) připevněnými VP šrouby M24 a M 20 (10.9).



Obr. 19 Hlavní příčník zesílený příhradovým zesílením

U všech puklovek byly nahrazeny odvodňovací trubičky nerezovými a zhotoveno nové odvodnění celé nýtované části pomocí soustavy nerezových žlabů, odvádějících vodu k opěrám a svádějící vodu na straně kabelové lávky co stávající kanalizace.

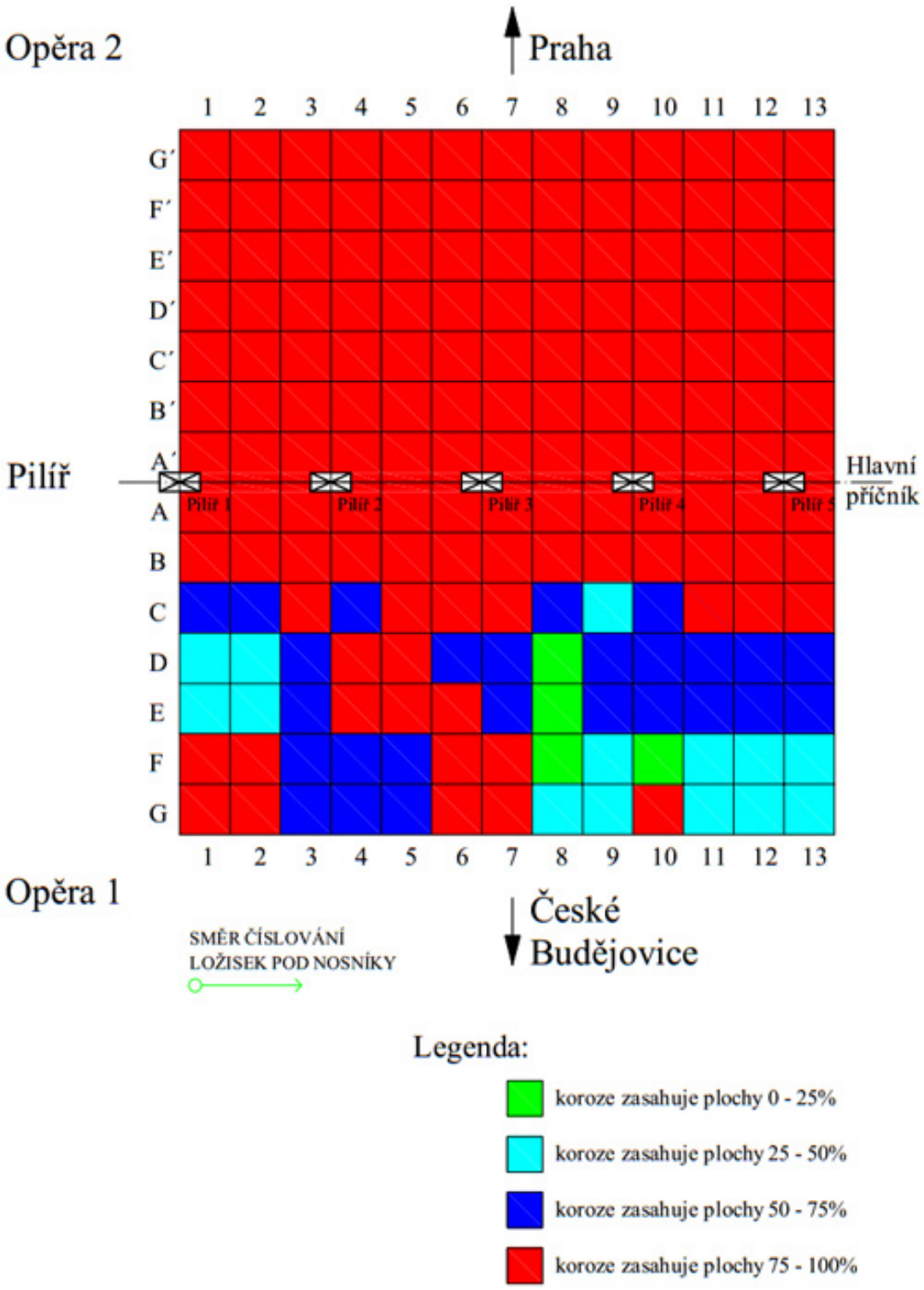
Obr. 20 Montáž zesílení příčníku

Obr. 21 Pohled na konstrukci a odvodnění

Objednatel:	SŽDC, s.o., Stavební správa Praha
Projektant:	IKP Consulting Engineers, s.r.o. – Ing. Kosáček, Ing. Sýkora
Realizace objektů:	EUROVIA CS, a.s. STAMAKOCEL s r.o., Brodek u Přerova

Fotodokumentace je z archivu zpracovatele projektu, TDI a dodavatelů stavby.

Navazuje rozšíření tištěného příspěvku.



Obr. 22 Korozní mapa puťovek

Obr. 23 Opěra kabelové lávky

Obr. 24 Nefunkční ložisko mostu s utrženým prahem

Obr. 25 Provádění antivibrační izolace

Obr. 26 Kabelová lávka

Obr. 27 Montáž nového revizního chodníku

Obr. 28 Dilatace u SOBK

Obr. 29 Závěrná zeď, dilatační plech

Obr. 30 Pohled zespodu na konstrukci

Nový železniční most přes řeku Maritsu dokončen

Ing. Jiří Jirásko, Ing. Jan Dubánek, SUDOP PRAHA a.s.

Novostavba mostu přes řeku Maritsu je součástí projektu s oficiálním názvem „ЕЛЕКТРИФИКАЦИЯ И РЕКОНСТРУКЦИЯ НА ЖП ЛИНИЯ СВИЛЕНГРАД ТУРСКА ГРАНИЦА“. Most celkové délky 430 m sestávající z 10ti železobetonových oblouků je po svém dokončení nejdelším železničním mostem na území Bulharské republiky. Projekt mostu vypracoval SUDOP PRAHA a.s pro OHL ŽS Brno – klon Sofia na přelomu let 2009-2010.

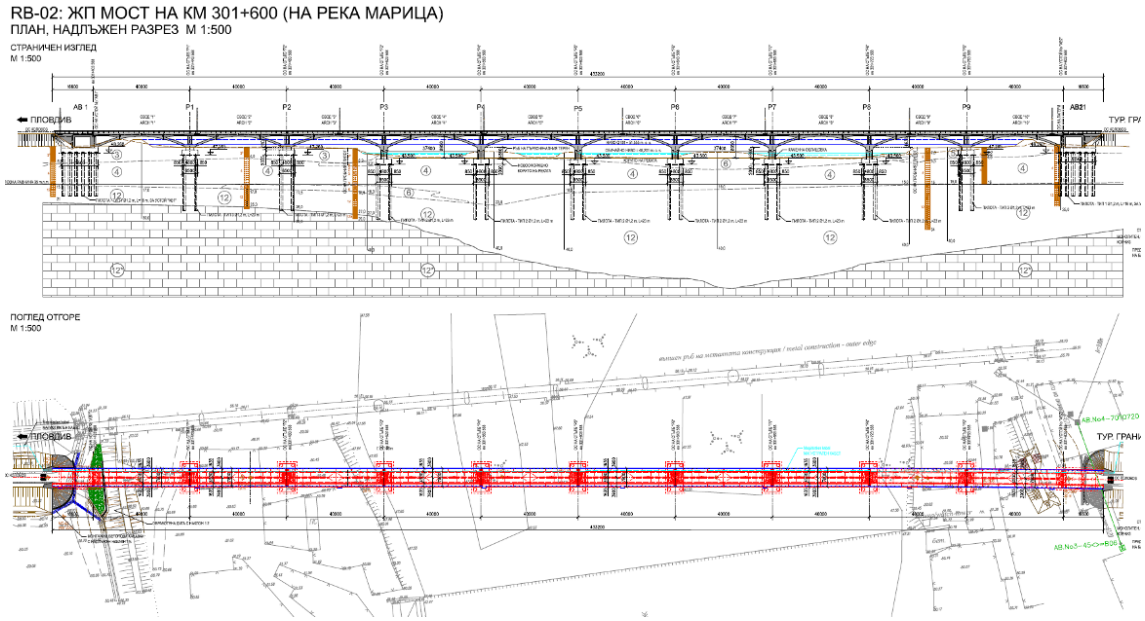
1. Úvod

Tendr v režimu „Design and Build“ na rekonstrukci trati Svilengrad – Turecká hranice získala firma OHL ŽS Brno – klon Sofia pod vedením p. Lubomíra Poláka se SUDOPEM PRAHA a.s. jako generálním projektantem v první polovině roku 2009. Předmětem projektu byla modernizace a elektrifikace úseku stávající jednokolejné železniční trati mezi železniční stanicí Svilengrad a státní hranicí s Tureckem na rychlost 160 km/hod. resp. 200 km/hod. pro vozidla s naklápěcí skříní. Celková délka úseku je 16,8 km, přičemž pro dosažení návrhových parametrů jsou cca 2/3 trati vedeny ve zcela nové stopě. Hlavní projekční práce zahrnující „stupně“ dokumentace „Revize ideového (tendrového) projektu“, „Technický projekt“ a „Pracovní projekt“ proběhly na přelomu roku 2009/2010, v první třetině roku 2010 bylo na stavbu získáno stavební povolení a následně se naplno rozběhly stavební práce. Nejvýraznějším objektem projektu je most přes řeku Maritsu, který byl v letošním roce dokončen.

2. Most přes řeku Maricu

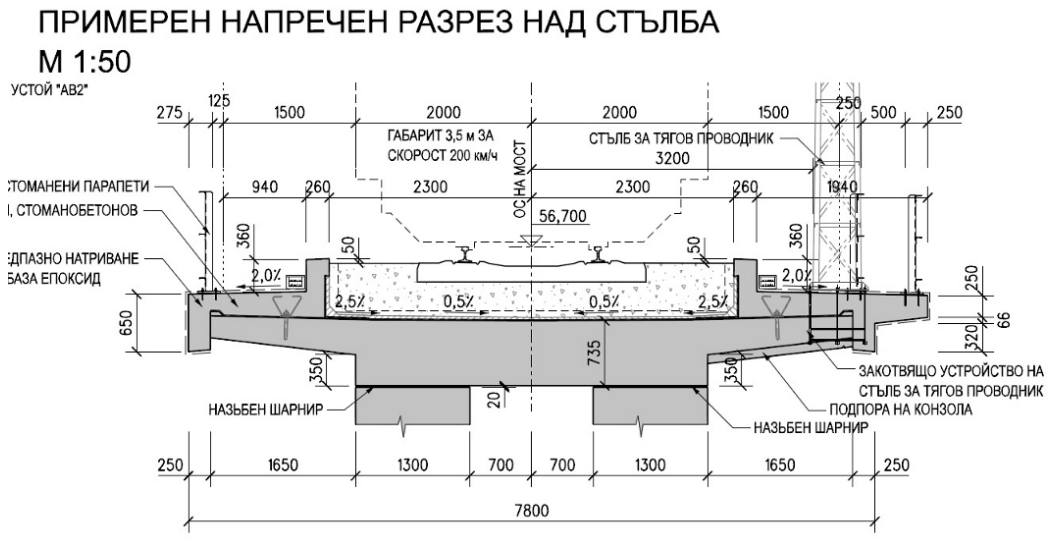
2.1 Revize tendrového projektu – stanovení nové koncepce přemostění

V revizi ideového projektu bylo zpracováno 5 variant přemostění s rozpětím pole 40 m, s nosnými konstrukcemi ocelobetonovými a konstrukcemi z předpjatého betonu. Jelikož tendrová dokumentace předpokládala most o rozpětí 10 x 40 m realizovaný masivní železobetonovou konstrukcí (bez bližší specifikace), byl navržen i most železobetonový sestávající z 10 železobetonových oblouků rozpětí 40 m.



Obr. 1 Podélný řez a dispozice výsledné varianty mostu přes Maricu

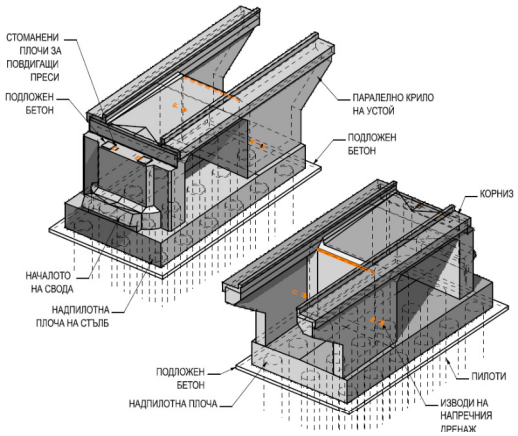
Železobeton byl v prezentovaných variantách dále zastoupen i konstrukcí o rozpětí pole 20 m prosazovanou smluvním podzhotovitelem stavby zodpovědným za mostní konstrukce – firmou Putyshta i Mostove Varna. Všechny varianty byly rozkresleny do přehledných výkresů, předběžně oceněny na základě vypracovaných výkazů hlavních hmot, vizualizovány zákresem do fotografií a předloženy objednateli (OHL ŽS). Již po prvních jednáních bylo víceméně zřejmé, že k realizaci připadají v úvahu jen a pouze poslední dvě jmenované varianty, tj. náběhovaný železobetonový dvoutrám s rozpětím polí 20 m a obloukový most. V Bulharsku se totiž momentálně nenachází mostárna schopná vyrábět ocelové mostní konstrukce a danému zhotoviteli mostních objektů (P&M Varna) chyběli zkušenosti s přepínacími systémy. Nutné zahraniční subdodávky by pak jednotlivé dané varianty prodražily. Železobetonové varianty byly tedy dále rozpracovány do pohledové studie, podrobnější cenové kalkulace a bylo provedeno jejich hydrotechnické posouzení. Výsledná porovnání, zejména pak hydrotechnický výpočet, hovořili ve prospěch obloukového mostu a bylo proto nakonec v říjnu 2009 definitivně rozhodnuto o rozpracování této varianty. Značný rozsah projektu vyžadoval zavést systém kontroly již od počátku projekčních prací, v rámci něhož byl osloven Ing. Petr Novák z firmy Dipont s.r.o, pro zpracování kontrolního statického výpočtu nosné konstrukce a dále pak Katedra stavební mechaniky ČVUT, pro konzultace a následnou kontrolu návrhu konstrukce na účinky seismického zatížení. Návrh založení mostu na velkoprůměrových vrtaných pilotách navrhl Ing. Radek Brokl.

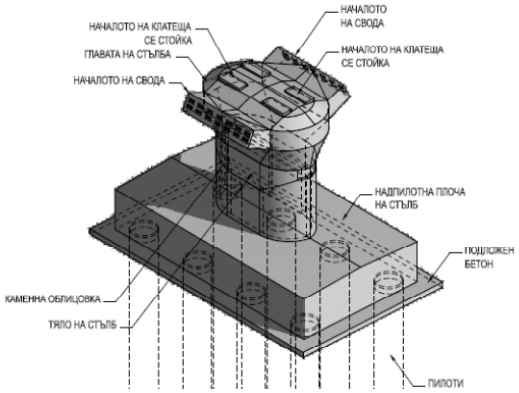


Obr. 2 Příčný řez v místě kyvných stojek

2.2 Výsledné řešení

Výsledná oblouková varianta mostu překonává tok řeky Marici a nábřežní komunikace celkem 12ti otvory. Vlastní tok řeky a její inundační území je překlenuto deseti identickými obloukovými konstrukcemi, nábřežní komunikace procházejí rámovými otvory integrovanými do tělesa obou opěr. Spodní stavba mostu je tak tvořena rámovými opěrami délky 16 m a devíti pilíři výšky 4,65 – 8,42 m. Založení opěr a pilířů je realizováno velkoprůměrovými vrtanými pilotami průměru 1,2 m. Pro přenesení velké vodorovné reakce z krajních oblouků je každá z opěr založena na osmnácti pilotách délky 18,0 m. Pilíře jsou založeny na 8 pilotách délky 23 m, rozhodujícím stavem pro jejich návrh se ukázalo seismické zatížení. Opěry, pilíře i piloty jsou z betonu C30/37, betonářská výztuž je BSt 500.





Obr. 3 a 4 Řešení opěr a pilířů

Oblouková nosná konstrukce každého mostu se skládá z vlastního oblouku a dvou k němu rámově připojených krajních desek. Oblouk ve střední části přechází přímo do mostovky. Světlá délka oblouku mezi pilíři je 36,7 m, teoretická délka oblouku je 40 m, vzepětí je 4,63 m. Šířka hlavního oblouku je 4,0 m. Tloušťka oblouku je po délce pole proměnná, 950 mm ve vetknutí do pilíře, 750 mm ve středu pole.

Krajní desky délky 9,8 m jsou nad pilíři podepřeny dvojicí kyvných stojek, na opěrách jsou potom uložena na dvojici elastomerových ložisek dodaných firmou Maurer Söhne Gmbh. Krajní desky jsou obdobně jako střední část oblouku tvořeny trámem šířky 4 m a dvojicí konzol vyložení 1,65 m. Nosná konstrukce je z betonu C35/45 XF2, betonářská výztuž BSt 500.

Obr. 5 Most přes Maritsu před dokončením

Dilatační spáry mezi jednotlivými obloukovými konstrukcemi jsou řešeny pomocí lamelových dilatačních závěrů překrytých kordovaným gumovým pásem. Lamelové závěry dodala firma Doprastav a.s. Odvodnění každé konstrukce je řešeno pomocí dvou odvodňovačů průměru 250 mm umístěných ve třetinách rozpětí pole, k nimž je voda stahována spádovaným podélným žlabem v horním povrchu desky mostovky.

Most byl navrhován dle norem EN s uvažováním bulharských národních příloh (klasifikační součinitel α = 1,33). Seismický posudek konstrukce byl vypracován rovněž dle norem EN, součinitel α_{gR} pro danou oblast je roven 0,1).

2.3 Výstavba mostu

Pro výstavbu mostu v toku Maritse bylo s využitím přirozených náplavových ostrovů provedeno částečnému přepažení toku sypanou hrází. Z takto vzniklého násypu pak byly prováděny pažící a pilotážní práce a výstavba podpůrných skruží. Pro betonáž oblouků byla po prověření různých dostupných variant zvolena pevná skruž dodaná firmou DOKA BG, mostovky byly betonovány na bednění opřeného do hotových oblouků. Skruž byla založena na železobetonových in-situ zhotovených roznášecích plotnách spočívajících na zhutněné sypané hrázi. Optimální počet skruží z hlediska rychlosti a plynulosti výstavby byl stanoven na základě detailního harmonogramu prací. Nasazeny byly nakonec 3 kompletní podskružení pro oblouky a 2 pro desky mostovky, skruž do dalšího pole byla přesouvána vždy po náběhu 80 % pevnosti betonu u sousedního (posledního) oblouku. Takto byl most vybudován z pravého břehu až do pole č. 6, po jehož dokončení bylo třeba převést tok řeky pod nově zbudované oblouky a provést zásyp koryta z břehu levého. Pro zmenšení horizontální deformace krajního jednostranně zatíženého pilíře po odskružení posledního oblouku byly pilíře P5 a P6 sepnuty v hlavách dvěma táhly z předpínacích kabelů. Poté byla demontována skruž a započnuto s odstraňováním násypové hráze. Doba nutná pro zřízení hráze a výstavbu pilířů v levé části koryta byla využita pro zbudování nábřežních oblouků 10 a 9.

Obr. 6 a 7 Těsněné stavební jámy pro založení pilířů

Zajištění jam pro založení říčních pilířů bylo provedeno pomocí štětovnicových stěn délky 13 m, které jsou v horní části rozepřeny. Dno výkopu nacházející se ve zvodnělých pískách cca 4 m pod hladinou řeky muselo být ještě před zahájením výkopových prací zajištěno těsnící tryskovou injektáží zabraňující jeho prolomení. Tato injektáž provedená po dokončení pilotáže zajistila ve spojení se štětovnicovým pažením minimální přítoky vody do stavebních jam.

U říčních pilířů byl po betonáži základu a provedení výztuže dříku nejprve vyzděn kamenný obklad tloušťky 150 mm kotvený ocelovými kotvami ve spárách k výztuži dříku. Poté bylo s odstupem 100 mm od líce zdiva instalováno bednění a prostor mezi bedněním a zdivem vyplněn pískem pro dokonalý roznos tlaku od betonové směsi. V poslední fázi byly betonovány hlavy pilířů včetně zárodků oblouků.

Obr. 8 a 9 Podskružení oblouků

Oblouky byly betonovány nepřetržitou betonáží od obou pat směrem k vrcholu. V počáteční fázi betonáže bylo při patách bednění uzavřené shora s kontrolními otvory pro sledování průběhu betonáže, po zavadnutí uložené směsi byly horní desky odstraněny a povrch oblouků definitivně upraven. Po počátečních problémech s provibrováním směsi - zejména v oblasti dolního povrchu při patách oblouku s velmi hustou betonářskou výztuží – probíhala tímto způsobem betonáž dalších oblouků již bez větších obtíží.

Výstavba mostu postupovala s krátkými přestávkami způsobenými výpadky financování ze strany investora a dvěma katastrofálními povodněmi od května roku 2010 do listopadu 2012, kdy byla na mostě úspěšně provedena statická i dynamická (vyžadována bulharskou legislativou) zatěžovací zkouška.

Obr. 10 Dokončování konstrukcí v polích 7 a 8

Nový most přes řeku Maritsu se po svém dokončení stal nejdelším železničním mostem na území Bulharské republiky. Přestože výstavba objektu nabrala několikaměsíční zpoždění oproti původnímu harmonogramu, podařilo se i tak most (jakož i celý modernizovaný úsek) dokončit na místní poměry v nezvykle krátké době. Intenzivní spoluprací projektanta, zhotovitele a vedení stavby při přípravě a následné realizaci se navíc podařilo dokončit dílo v kvalitě, jež je v místních podmínkách vysoko nad běžným standardem a jistě i díky tomu se nový most těší zvýšenému zájmu laické i odborné veřejnosti.

Obr. 11 a 12 Pohledy na dokončený most

Sanace Loučského viaduktu – viaduktu Míru po 50 letech provozu

Ing. Václav Vlasák, Ing. Petr Kácal, SŽDC, s.o.

Příspěvek popisuje historii, technické zajímavosti a provozní zkušenosti s mostem v km 35,529 trati Brno – Havlíčkův Brod, který je největším železničním obloukovým železobetonovým mostem v České republice i v bývalém Československu. V příspěvku jsou dále popsány zkušenosti a poznatky z projektové přípravy a sanace mostu, provedené po padesáti letech od uvedení mostu do provozu.

Historie výstavby trati a stavba viaduktu

Již více než 60 let se nad údolím potoka Libochůvky na jižním okraji obce Dolní Loučky pne smělý železobetonový oblouk železničního mostu nazývaného Loučský viadukt, který v běhu času nesl i oficiální jméno viadukt Míru. Jako jedno z mála se toto technicky významné a estetické dílo železničního mostního stavitelství dostalo i na poštovní známku bývalého Československa a je častým předmětem zájmu fotografů. Ve strohé řeči mostního evidenčního systému je to most ev. km 35,529 TÚ 2031 Odb. Brno Židenice – Havlíčkův Brod. Most je dvojkolejný má 9 otvorů, 2 opěry, 8 pilířů. Nosnou konstrukci mostu tvoří (popisováno směrem od Brna) sedm železobetonových kleneb o kolmé světlosti 16,00 m, následuje železobetonový oblouk o kolmé světlosti 107,5 m a rozpětí 110 m, a prostá železobetonová deska o rozpětí 16,5 m (kolmá světlost 14,9 m). Opěry jsou betonové, pilíře v klenbové části jsou betonové, obložené kamenem, pilíře nesoucí mostovku a desku jsou duté železobetonové. Délka přemostění je 269 m, výška mostu je 42 m. Tuto podobu však most získal až v průběhu výstavby, která s přestávkami probíhala od roku 1938 až do roku 1953. Původní projektové řešení bylo zcela jiné. Vznik a výstavba mostu i celé železniční trati Brno – Havlíčkův Brod byly značně ovlivněny různými dějinnými událostmi.

V roce 1936 byly železniční stavební správy tehdejších Československých státních drah v Brně, Novém Městě na Moravě a v tehdejším Německém, nyní Havlíčkově Brodě pověřeny úkolem připravit přestavbu tratě Brno – Tišnov – N. Město na Mor. – Havl. Brod na dvojkolejnou trať. Železniční doprava byla v té době nejvýkonnějším a nejvýznamnějším dopravním systémem na území republiky, závisel na ní chod národního hospodářství i obrana státu. Účel zdvojkolejnění byl tedy původně převážně strategický. Mezinárodní situace vinou agresivní politiky Německa byla napjatá a nenechávala nikoho na pochybách o dalším vývoji. Protože jediné tehdejší výkonné drážní spojení západu republiky s východem, trať Praha – Česká Třebová – Brno a dále na Slovensko probíhala územími osídlenými Němci a přitom poměrně blízko německých hranic, bylo rozhodnuto vybudovat středem republiky druhé výkonné železniční spojení, které by z vojenského hlediska bylo méně zranitelné.

Projekční přípravy byly dokončeny v roce 1938. Trať byla navržena jako úplná přestavba úseků Brno – Tišnov a Žďár nad Sázavou (který se tehdy jmenoval Žďár na Moravě) – Havl. Brod. V části Tišnov – Žďár n. Sáz. byla vyprojektována nová trasa přes Křižanov. Záměr zdvojkolejnit tzv. starou "Tišnovku" přes N. Město na Mor. byl opuštěn pro nepříznivé směrové i spádové poměry. Plánované zahájení stavby bylo však odsunuto událostmi roku 1938. Volné stavební i finanční kapacity byly vrženy na opevňovací stavby a do obraných opatření (částečná a následná úplná mobilizace). V důsledku Mnichovské dohody a z ní plynoucího nuceného odstoupení značného území tehdejšího Československa došlo k přerušení mnoha železničních tratí, jejichž úseky se náhle nacházely na území cizích států. To postihlo i hlavní dopravní tepnu Brno – Česká Třebová – Praha, která byla přerušena v úseku Letovice – Ústí nad Orl. Po delších jednáních byl drážní provoz ČSD povolen jako peážní doprava přes toto

okupované území. Paradoxně tak byl umocněn význam nově připravované železniční tratě. Bylo rozhodnuto, že původní projekt, který byl vypracován pro rychlost 80 km/hod., se přepracuje pro rychlost 100 km/hod. A tak nová rodící se trať nabyla charakteru hlavní dráhy. Byly zřízeny nové železniční stavební správy v Tišnově a Velkém Meziříčí, která zajišťovala i prodloužení stávající místní tratě Studenec – Vel. Meziříčí do Křižanova. Stavební správa v N. Městě na Mor. byla zrušena. S vlastní stavbou bylo započato na začátku roku 1939 a její trvání bylo stanoveno na 3 roky. Po třech letech, kdy stavba měla být dokončena, se mělo pokračovat ve výstavbě tohoto drážního tahu z Havl. Brodu dále na Plzeň. A opět byly dějiny rychlejší než realizace smělých plánů. 15. března 1939 Německo okupovalo česká a moravská území, byl zřízen tzv. Protektorát Čechy a Morava, vznikl samostatný Slovenský stát, Podkarpatská Rus vyhlásila samostatnost, aby následně byla okupována Maďarskem, Československo zaniklo. Za okupace se sice pokračovalo ve stavbě, avšak prostředky byly po zahájení 2. světové války neustále omezovány, v roce 1943 byla stavba zastavena. Vybudované tunely v úseku Tišnov – Vlkov, u Dolních Louček a Níhova, byly využity pro vojenské průmyslové účely. Vznikla v nich továrna na výrobu letadel. Po osvobození a obnovení Československa, v roce 1945, bylo rozhodnuto pokračovat ve stavbě. Nedostatek finančních prostředků a poměrné malé částky, určené pro stavbu v prvních poválečných letech, nedovolily plné rozvinutí stavebních prací. Jeden čas se dokonce uvažovalo i o zrušení celé stavby. Později byly finanční částky zvyšovány, nebyly však dostatečné, a doba trvání stavby se neustále prodlužovala. V prosinci 1953 byl zahájen na stále ještě nedokončené trati jednokolejný provoz. Následně se pokračovalo na dokončovacích pracích a postupně i kladení druhé koleje. Dvojkolejný provoz v celé trati byl zaveden až roce 1962. Některé provizorní konstrukce, dočasná řešení a nedokončené objekty lze však na této stavbě vidět dodnes.

Po stránce technické byla stavba dráhy velmi náročná. V úseku Brno – Tišnov geologické poměry ztěžovaly stavbu sváženinami, ve zbývajících částech trasa vedla hlubokými a dlouhými sklaními zářezy. Bylo nutno překonávat značné výškové rozdíly, vybudovat 8 tunelů a postavit mnoho mostů, jedním z nich je právě Loučský viadukt.

Podle původního zadávacího projektu (operátu) z roku 1939 měl mít most 11 otvorů, 10 pilířů, v každé koleji mělo být 11 (celkem tedy 22) prostých ocelových nosných konstrukcí o rozpětí 28,5 m. Celková délka mostu měla být 330 m a výška 42 m. V podrobném návrhu stavby, který byl předložen v září 1940 k politické pochůzce, vyvlastňovacímu řízení a stavebnímu povolení byl návrh mostu upraven na most se 7mi otvory, v každé koleji mělo být 7 (celkem tedy 14) prostých ocelových nosných konstrukcí, v 1. až 5. a 7. otvoru o rozpětí 40,0 m, v 6. otvoru o rozpětí 80 m. Celková délka mostu měla být 326,40 m. V obou případech se jednalo o most s mostnicemi. Zřejmě během projednávání stavebního povolení došlo k další úpravě návrhu mostu – zkrácení o jedno pole na straně brněnské. Stavba mostu byla zahájena na podzim roku 1940 firmou Kruliš, jako první byla zahájena výstavba brněnské opěry, která navazovala na násep budovaný z horniny vyrubané z Loučského tunelu. Ještě než byla opěra zcela dokončena, bylo z důvodu naprostého nedostatku oceli pro jiné než válečné účely, rozhodnuto v létě 1941 stavební práce zastavit a celé projektové řešení mostu změnit na most o 13 otvorech (6 otvorů světlosti 16,00 m, jeden otvor sv. 17,50 m a 6 otvorů o světlosti 19,00 m), 12 pilířích a 2 opěrách z betonu. Nosné konstrukce měly tvořit spojité dvojkolejné železobetonové klenby. Změněný projekt byl schválen v listopadu 1941 a bylo přistoupeno k budování spodní stavby. Skalní podloží, na jehož úrovni byla zvolena základová spára plošně založené spodní stavby, bylo v hloubce 8-12 m. Zakládání pilířů bylo velmi nákladné a náročné. Prostředky na stavbu byly stále omezovány a na konci roku 1943 byla stavba mostu zcela zastavena. V té době byly vybudovány Opěra brněnská (adaptovaná), pilíře čís. 1-6 do úrovně patek a základy pilířů 7 a 11. (Čísla pilířů jsou uvedena dle MES, nikoli dle dobové dokumentace.) Práce na stavbě trati byly obnoveny až v roce 1946, na stavbě mostu se však nepracovalo.

Tehdy ŽSS Tišnov, předložila návrh Ing. Havránka, aby z důvodu úspor při zakládání pilířů, ve spotřebě cementu a budování přeložek cest a vodotečí, které se spodní stavbou kolidovaly, bylo 5 spojitých kleneb o světl. 19 m nahrazeno velkou klenbou o světl. asi 90 m a vzepětí 36 m. Na základě tohoto námětu byly provedeny 4 studie. V listopadu 1947 bylo Ministerstvem dopravy rozhodnuto nahradit 6 spojitých kleneb světl. 19 m v nejhlubším místě údolí železobetonovým obloukem o rozpětí asi 110 m. V roce 1950 byly práce na mostě obnoveny a nová projektová dokumentace byla schválena v srpnu 1951. Úspora byla odhadnuta na 10 mil. Kčs. Na brněnské straně se provedlo 6 železobetonových kleneb o světl. 16 m, 7. klenba, která měla mít původně 17,50 m, byla provedena rovněž o světlosti 16 m a pilíř čís. 7 proveden jako sdružený. Jeho základ a byl rozšířen o základovou patku oblouku, který byl vetknut na havlíčsko-brodské straně do nově navržené patky. Havlíčskobrodská patka sloužila zároveň jako základ pilíře č. 8. Základ pro nepotřebný pilíř č. 11 byl zasypán.

Železobetonový oblouk s výztuží Roxor je obdélníkového průřezu, má tloušťku ve vrcholu 1,50 m, v patce 2,50 m. Střednice má rozpětí 110 m a vzepětí 29,70 m. Šířka ve vrcholu je 8,50 m a rozšiřuje se v patce na 9,50 m. Dvojkolejná mostovka je tvořena 2 železobetonovými rámy o 4 polích (rozpětí 4 x 11 m) se stěnami vetknutými do oblouku. Na vnější straně jsou rámy pohyblivě uloženy na duté části sdruženého pilíře č. 7 a na dutém pilíři č. 8. Pohyblivé uložení je řešeno pomocí kyvných stěn tl. 0,3 m, vysokých 2 m s pérovými klouby. Na vnitřní straně jsou rámy pevně uloženy na vrcholu oblouku. Krajní prostá železobetonová deska je na pilíři č. 8 uložena pohyblivě pomocí kyvné stěny, na Havlíčkobrodské opěře je deska uložena pevně. Obě koleje na viaduktu jsou v přímé, niveleta stoupá 17,2 ‰ směrem k Havl. Brodu. Vzdálenost zábradlí od os kolejí je 2,50 m, vzdálenost kolejí na mostě 4,00 m. Odvodnění mostovky je řešeno spádovými plochami k odvodňovačům, které jsou umístěny tak, že svislé odpadní potrubí je vedeno v drážkách ve stěnách rámů. Odpadní potrubí prochází obloukem, vyústění je volně do prostoru pod obloukem, pouze u pilířů jsou odpadní potrubí vyvedena mimo oblouk, odvodnění vrcholové části oblouku je provedeno odvodňovači vyústěnými v ose kolejí pod oblouk. V klenbové části jsou spádové plochy spádovány k odvodňovačům ve vrcholech kleneb. Nad odvodňovači byly v kolejovém loži zřízeny revizní a čistící betonové šachty obdélníkového průřezu. Most byl navržen na účinky zatížení vyvozované zatěžovací vlakem "N“ respektive “I“ (25 tun na nápravu) a rychlost v = 100 km/hod.

Pro betonáž obloukové části mostu byla vzhledem k nedostatku řeziva použita skruž podepřená konstrukcí z ocelových lešenářských trubek, Celkem bylo použito 160 645 m trubek normalizovaných délek 2, 4 a 6 m, 102 600 ks, lešenářský materiál vážil celkem 790 tun. V konstrukci musely být vytvořeny prostupy pro potok, silnici a mlýnský náhon. Konstrukce byla tak “hustá“, že při výpočtu na účinky od zatížení větrem se zjistilo, že se vlastně jedná o plnou plochu. Vlastní bednění oblouku bylo dřevěné. Těsně pod ním byly umístěny zvláštní regulační nastavovací články. Výroba betonové směsi probíhala přímo na stavbě v míchačkách, doprava se prováděla vozíky, kabelovým jeřábem a výtahem. Beton byl vibrován ponornými vibrátory. Oblouk se betonoval nepřetržitou betonáží od 22. 10. 1951 do 22. 12. 1951 po jednotlivých lamelách, postupně u patek, ve vrcholu, ve čtvrtinách atd. Průběh hydratace byl kontrolován odporovými teploměry. Maximální hydratační teplota byla naměřena okolo 55 °C. Původně projekt předpokládal, že odskružení bude provedeno uvolněním rektifikačních článků, bylo jich tolik (asi 700), že k tomu bylo potřeba až 90 dělníků, koordinaci jejich práce však nešlo zajistit tak, aby proběhlo skutečně plynulé a stejnoměrné odskružování, tím spíše, že některé články byly silně zarezavělé. Proto se na návrh prof. Bechyně poprvé na území Československa použilo odskružení roztlačením, tj. zvednutím oblouku od skruže pomocí 12 hydraulických lisů vložených ve vrcholu klenby. Vrcholová lamela nebyla vybetonována celá, ve vrcholu byla ponechána mezera 1 m široká pro vložení odskružovacích lisů. S odskružováním se začalo 21. 1. 1952 v 10:00 hodin. V 15:00 bylo

naměřeno vrcholové roztlačení vodorovně 39,7 mm a svislý posun vrcholu vzhůru 14,3 mm. Následně byly z betonové směsi z hlinitanového cementu vybetonovány železobetonové vodorovné rozpěrné válce. Po získání potřebné pevnosti betonu, dne 24. ledna 1952, byly uvolněny a vyjmuty lisy a zprostředkujícím článkem mezi oběma polovinami klenby se staly vybetonované rozpěrné válce. Po týdnu, po dokonalém zatvrdnutí těchto válců, byl odskružovací prostor dobetonován do plného průřezu.

Po dokončení oblouku práce pokračovaly. Byla zhotovena krajní deska a mostovka, byly provedeny hydroizolace, odvodnění, zřízeny římsy a zábradlí. Pro stavbu celého mostu bylo spotřebováno 420 t výztuže, z toho 190 t bylo uloženo do nosného oblouku. Most byl dokončen v srpnu 1952, po úspěšné zatěžovací zkoušce byl dne 10. dubna 1953 zkolaudován. Přes řadu komplikací způsobených hlavně dějinnými událostmi (jen název státu se změnil 4x) a z nich plynoucích organizačních a personálních změn na straně investora i dodavatele (u toho došlo i k zásadním změnám v oblasti vlastnické) se podařilo zhotovit velmi kvalitní mostní dílo.

V provozu

Úpravy na mostě však probíhaly krátce po uvedení do provozu. Ještě v padesátých letech byla na mostě zřízena stálá zařízení. Začátkem 60. let byly na most osazeny podpěry trakčního vedení. Začátkem 70. let byly provedeny úpravy pro pokládku kabelů potřebných pro provozu autobloku. Následovaly nepříliš povedené úpravy revizních šachet, které měly umožnit strojní čištění kolejového lože. Při obnově kolejí byla na mostě zřízena bezstyková kolej. Ne všechny změny a úpravy jsou řádně zdokumentovány, hlavně v důsledku různých organizačních změn ve správě mostu. Postupně se na mostě objevovaly i různé závady. Již v roce 1960 je fotograficky doložena [2] závada v hydroizolaci v oblasti pevného uložení rámů mostovky (ve vrcholu oblouku). Největší problémy se však objevovaly v oblasti pohyblivého uložení, hlavně na pilíři č. 8, kde je pohyblivě uložen rám mostovky i nosná deska, dilatační pohyby tak působí proti sobě. Docházelo k opakovanému oboustrannému vysouvání římsových bloků a k deformacím zábradlí. Původní kryt dilatační spáry z měděného plechu po elektrifikaci tratě rychle dožil. V důsledku toho docházelo k propadávání materiálu kolejového lože do zcela nepřístupného prostoru mezi kyvnými stěnami. Panovaly oprávněné obavy, že by v důsledku působení vody, vlhkosti a mrazu mohlo dojít k postupné degradaci betonu v oblasti dolního kloubu kyvných stěn, která by mohla skončit i jejich destrukcí. V roce 1993 bývalý Mostní obvod Brno provedl z lešení postaveného u pilíře č. 8 probourání levé krycí stěny a vyčištění prostoru mezi kyvnými stěnami. Probouraný otvor byl následně zazděn. (Tato skutečnost však byla zjištěna až po 14 letech). Současně byla provedena oprava krytu dilatační spáry v koleji č. 1.

Sanace

Po více než 50 letech provozu však již bylo na mostě nutno provést sanační zásahy většího rozsahu, které by zastavily celkové pokračující chátrání objektu a odstranily stále se opakující závady v oblasti uložení mostovky. Sanační zásahy probíhaly v rámci 3 různých staveb v letech 2007-2012.

V roce 2007, v souvislosti s přípravami na rekonstrukci koleje č. 2 v úseku Tišnov–Řikonín, bylo zjištěno nad pilířem č. 8 propadávání materiálu kolejového lože do prostoru mezi kyvnými stěnami, v minulosti již opravovaným krytem dilatační spáry. Tehdejší SMT SDC Brno bylo přikročeno k průzkumu tohoto prostoru. Na levé straně pilíře č. 8 bylo postaveno dodavatelskou firmou lešení a pomocí sady vrtů hrncovými vrtáky vytvořen vstupní otvor do krycí stěny. Po vyčištění prostoru a jeho prohlídce byl konstatován dobrý stav kyvných stěn. K němu rozhodně přispělo to, že stavitelé mostu rub krycích stěn poctivě odbednili a vzniklými 20 mm spárami mezi rubem stěn a kyvnými stěnami mohl prostor odvětrávat. (Zároveň bylo zjištěno, že stěna byla probourána

a následně zazděna cihlami a omítnuta v roce 1993). Aby pro další prohlídky a případné čištění prostoru nebylo třeba v budoucnu stěnu opět probourávat, byl tentokrát otvor ponechán a opatřen uzamykatelnými ocelovými dveřmi. V tomtéž roce byly v rámci investiční akce "Rekonstrukce koleje č. 2 v km 30,650-38,616 trati Brno hl. n. – Havl. Brod" provedeny rekonstrukce krytů dilatačních spár na obloukové části mostu. Bohužel z důvodů omezených investičních prostředků na tuto stavbu (byla projekčně připravována od roku 2005) se do stavby nepodařilo prosadit více stavebních úprav mostu. Byla však zahájena projekční příprava stavby "Rekonstrukce koleje č. 1 v km 30,650-38,616 trati Brno hl. n. – Havl. Brod", do které se podařilo prosadit stavební úpravu mostu jako samostatný stavební objekt. Tato stavba měla být zahájena již v roce 2008. Na základě těchto předpokladů zadala SDC Brno v rámci stavby "Komplexní oprava tratě Řikonín – Brno dol. n. včetně úseku Tišnov–Nedvědice" provedení sanace spodní stavby a betonových povrchů mostu. Tlakovou vodu bylo očištěno 11 126 m^2 betonových ploch, na ploše 250 m^2 byla provedena sanace zdegradovaného betonu. Převážně se jednalo o místa hůře zhutněného betonu na průčelních zdech nad nosnými klenbami.(Nebyly zjištěny žádné praskliny ani trhliny v betonu.) Veškeré betonové plochy byly opatřeny ochranným nátěrem Mapei Elastocolor. V rámci stavby byly rovněž vyměněny veškeré svislé svody v obloukové části mostu. Hlavní objem prací byl proveden v roce 2007, z důvodů nevhodných klimatických podmínek byla část prací provedena v roce 2008.

V roce 2008 v rámci průzkumných prací pro dokumentaci stavby "Rekonstrukce koleje č. 1 v km 30,650-38,616 trati Brno hl. n. – Havl. Brod" byl zjišťován stav kyvné stěny na pilíři č. 7. Zde rozměry pilíře a potřeba jen jedné kyvné stěny umožnily stavitelům mostu vybudovat revizní šachtu. Šachta však musela být nyní vyčištěna, stejně jako prostor za kyvnou stěnou. I přes zatékání z vadného krytu dilatační spáry mohl být konstatován dobrý stav kyvné stěny. V rámci připravované stavby nebylo tedy třeba provádět žádné stavební zásahy do uložení nesené mostovky. V rámci stavebního objektu "SO 04.1 Sanace mostu v km 35,529" bylo navrženo v obou kolejích provést rekonstrukci hydroizolace, odvodňovačů a jejich revizních šachet, říms a zábradlí na celém mostě a rekonstrukci dilatačních závěrů v obloukové části mostu. Římsy byly navrženy jako monolitické železobetonové, kotvené pomocí kotevních trnů do průčelních zdí nad klenbami a do mostovky a nosné konstrukce v oblasti oblouku a desky. Dělení říms na dilatační celky bylo navrženo víceméně rovnoměrně po úsecích délky 4 m. Zábradlí bylo navrženo jako klasické mostní ocelové zábradlí (jedno madlo a dvě příčle L70.70.8, sloupky L80.80.10), dělené na přibližně stejné dilatační celky délky 4,0 m. Spoje jednotlivých celků byly navrženy jako dilatační. Sloupky jsou do říms ukotveny přes patní plechy pomocí chemických kotev. Dilatační závěry pohyblivé (umožňující i svislý pohyb) i pevné byly navrženy jako těsněné. Hydroizolace byla navržena bezešvá (stříkaná) položená na místně sanovanou tvrdou ochranu původní hydroizolace. Nové odvodňovače byly navrženy z nerezové oceli s trubkami osazenými do nově vyvrtaných otvorů. Revizní šachty nad odvodňovači měly být zhotoveny buď sanací původních šachet, umožní-li to stav zdiva šachet, nebo měly být zhotoveny zcela nové (obdélníkové). Poklopy šachet byly navrženy nové, železobetonové, opatřené plastovými revizními nástavci. V rámci stavby byla rovněž navržena rekonstrukce odvodnění rubů opěr, nové přechodové oblasti a revizní lávka na pilíři č. 8. Součásti úprav mostu byla i přeložka kabelu 6 kV. Vzhledem k tomu, že nebylo požadováno zásadní zvýšení traťové rychlosti a traťové třídy zatížení a most nevykazoval závady v nosných částech, nebyl součástí projektu přepočet. Návrhové parametry byly: traťové rychlost v = 110 km/hod., přechodnosti traťové třídy zatížení D4, VMP 2,5 (včetně rezerv) a normová tloušťka kolejového lože. Vzhledem k omezeným finančním prostředkům a celkové konfiguraci úseku, který neumožňuje nasazení čističky kol. lože, nebyly navrženy úpravy pro dosažení šířky NKL. Navržená stavba měla být zahájena

v roce 2008 a ukončena v roce 2009. K tomu však nedošlo, otevření stavby bylo stále odkládáno, tím došlo k částečné degradaci již sanovaných ploch betonu.

Na podzim 2011 byl vyhlášen vítěz soutěže na provedení stavby "Rekonstrukce koleje č. 1 v km 30,650- 38,616 trati Brno hl. n. – Havl. Brod". Stavba byla následně zahájena přípravnými prácemi. Přípravné práce na SO 4.1 byly zahájeny v lednu 2012 a probíhaly postupně až do 2. 4. 2012, kdy byla zahájena nepřetržitá výluka koleje č. 1. Po dobu nepřetržité výluky byla stabilita sousední koleje na mostě zajištěna pomocí dočasného pažení kotveného do nosné konstrukce mostu. Kontrolní prohlídka mostu podle předpisu SŽDC S5, která byla podkladem pro TBZ stavby, byla provedena dne 18. 5. 2012. Provoz v koleji č. 1 byl zahájen 22. 5. 2012. Následně byla zahájena nepřetržitá výluka v koleji č. 2. V této výluce se pracovalo již jen na mostě. Kontrolní prohlídka v kol. č. 2 byla provedena ve dnech 20. 6. a 25. 6. 2012. Provoz v koleji č. 2 byl zahájen 27. 6. 2012. Na mostě bylo zřízeno 2550 m^2 stříkané bezešvé izolace, 572 m nového zábradlí, 564 m nových železobetonových říms z betonu C30/73 a ocelové výztuže 10505, které bylo spotřebováno 11 t. Stavební práce probíhaly z montážní lávky kotvené ke zdivu mostu. Jako na každé stavbě, i zde byly provedeny změny proti schválenému projektu, například: změna typů dilatačních závěrů, kruhové revizní šachty z průmyslových prefabrikátů, jiné dělení říms v klenbové části mostu, kde byly objeveny nezdokumentované příčné dilatační spáry v nosné konstrukci, prostorové uspořádání na mostě sice vyhovuje pro VMP 2,5, ale bez předepsaných a projektem navržených rezerv, dodatečné prodloužení nových trub odvodňovačů apod. Některé z nich byly zcela zbytečné, jiné nedořešené (nakonec se pracovalo ve spěchu, přestože na řešení bylo od zahájení stavby času dost). Další změny, které byly z pohledu správce mostu nutné nebo potřebné, se obtížně prosazovaly (např. změna rozdělení říms v klenbové části) nebo se je prosadit nepodařilo (např. upuštění od zřízení nových odvodňovačů). Stavba i stavební objekt jsou v současné době ve zkušebním provozu, který byl prodloužen do 31. 3. 2013.

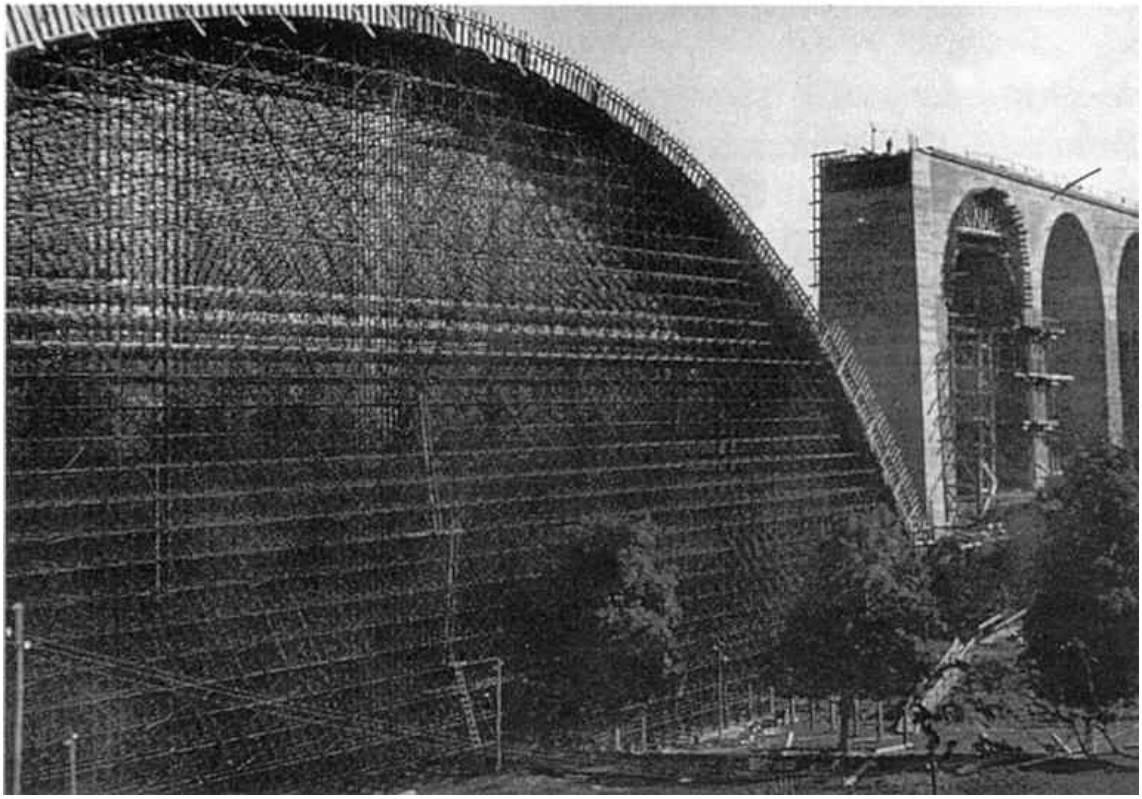
Přes určité problémy, které provázely realizaci sanačních a rekonstrukční zásahů, lze oprávněně očekávat, že dojde k výraznému prodloužení technické životnosti tohoto svým způsobem unikátního mostního objektu.

Pohled na most zprava

Literatura:

[1] Archivní dokumentace SŽDC, s.o., OŘ Brno

[2] Vaněk, M.: Diana Továrna na smrt 1944-1945, Nakladatelství a vydavatelství spolek přátel československého opevnění Brno, 2003



Podpěrná skruž oblouku. Rok 1951.

Pohled na viadukt zleva. Rok 2004.

Deformace zábradlí a vysouvání římsy u koleje č. 2 v oblasti pilíře č. 8. Rok 2005.

Detail vysunutých římsových bloků u koleje č. 2.

Detail vysunuté římsy u koleje č. 2. Tvrdá ochrana izolace neporušena. Rok 2007.

Vysunuté římsové bloky u koleje č. 2 v oblasti pilíře č. 8. Rok 2007.

Stav betonového zdiva klenbové části viaduktu v roce 2007.

Sanovaní betonu na rubu oblouk Rok 2007.

Realizace ochranného nátěru betonu. Rok 2007.

Dva pohledy na most po dokončení ochranného nátěru betonu. Rok 2008.

Čištění šachty nad pilířem č. 7. Rok 2008.

Materiál kolejového lože v prostoru za kyvnou stanou stěnou na pilíři č. 7. Rok 2008.

Stav dolního kloubu kyvné stěny na pilíři č. 7. Rok 2008.

Nová revizní šachta nad odvodňovačem ve vrcholu klenby, provádění hydroizolace v koleji č. 2. Červen 2012.

Provádění hydroizolace v koleji č. 2. Klenbová část viaduktu. Červen 2012.

Deformace zábradlí a posun římsových bloků u koleje č 2. Rok 2010.

Lešení na levé straně pilíře č. 8. Rok 2007.

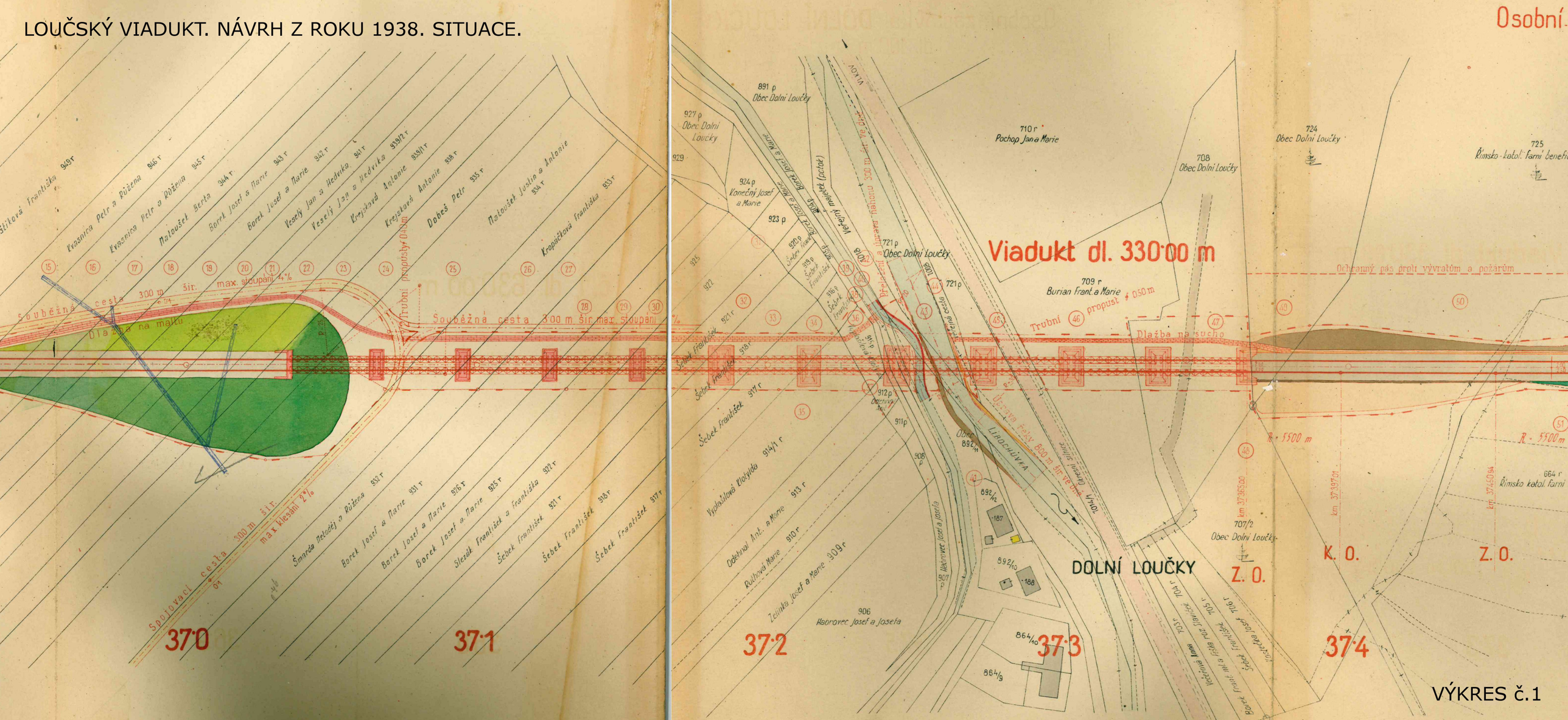
Prostor mezi kyvnými stěnami na pilíři č. 8. Pohled zleva. Rok 2007.

Otvor v krycí stěně na pilíři č. 8. Pohled zprava. Rok 2007.

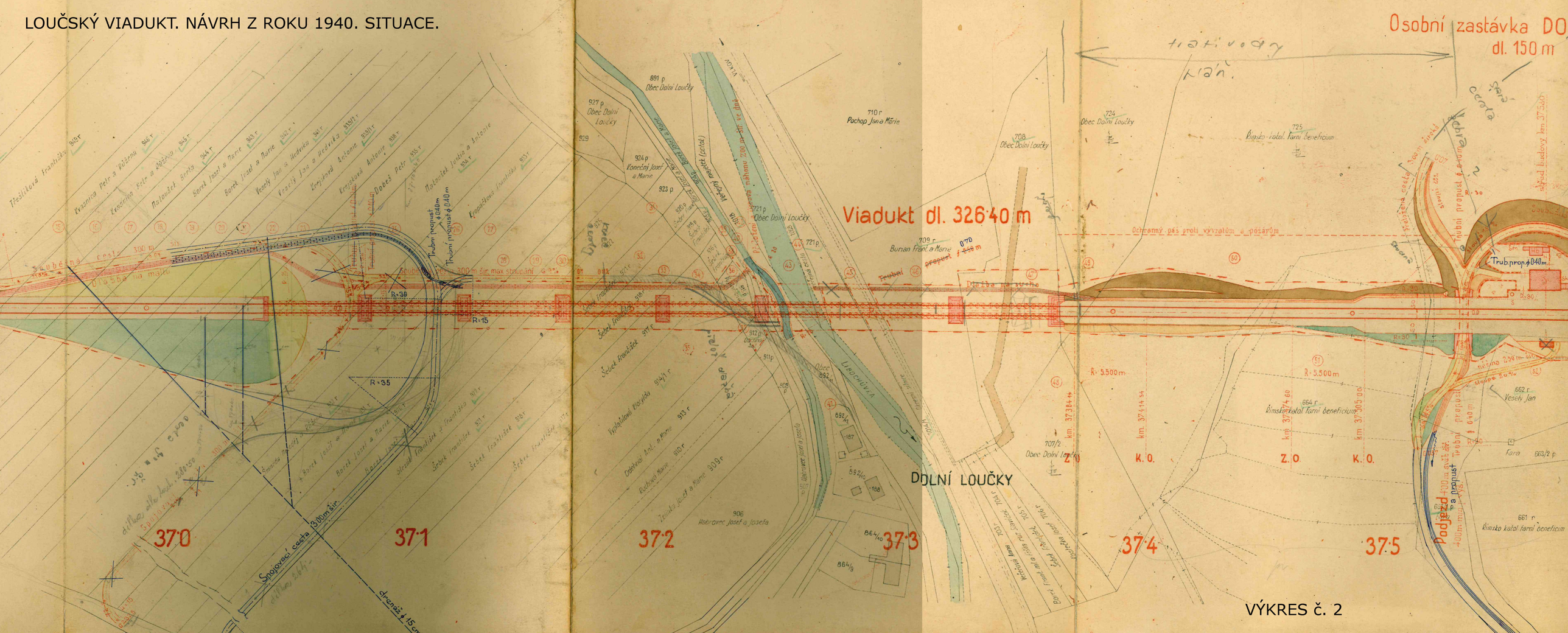
Dilatační spára a kyvná stěna na pilíři č. 7. Rok 2008.

Poštovní známka z roku 1955.

LOUČSKÝ VIADUKT. NÁVRH Z ROKU 1938. SITUACE.

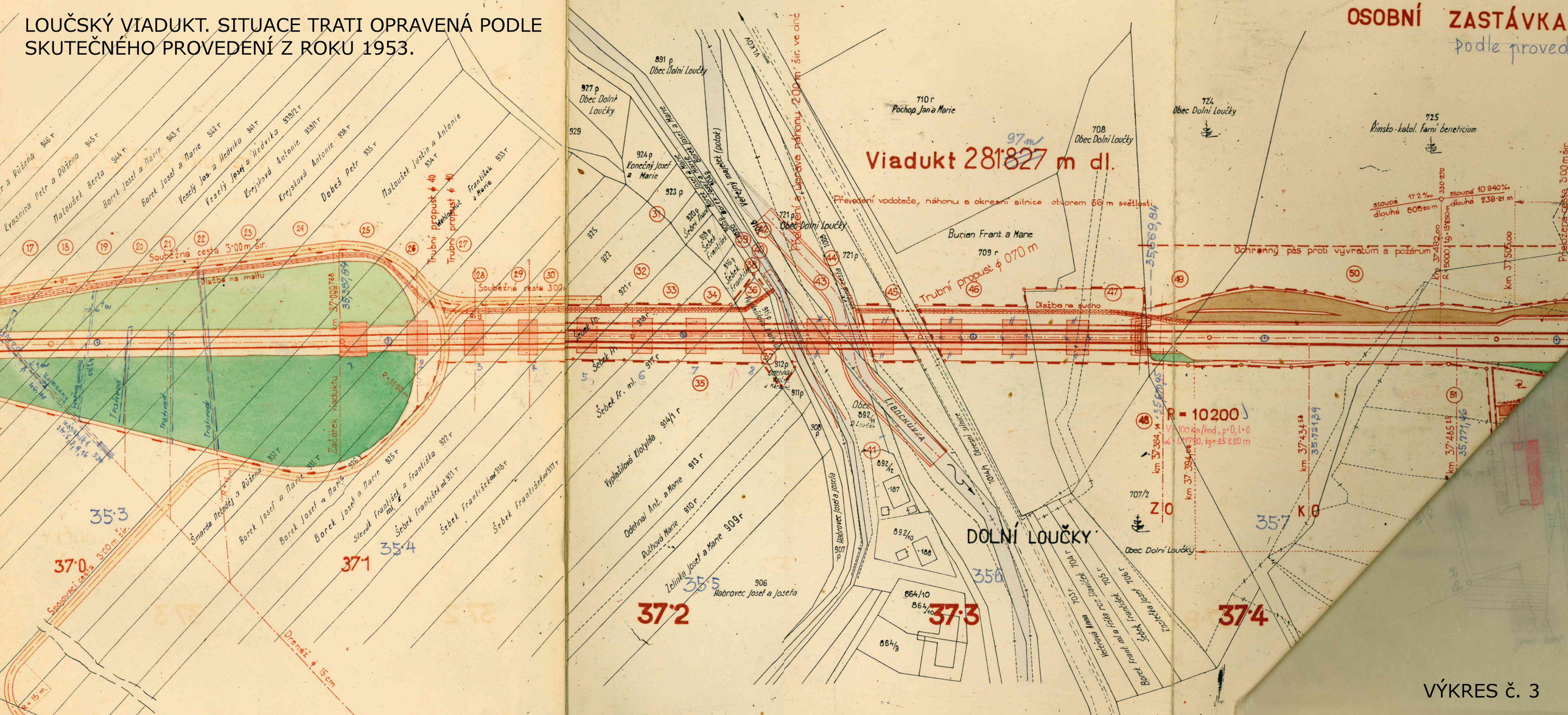


LOUČSKÝ VIADUKT. NÁVRH Z ROKU 1940. SITUACE.



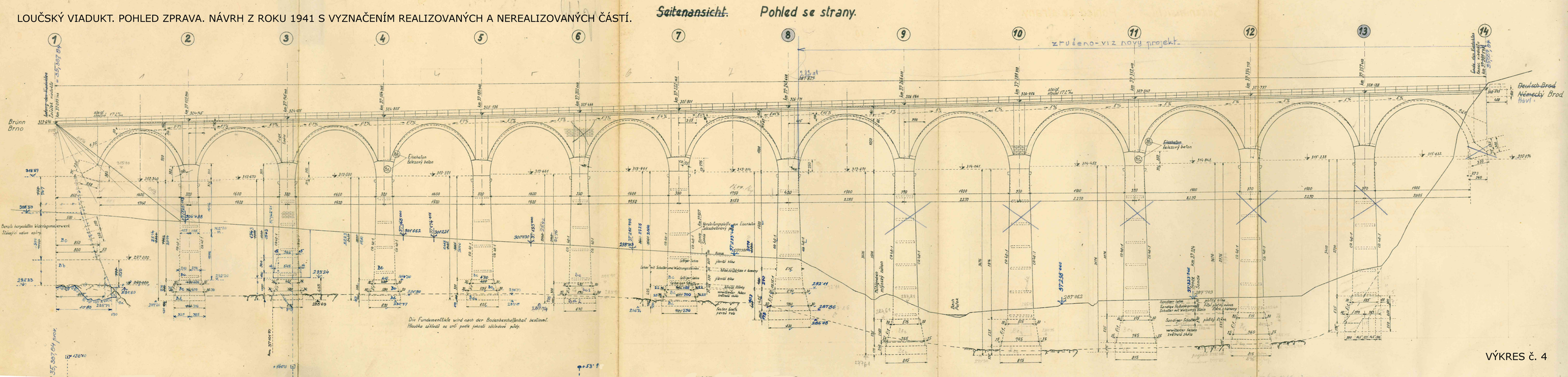
VÝKRES č. 2

LOUČSKÝ VIADUKT. SITUACE TRATI OPRAVENÁ PODLE SKUTEČNÉHO PROVEDENÍ Z ROKU 1953.



VÝKRES č. 3

LOUČSKÝ VIADUKT. POHLED ZPRAVA. NÁVRH Z ROKU 1941 S VYZNAČENÍM REALIZOVANÝCH A NEREALIZOVANÝCH ČÁSTÍ.



VÝKRES č. 4

LOUČSKÝ VIADUKT. POHLED ZPRAVA. SKUTEČNÉ PROVEDENÍ.

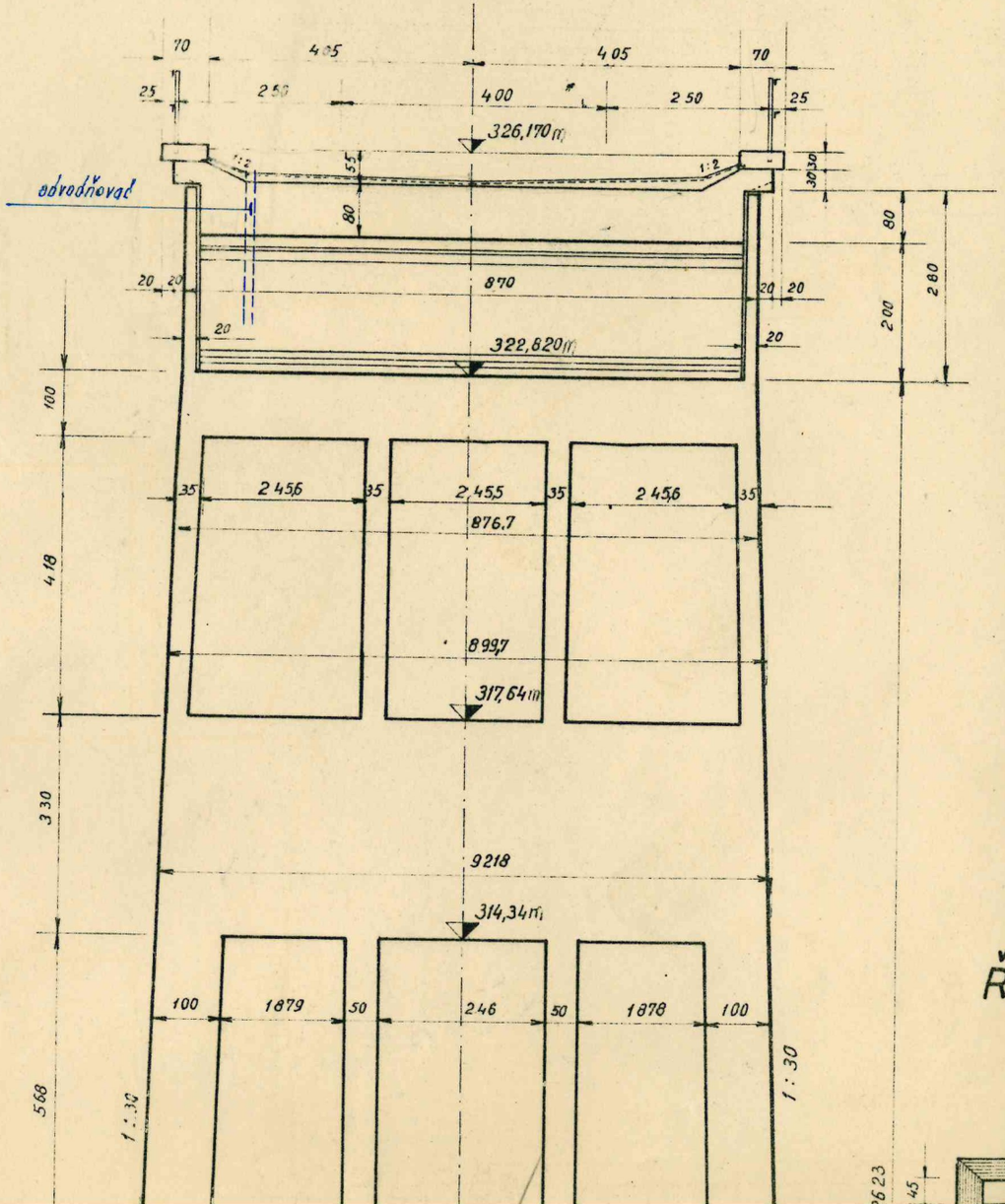
VÝKRES č. 5

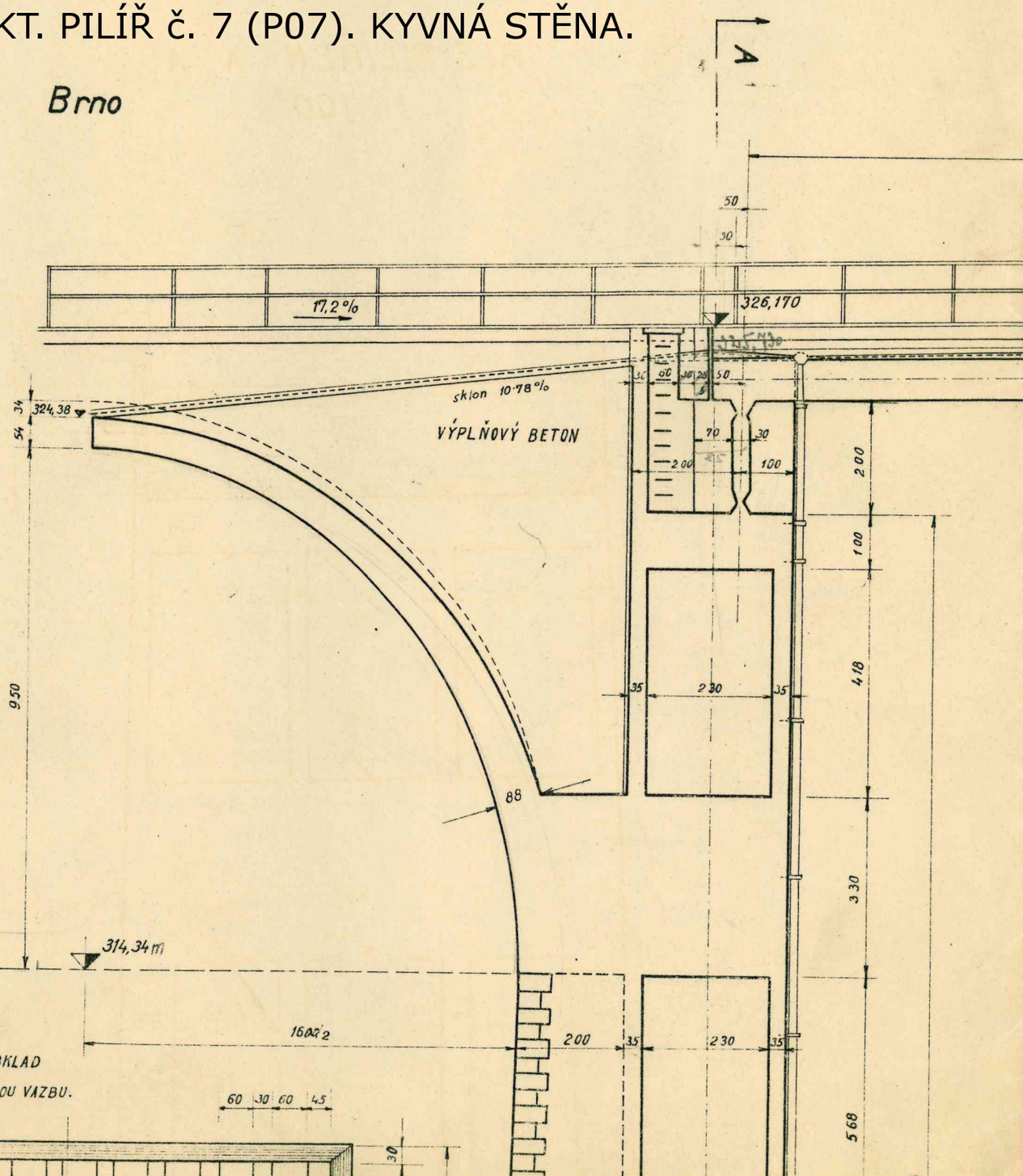
VÝKRES č. 6

LOUČSKÝ VIADUKT. PILÍŘ č. 7 (P07). KYVNÁ STĚNA.

Brno

ŘEZ PILÍŘEM A-A.
1 : 100



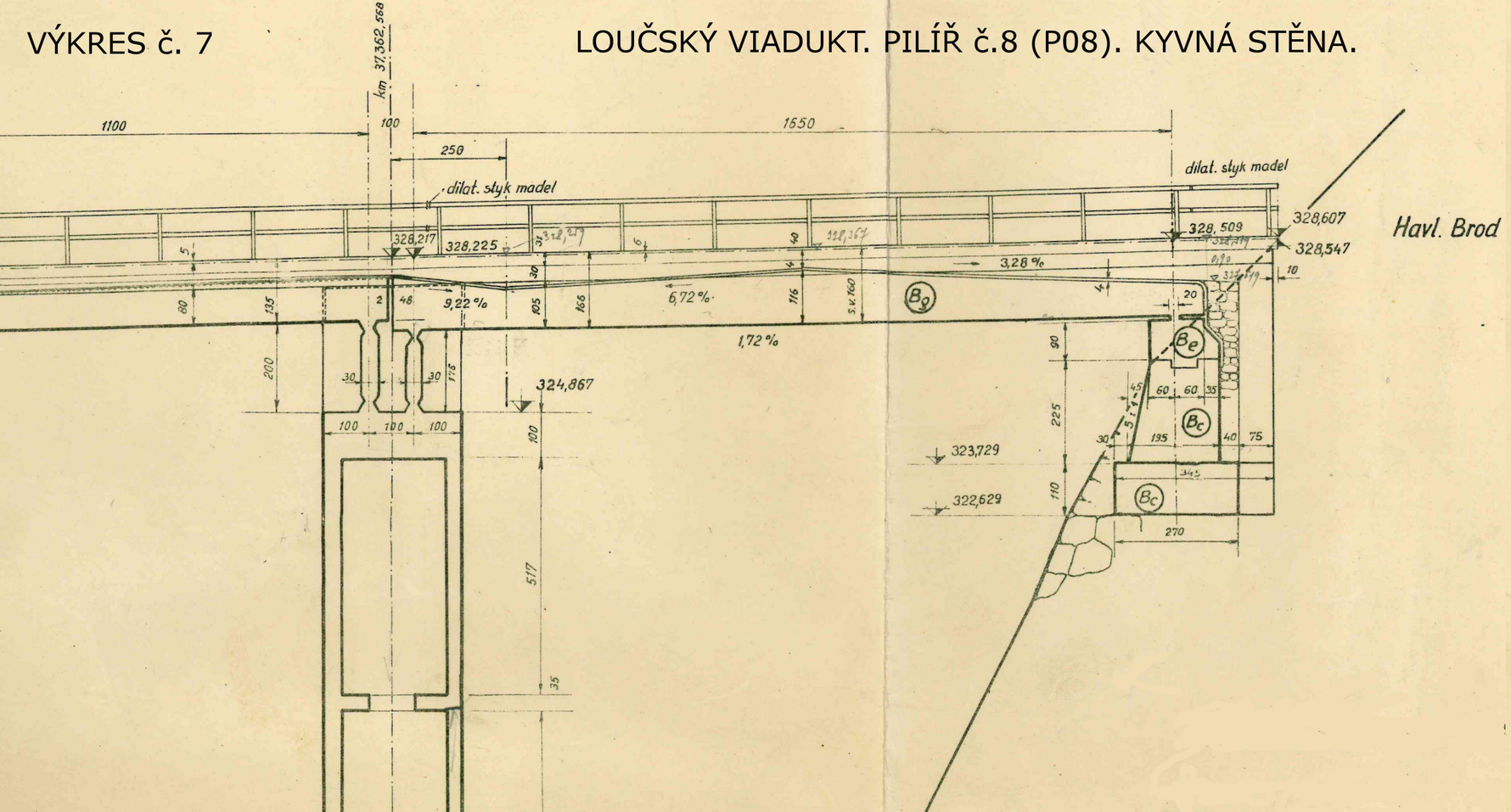


ŘEZ B-B.
1 : 100

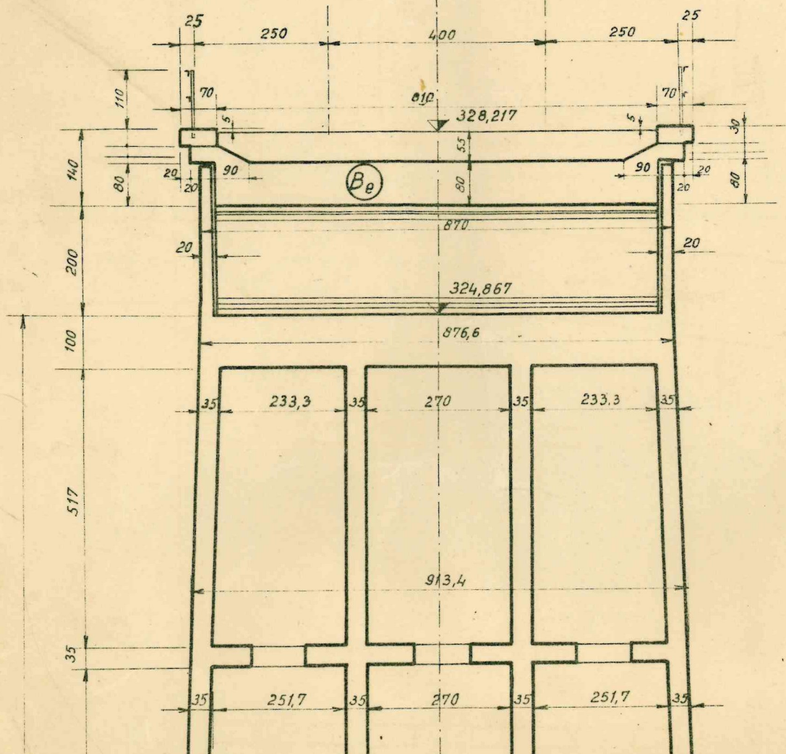
ŽULOVÝ OBKLAD
NA POLSKOU VAZBU.

VÝKRES č. 7

LOUČSKÝ VIADUKT. PILÍŘ č.8 (P08). KYVNÁ STĚNA.



PŘÍČNÝ ŘEZ PILÍŘEM 1 : 100.



Návrh ocelobetonového železničního mostu v km 0,401 trati Tábor – Bechyně

Ing. Antonín Pechal, CSc., Ing. Vojtěch Konečný, Ing. Petr Nečesal,
fy Ing. Antonín Pechal, CSc.
Ing. Tomáš Šlais, Ing. Pavel Rybár, Valbek, spol. s r.o.

Během roku 2012 proběhla rekonstrukce železničního mostu v km 0,401 na trati Tábor – Bechyně. Most se nachází v centru Tábora bezprostředně za vlakovou stanicí a převádí jednokolejnou trať přes ulici Budějovická. Jedná se o jeden ze tří táborských mostů, které jsou pro svou barvu označovány jako Černé mosty. Vzhledem k nevyhovujícímu stavu původního mostu, bylo přistoupeno k celkové rekonstrukci, zahrnující výstavbu nové nosné konstrukce i spodní stavby.

Stav mostu před rekonstrukcí a zdůvodnění stavby

Původní most byl tvořen jednopolovou ocelovou konstrukcí s prvkovou mostovkou z roku 1903. Spodní stavbu tvořily dvě masivní železobetonové opěry obložené lomovým kamenem. Opěry svou polohou nevyhovovaly výhledovému šířkovému uspořádání komunikace pod mostem. S ohledem na stáří a stav mostu bylo tedy rozhodnuto o celkové rekonstrukci, zahrnující výstavbu nové vrchní i spodní stavby. Byla zachována koncepce jednopolové konstrukce s tím rozdílem, že rozpětí mostu bylo zvětšeno z původních 15,3 m na 21,0 m.

Obr. 1 Pohled na původní most z ulice

Obr. 2 Pohled na původní most z tratě

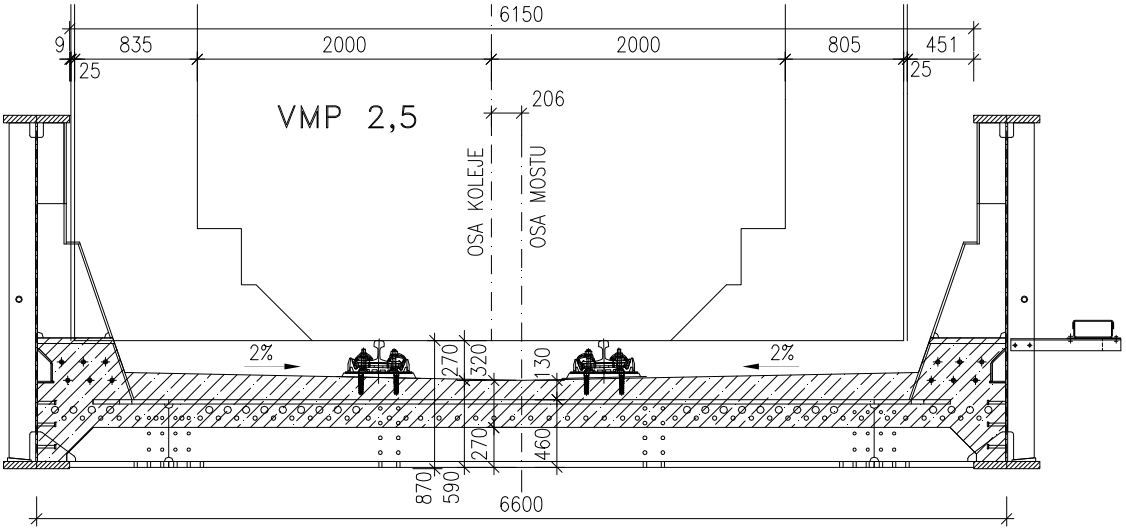
Celková koncepce mostu

Pro návrh vrchní stavby bylo podmínkou investora použití upravené vyzískané ocelové konstrukce mostu s prvkovou mostovkou. Vyzískaná konstrukce sloužila na trati Beroun – Zbiroh od roku 1991 až do roku 2009, kdy byla v rámci optimalizace trati nahrazena modernější konstrukcí s průběžným kolejovým ložem. Jedná se o šikmou ocelovou konstrukci s dolní prvkovou mostovkou o rozpětí 24,0 m. Hlavní nosný prvek tvoří dvojice svařovaných plnostěnných trámů o výšce 2400 mm. Hlavním úkolem bylo navrhnout nosnou konstrukci, která bude splňovat tyto podmínky:

– bude použita upravená vyzískaná ocelová konstrukce z roku 1991,
– rozpětí mostu bude 21,0 m,
– prostorová průchodnost na mostě bude VMP 2,5

– budou dodrženy návrhové parametry trasy:
  – oblouk s extrémním poloměrem R= 125 m
  – převýšení koleje p = 0 mm
  – traťová rychlost v = 20 km/hod.
  – sklon nivelety 30,7 ‰,
– s ohledem na průjezdný profil komunikace pod mostem a výškové vedení koleje bude stavební výška menší než 800 mm.

Vzhledem k výše uvedeným omezením byla nakonec zvolena ocelobetonová konstrukce tvořena původními hlavními nosníky a upravenými příčníky spřaženými s železobetonovou deskou. Aby byla stavební výška maximálně snížena, bylo navrženo přímé upevnění kolejnic, bez nutnosti použití průběžného kolejového lože.



Obr. 3 Příčný řez mostem

Zakládání

Na základě geologického průzkumu bylo zjištěno, že povrch území je tvořen navážkami o mocnosti 2,5 – 5,0 m s navazující vrstvou jílů a jílovitých písků. Skalní podklad (pararuly) se nachází v hloubce 6,0 m pod terénem. Založení spodní stavby mostu je proto navrženo hlubinné. Opěra 02 je založena pomocí vrtaných velkoprůměrových pilot Ø 860 mm, délky 8,50 m v celkovém počtu 9 ks. U opěry 1 nebylo možné použít stejnou technologii z důvodu omezeného přístupu pod obcházejícím vedením parovodu a dále z důvodu vrtání přes stávající základ původní opěry. Proto zde bylo v projektu navrženo založení pomocí vrtaných mikropilot Ø 108/16 z oceli S355J0. Mikropiloty byly navrženy délky 7,50 m s délkou kořene 4,50 m. Celkový počet mikropilot na opěru je 37 ks.

Spodní stavba

Krajní opěry mostu jsou navrženy jako masivní monolitické z betonu C30/37. Výška opěr je 4,35 m (opěra 1) a 3,75 m (opěra 2). Součástí opěr jsou konzolová rovnoběžná křídla tl. 0,6 m. U levých křídel obou opěr je navržen nálitek se zabetonovaným svorníkovým košem pro dodatečné kotvení trakčních podpěr. U opěry 1 jsou do dříku zabetonovány dvě ocelové konzoly pro osazení parovodu v definitivní poloze. Mostní konstrukce se nachází v oblasti městské památkové rezervace, a proto zde byl požadavek MěÚ Tábor na provedení opěr z kamene nebo případně s kamenným obkladem. Návrh byl proveden ve variantě dodatečné kotveného obkladu z žulových kvádrů jako hrubé řádkové zdivo.

Obr. 4 Výstavba nové opěry

Obr. 5 Opěra po dokončení

Nosná ocelová konstrukce

Hlavní nosnou konstrukci tvoří dvojice plnostěnných svařovaných I-nosníků. Z původní šikmé konstrukce byly odříznuty konce hlavních nosníků tak, aby vznikla kolmá konstrukce o rozpětí 21,0 m. Osová vzdálenost hlavních nosníků 6 600 mm zůstala zachována. Celková délka nosné konstrukce je 21 700 mm. Horní a dolní pásnice mají po délce konstantní šířku 450 mm. V poli jsou pásnice tlusté 50 mm, u opěr jsou oslabeny na tloušťku 30 mm. Pásnice jsou na koncích HN uzavřeny čelním plechem P10. Dolní pásnice je v místě uložení na ložiska rozšířena na průřez 520 × 40 mm. Konce horních pásnic HN jsou zúženy o 30 mm, tak aby nezasahovaly do VMP. Stěna hlavních nosníků má konstantní průřez 14 × 2300 mm. Stěna HN je z vnější strany vyztužena jednoduchými příčnými výztuhami z P12 x 180 mm po 3 500 mm (vzdálenost příčníků). Vnější příčné výztuhy jsou k DP hlavního nosníku připojeny pomocí klínků. K HP hlavních nosníků jsou příčné výztuhy přivařeny. Z vnitřní strany jsou HN vyztuženy příčnými výztuhami tvaru T. Stěna výztuhy je z P12 x 180 mm, pásnice P14 x 150 mm. Napojení vnitřní výztuhy na příčník je provedeno lineárním náběhem výšky výztuhy. Na stěnách HN a na příčných výztuhách jsou v dolní části přivařeny spřahovací trny ϕ 19 mm délky 125 mm. Na styku s ŽB deskou mostovky je na vnitřní straně stěny HN navržen ochranný okopnicový plech. Z vnější strany hlavních nosníků je k příčným výztuhám přivařeno revizní trubkové madlo. Z vnější strany pravého hlavních nosníků jsou k příčným výztuhám připojeny konzolky z úhelníků pro uložení žlabu převádějícího IS.

Hlavní nosníky jsou po vzdálenosti 3500 mm propojeny příčníky. Příčníky původní konstrukce jsou sníženy na výšku 460 mm. Horní pásnice a přilehlá část stěny příčníku byla odstraněna a následně byla dovařena nová horní pásnice z P30 × 250 mm. Díky náběhům na spodní straně mostovky jsou kromě dolní pásnice příčníky kompletně obetonovány ŽB deskou. Spřažení příčníků s ŽB deskou je zajištěno stejně jako u zabetonovaných nosníků pomocí adheze mezi ocelí a betonem a protažením betonářské výztuže přes stěnu příčníku otvory ϕ 30 mm. Spolupůsobení v krajních třetinách příčníku je navíc zajištěno pomocí otvorů ϕ 50 mm v horní části stěny a pomocí spřahovacích trnů na konci příčníku. Spřahovací trny jsou přivařeny na stěny a příčné výztuhy HN. Jsou požity trny ϕ 19 mm délky 125 mm. Koncové příčníky jsou zesíleny na výšku 600 mm. Zvětšení výšky příčníku je dosaženo lineárním výškovým náběhem u DP. Délka náběhu je 700 mm. Výška příčníku v místě montážního styku je 460 mm a je shodná s výškou běžných příčníků. Horní pásnice je tedy ve stejné výšce jako horní pásnice běžných příčníků. Montážní styky příčníků jsou navrženy jako celosvařované v místě původních šroubových styků.

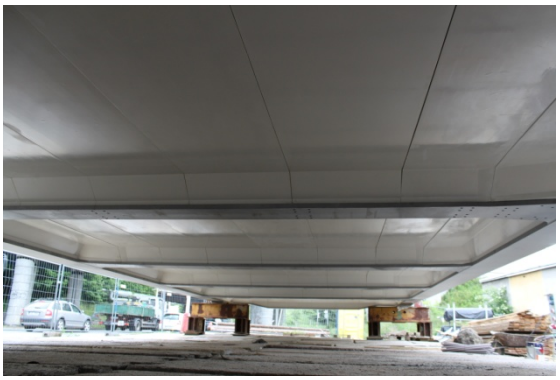
Nosná konstrukce je uložena na opěry prostřednictvím původních repasovaných ocelových ložisek 2P-2 resp. 2V-2.

Obr. 6 Ocelová konstrukce na předmontážní plošině

ŽB deska mostovky a železniční svršek

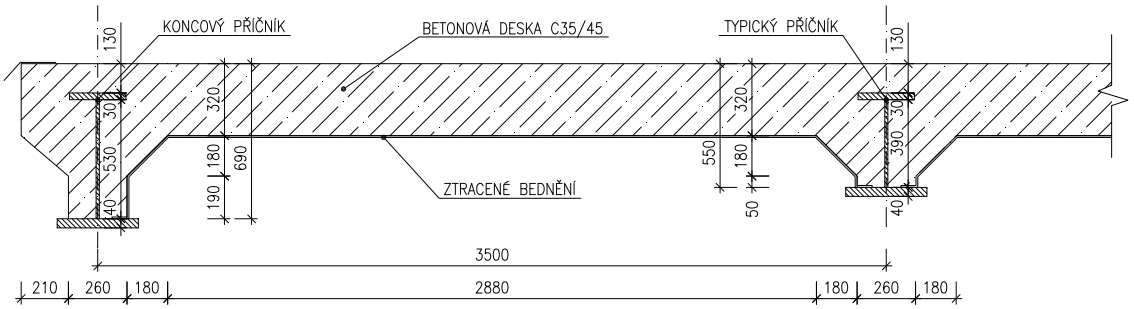
Spřažená monolitická mostovka je z betonu C35/45 a vyztužena ocelí B500B. Spřažení je provedeno prostřednictvím ocelových spřah. trnů, protažením betonářské výztuže přes stěnu příčníku a otvory ve stěnách příčníků. Celková šířka ŽB desky mostovky je 6586 mm. V příčném řezu je dolní povrch desky vodorovný, horní povrch je v dostředném sklonu 2 % z důvodů odvodnění povrchu desky. Min. tloušťka ŽB desky je tedy v úžlabí a má hodnotu 320 mm. V úžlabí desky je u nižší opěry 2 umístěn odvodňovač a na horním povrchu desky jsou z polymermalty vytvořeny „hrázky“, které zajišťují svedení vody z krajních částí desky do odvodňovače. V místě napojení ŽB desky na hlavní nosníky a příčníky jsou ze spodní strany desky provedeny náběhy na dolní pásnice. V místě příčných výztuh hlavních nosníků jsou na horním povrchu desky provedeny nálitky. Ty zabraňují vzniku nežádoucích koutů, ve kterých se drží nečistoty a není z nich zajištěn odtok vody. Při betonáži mostovky byly na horním povrchu desky vynechány kruhové otvory ϕ 100 mm a hloubky 140 mm, do kterých byly následně kotveny upevňovadla železničního svršku. Poloha výztuže byla upravena tak, aby nezasahovala do těchto otvorů.

Obr. 7 Osazení desek ztraceného bednění



Obr. 8 Podhled ztraceného bednění

Nad každým druhým příčníkem je v ŽB desce provedena zatěsněná spára hloubky 25 mm. Horní povrch desky je zaizolován přímopochozí bezešvou izolací. Železniční svršek na mostě je S49 s přímým upevněním na betonové desce mostovky. Je použit systém upevňovadel VOSSLOH DFF 300-1. Zalití kotevních šroubů je provedeno polymermaltou.



Obr. 9 Podélný řez ŽB deskou mostovky

Výstavba mostu

Pro realizaci stavby byla odsouhlasena nepřetržitá traťová výluka v délce 56 dní. Po zahájení výluky byly před demolicí stávajícího mostu provedeny nezbytné přeložky kabelů vedených po mostě a zajištěno provizorního podepření parovodního vedení zavěšeného na lící stávající opěry 1. Provoz parovodu mohl být přerušen pouze krátkodobě pro přepojení na nové vedení po ukončení výluky. Stávající OK konstrukce byla snesena z opěr a uložena vedle mostu, kde byla rozřezána a odvezena k likvidaci. Následně byly zahájeny práce na nové spodní stavbě.

Obr. 10 Armování mostovky

Obr. 11 Přímé upevnění koleje

Souběžně s výstavbou spodní stavby probíhala i výroba nosné OK. Nejprve bylo nutno převést původní konstrukci z depozitu v Záboří nad Labem do prostor mostárny. Zde byla následně konstrukce rozebrána, otryskána a byly provedeny požadované úpravy, včetně nové PKO. Po úpravě původní konstrukce byly jednotlivé části OK převezeny na stavbu a na předmontážní plošině svařeny v jeden celek. Montážní dílce tvořily hlavní nosníky a příčníky, celková hmotnost OK byla cca 42 t. Pro betonáž mostovky bylo původně uvažováno s použitím stacionárního bednění zavěšeného do ocelové konstrukce mostu. Z důvodů zkrácení doby výstavby se zhotovitel stavby rozhodl pro použití ztraceného bednění z vyztužených panelů ze skleněných vláken od firmy ABM. Tyto panely byly spolu s kompletním armokošem mostovky osazeny do ocelové konstrukce ještě na předmontážní plošině a následně byla celá vystrojená konstrukce vložena autojeřábem do mostního otvoru na hydraulické lisy. Po podlití ložisek plastmaltou

byly druhý den ložiska aktivována a práce pokračovaly betonáží spřažené desky. Betonáž mostovky proběhla v jednom taktu za plného provozu pod mostem.

Realizace přímopochozí izolace na povrchu spřažené desky byla provedena až po ukončení výluky za provozu ve vlakových pauzách.

Obr. 12 Pohled na most z ulice

Obr. 13 Pohled do mostu

Zatěžovací zkouška

Před uvedením do provozu byl most podroben statické zatěžovací zkoušce. Jako zatěžovací vozidlo byl použit vůz EDK 750 s protizávažími o celkové hmotnosti 143 t. Nosná konstrukce vyhověla a most mohl být v červenci 2012 uveden do provozu.

Obr. 14 Zatěžovací zkouška původního a nového mostu

Základní údaje o stavbě:

Investor:	Správa železniční dopravní cesty, s.o., Stavební správa Plzeň
Projektant stavby:	Valbek, spol. s r.o., středisko Plzeň
Projektant NK:	Ing. Antonín Pechal, CSc. Projektové a inženýrské služby Brno
Zhotovitel stavby:	EDIKT a.s.
Výroba a montáž OK:	OK-BE spol. s r.o.

Integrální a semi-integrální mosty obecně a na žel. vysokorychlostních tratích v Německu

Ing. Karel Dahinter, CSc.

Ing. Josef Kubíček, CSc., Kubíček Consult Liberec

Integrální a semi-integrální mosty (ISM) obecně. Použití a rozšíření ISM v USA. Železniční mosty na vysokorychlostních tratích Spolkových drah SRN od začátku výstavby těchto tratí. Příklady použití. Založení ISM. Interakce opěra/zásyp. Přechodové konstrukce. Zvláštnosti návrhu a výpočtu ISM. Nové ISM na vysokorychlostních tratích Spolkových drah.

Úvod

Integrální mosty jsou tak staré, jako mostní stavitelství samo. Přírodní kamenné oblouky v Utahu, obdivované kamenné římské mosty o délce mnoha set metrů, např. Pont du Gard, stejně tak jako mnohakilometrové akvadukty jsou integrální mosty. Rozvoj železnice od samého počátku nebyl bez mostů vůbec myslitelný. A opět byly nejprve budovány, právě po vzoru starých římských mostů, kamenné a cihlové viadukty, prováděné beze spár a bez ložisek, vždy jako integrální mosty. Jako příklad lze uvést Sychrovský viadukt na trati Liberec-Turnov nebo v Německu známý cihlový viadukt přes údolí Goeltzsch z roku 1851, délky 574 m, který je provozovanou technickou kulturní památkou.

I když bylo v posledních 50 letech dosaženo velkého technického pokroku ve vývoji mostního příslušenství všeho druhu, zejména mostních závěrů a ložisek, přesto se ukazuje, že jeho životnost je časově omezená, vyžaduje udržování i výměnu a je náročná jak časově, tak i finančně. Proto jsou hledány způsoby, jak tyto mostní části z velké části vyloučit. Jednou z cest je opětovné zavedení na údržbu méně náročných mostů integrálních, případně semi-integrálních.

Zásadně by se však mělo **předem** rozhodnout, jaký most se má postavit. Buď plně přístupný, opravitelný a vyměnitelný nebo most z větší části bezúdržbový, integrální. Rozhodujícím kriteriem by měla být **celková cena objektu**, tedy kromě ceny novostavby i cena za jeho údržbu po celou dobu životnosti.

Integrální a semi-integrální mosty (ISM) obecně

Integrálními mosty byly již v minulosti všechny mosty s nadnásypem, dále rozpěrákové konstrukce a jednoduché rámy, často i vícepolové sdružené rámy bez ložisek a mostních závěrů. Mezilehlé podpěry mohou být do nosné konstrukce a základů buď vetknuty, nebo jsou opatřeny bezúdržbovými vrubovými klouby. Posuvy konců integrálních mostů jsou zajištěny vhodnou úpravou nosné konstrukce a přechodovou deskou, ve vozovce pak vhodnou zálivkou, případně podpovrchovými závěry.

V případě konstrukcí o více polích mohou být na opěrách instalována ložiska a povrchové mostní závěry a vytváříme mosty semi-integrální.

Mezi hlavní výhody integrálních mostů, pro investory a správce, patří zejména snížení nákladů investičních i udržovacích a kratší doba výstavby jednoduššího objektu.

Jako další přednosti lze uvést možnost navržení štíhlejší nosné konstrukce vlivem vetknutí do podpěr, které se všechny podílejí na přímém přenosu vodorovných sil z konstrukce do podloží a mohou být též štíhlejší, což přináší i zjednodušení založení objektu.

Je nutno zdůraznit, že ne ve všech případech jsou ISM vhodné. Pro jejich použití musí být splněny některé podmínky, plynoucí z podélné disposice, výšky nad terénem a vhodných geologických podmínek. U železničních mostů pak záleží na vhodném typu nosné konstrukce, umožňujícím převzetí velkých brzdných a rozjezdových sil (oblouk, rám, lomený oblouk apod.)

Integrální a semi-integrální mosty v USA

Integrální a semi-integrální mosty dosáhly rozšíření v několika státech USA a to tam, kde jedinci dokázali tyto konstrukce prosadit u DOT (Department of Transportation) [1]. Jak v USA, tak ale i např. ve Španělsku [2] jsou jako integrální prováděny především mosty silniční, většinou jako spřažené konstrukce ocel/beton. Některé detaily uspořádání opěr, pilířů a přechodových desek jsou odlišné proti našemu pojetí, pravděpodobně vlivem jiných klimatických podmínek. Na příklad založení většiny mostů je na jedné řadě ocelových beraněných pilot ze širokopřírubového I-profilu, s přírubami rovnoběžnými s podélnou osou mostu, které by v našich podmínkách nebylo možno uplatnit z hlediska životnosti, bludných proudů apod.

V těch státech USA, ve kterých jsou integrované mosty používány, se ustálilo několik hlavních podmínek pro použití těchto konstrukcí bez podrobnějšího posouzení:

– délka je limitována hodnotou 91 m,
– mosty o více polích je nutno provádět jako spojité,
– šikmost mostů podléhá omezení
– opěry jsou zakládány na jedné řadě pilot,
– za opěrami jsou požadovány přechodové desky,

Kromě toho existuje v různých státech řada dalších podmínek, které mohou být i vzájemně odlišné.

Vývoj předpisů pro mosty na vysokorychlostních železničních tratích v Německu

Spolkové dráhy v Německu si v roce 1980 objednaly pro výstavbu sítě tratí pro vysoké rychlosti tzv. „rámcové směrnice“ pro výstavbu mostních objektů [3] [4]. Nejprve byly uvažovány nosné konstrukce z prostých polí typových délek 25, 44 a 58 m, prováděné jako monolitické jednokomorové průřezy pro obě koleje. Důležitou podmínkou uplatněnou v těchto „rámcových směrnicích“ byla **opravitelnost a vyměnitelnost jak mostního příslušenství, tak i celých nosných konstrukcí** při minimálním přerušení provozu. U dlouhých mostů je k jedné opěře příjezdová cesta a na boku opěry jsou vjezdová vraty pro příjezd do opěry a do komory nosné konstrukce v celé délce mostu. Přístup do dutých pilířů je možný jednak shora, otvorem mezi čtveřicí ložisek, jednak zdola dveřmi u paty pilíře. Pilířem vede schodiště.

Další nutnou podmínkou těchto konstrukcí byla **vyměnitelnost nosné konstrukce** v krátké provozní pauze. Předpokládalo se zhotovení nové nosné konstrukce na jedné straně vedle mostu na skruži, vysunutí stávající nosná konstrukce příčně na druhou stranu v krátké výluce a po osazení nových ložisek příčně zasunutí nové nosné konstrukce. Provádění mostů z prostých polí bylo prováděno monoliticky na výsuvné skruži, v některých případech byla jako skruž použita samonosná betonová konstrukce skruže tvaru U.

Již několik let po vypracování „rámcové směrnice“ byla tato rozšířena i na spojité nosné konstrukce, pro které platila všechna výše uvedená pravidla, včetně vyměnitelnosti. Nejzdařilejšími reprezentanty těchto konstrukcí jsou mosty přes údolí Mohanu u Veitshöchheimu a u Gemünden, zmíněné např. v [5]. Postupem času byly „rámcové směrnice“ vylepšovány, až se dospělo k „doplňkovým rámcovým směrnicím“, jejichž hlavním cílem bylo odstranění komplikovaných, obtížně proveditelných detailů tím

způsobem, že při provádění jednotlivých částí byl vyplňován dotazník, který byl průběžně zasílán zpracovateli „doplňkových rámcových směrnic“ a po zvážení důvodů byla ihned provedena změna, vedoucí ke zvýšení kvality objektů. Tímto způsobem byly provedeny hlavní tahy vysokorychlostních železnic v západní části SRN.

Integrální a semi-integrální mosty u Německých spolkových drah

Vedení železniční správy SRN zodpovědné za stavbu mostů na vysokorychlostních tratích od samého začátku úzce spolupracuje s předními mostními odborníky v zemi. V posledních letech byli k přípravným pracím na dalších mostních objektech vysokorychlostních tratí, probíhajících převážně ve východní části SRN, pozváni další mostní odborníci. Bylo provedeno zevrubné **zhodnocení dosavadního stavu** provádění a kvality těchto mostů a následně byla nastoupena odlišná cesta od dosavadních zvyklostí. Namísto požadavku dokonalého přístupu ke všem částem mostu, což vyžadovalo zejména u sloupů, ale i u nosných konstrukcí značné rozměry příčného řezu, byl položen důraz na štíhlejší průřezy nosných konstrukcí a sloupů, na konstrukce bez ložisek a s minimálním počtem přechodových konstrukcí. Jsou tedy preferovány **železniční mosty nové generace, integrované a semi-integrované**. Tyto se vyznačují, kromě obecně platných pravidel, změněným přístupem k zakládání těchto mostů a k analýze vlivů založení na celkovou konstrukci. (**Více v článku na CD**)

Poradní sbor Německých spolkových drah pro mosty

Železniční správa Spolkových drah ustavila osmičlenný „Poradní sbor pro mosty“ ve kterém je pět zástupců dráhy a tři zástupci projektových složek. Cílem poradního sboru je též podpora inovativních řešení. Předmětem práce tohoto sboru je obecné definování požadavků při projektování a provádění železničních mostů. Důraz je kladen na porovnání vhodných variantních řešení se zřetelem k okrajovým podmínkám. Přitom není rozhodující pouze hledisko volby technologie nebo dopravy a celková hospodárnost navržených objektů, což znamená kromě nákladů na stavbu objektu i náklady na údržbu během životnosti mostu, ale i jeho začlenění do okolí.

Poradní sbor také svými stanovisky podporuje prosazování optimálních řešení vůči veřejnosti. Kromě toho se poradní sbor účastní přímo projednávání jednotlivých projektů s cílem dosažení nejlepšího řešení. Bylo stanoveno, že posouzení poradním sborem podléhají všechny objekty nad 2 mil. euro. V závislosti od polohy objektu a jeho velikosti je následně rozhodnuto, kterým částem se poradní sbor věnuje.

Směrnice „Ztvárnění železničních mostů“

Na doporučení Poradního sboru pro mosty byla vypracována směrnice „Ztvárnění železničních mostů“. Ta poskytuje všem, kteří se podílejí na projektování železničních mostů na vysokorychlostních tratích vodítko, jak pro dané aktuální místo navrhnout technicky, architektonicky i finančně přiměřený objekt. Přitom není tato směrnice chápána jako strnulý předpis, nýbrž naopak jako otevřený dokument, který je průběžně doplňován, na základě získaných zkušeností.

Zvláštní důraz je ve směrnici kladen na místo, ve kterém se objekt nachází. Zejména u dlouhých údolních mostů je toto hledisko velmi důležité, a proto jsou v těchto případech přednostně navrhovány integrální a semi-integrální mosty. Směrnice se zmiňuje i o tom, že v letech po dokončení sítě vysokorychlostních tratí, bude zapotřebí věnovat zvýšené úsilí obnově a rekonstrukci stávajících, často velmi starých mostů.

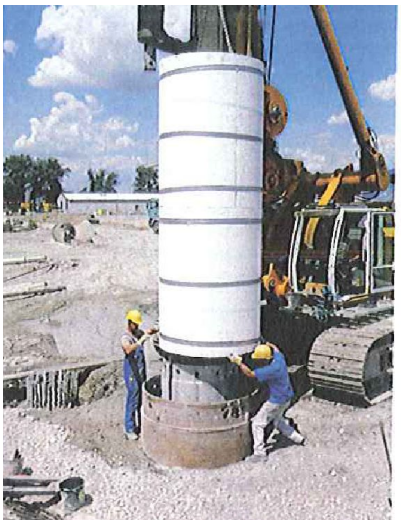
Ve směrnici je uvedeno, že zvláštní péči je nutno věnovat i nejmenším mostům včetně podchodů pro pěší, neboť tyto objekty jsou pro cestující veřejnost nejdostupnější.

Zakládání integrálních a semi-integrálních mostů

Založení opěr integrálních mostů o jednom poli je navrženo dle podmínek podloží buď plošné, nebo pilotové. V druhém případě projektant rozhodne na základě předběžného výpočtu, jestli na jedné, nebo dvou řadách pilot.

U integrálních mostů o více polích bude zpravidla výhodné založení na jednořadých pilotových základech [6]. Podle geometrie a založení objektu uspořádá projektant tuhosti jednotlivých podpěr a délky pilot tak, aby obdržel optimální výsledek.

Jestliže jsou pilíře i opěry mostu založeny na jednořadých pilotových základech, je kvůli zvýšení pružnosti soustavy vhodné použití podpěr i pilot s menším modulem pružnosti betonu. Vrtané piloty volíme lépe menšího průměru, nejlépe vetknuté do skalního podloží. Současná vrtací technologie špičkových zhotovitelů pilot umožňuje bezpečné zavrtání do skalního podloží. V případech, plovoucích pilot se doporučuje, s ohledem na vodorovné deformace pilot, nepočítat při výpočtu svislé únosnosti pilot s plášťovým třením v horní části, cca. 2-3 m. Rovněž je možné tuto horní část piloty, která se nepodílí na přenosu svislého zatížení, opatřit obalem z polystyrénu. Obr. 1a a 1b.



Obr. 1a

Obr. 1b

Kromě zakládání na vrtaných velkoprůměrových pilotách je třeba uvažovat i s dalšími možnostmi. Na příklad silniční integrovaný most z předpjatého betonu o jednom poli, přes vodní kanál Mohan-Dunaj v Berchingen o rozpětí 106,5 m, byl založen na podzemních stěnách hloubky 22,0 m, 4 ks na opěru průřezu 1,0 x 6,5 m, uspořádaných rovnoběžně s podélnou osou mostu. [7].

U integrálních a semi-integrálních mostů bude při návrhu zakládání zapotřebí zvýšená součinnost mezi zpracovatelem geotechnického posouzení a projektantem objektu. Od geotechnika bude nutno požadovat skutečné, nikoliv „bezpečné“ hodnoty, např. součinitele boční ložnosti, a to maximální a minimální, pro obě bude nutno provést posouzení jak pilot, tak i celé soustavy.

Velmi názorný příklad příčného zasunutí, celého plošně založeného dvojkolejného železničního integrálního mostu o dvou polích na hlavní trati v Mnichově během víkendové výluky, podává [8].

Pohled na železniční semi-integrální mosty z hlediska technické kontroly podává [9].

Interakce opěra/zásyp

Ve statickém výpočtu integrálních mostů musí být brán zřetel na spolupůsobení objektu se zásypem za opěrou.

Při délkových změnách objektu, které se vyskytují v obou směrech (směrem k zásypu při kladných teplotách i opačným směrem při záporných teplotách) působí na rubu opěry střídavě aktivní, klidový a pasivní zemní tlak podle známé křivky, vyjadřující průběh zemního tlaku v závislosti od posuvu stěny. Podle výšky opěry a způsobu založení dochází buď k posunu, nebo k pootočení kolem paty opěry. Cyklickým opakováním tohoto oboustranného pohybu vlivem teploty je způsobováno postupné zhutňování zásypu, podobné, jako bylo zjištěné např. u stěn zdymadel. Při tomto opakovaném zhutňování dochází k poklesu vrstev těsně za opěrou. Tento pokles však nepůsobí na celou výšku a je i časově závislý.

Z těchto poznatků se vycházelo při stanovení hodnot součinitelů aktivního zemního tlaku i pro jeho pasivní mobilizaci [10]. Protože je zásyp opěr prováděn zpravidla z kvalitního nesoudržného materiálu, byly v návrhu německé normy, za těchto podmínek, stanoveny tyto hodnoty pro výpočet zemního tlaku:

– tíha zeminy $\gamma = 19\ kN/m^3$,
– úhel vnitřního tření zeminy $\phi = 35°$,
– úhel tření na rubu pro aktivní tlak $\delta_a = 0$, pro pasivní tlak $\delta_p = 2/3 \times 35°$,

Tomu odpovídají výpočtové hodnoty součinitelů zemního tlaku (dle Culmanna):

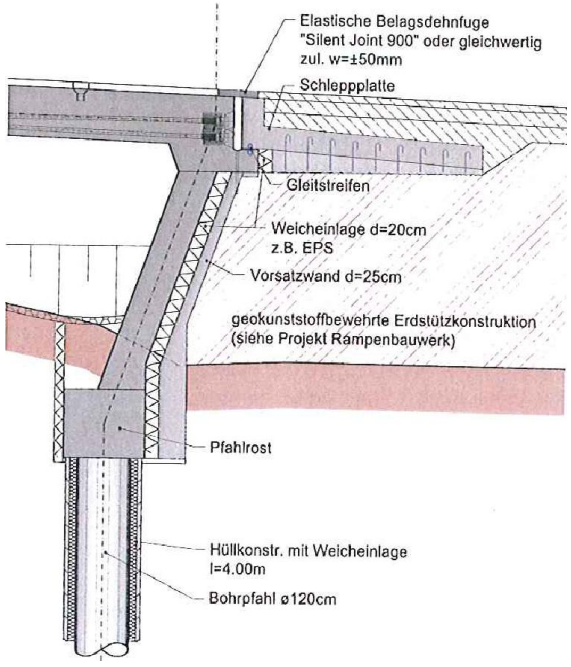
– aktivní $k_a = 0,27$
– v klidu $k_o = 0,43$
– pasivní $k_p = 9,23$

Na základě provedených zkoušek byly stanoveny křivky rozdělení mobilizovaného zemního tlaku na rubu opěry, pro různé poměry relativního posunu **s**, vztaženého k výšce opěry **h**. Tomu odpovídají hodnoty maximálního součinitele mobilizovaného pasivního zemního tlaku **k**, při jeho přibližně parabolickém průběhu s maximem v hloubce cca 0,4 h pod povrchem.

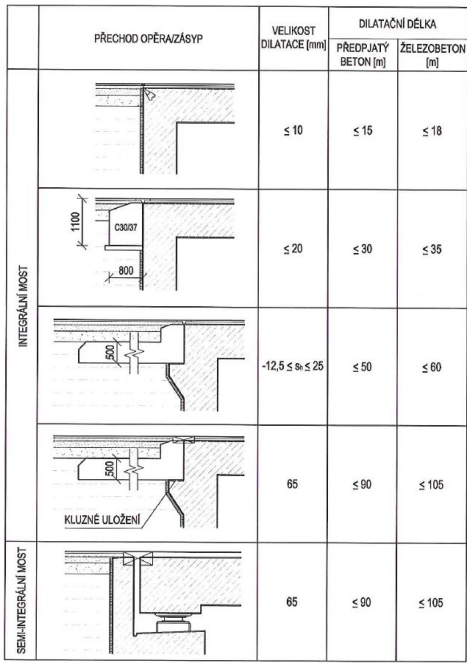
Pro relativní posuvy **s/h**: 0,001 0,002 0,004

Jsou součinitele zemního tlaku **k**: 0,6 1,0 1,5

Výsledný mobilizovaný zemní tlak je: **k x h x tíha zeminy**



Obr. 2



Obr. 3

Protože vlivem posunů opěry vůči zásypu může dojít v zimě k vytvoření prohlubně za objektem a v létě naopak k vyboulení, je doporučeno a pokusy v USA potvrzeno, provést na rubu opěry vrstvu polystyrenu tloušťky min. 15 cm. [11]. Obr. 2. V mimořádných případech lze pro zmenšení zemních tlaků na rub opěry provést zásyp opěry jako vyztuženou zeminu.

Přechodové úpravy na konci integrálních mostů

Podle vzorových výkresů, se v SRN u silničních mostů provádějí tyto úpravy, obr. 3:

– posuvy do 10 mm, délky do 15 m od pevného bodu, pouze zálivka ve vozovce;
– posuvy do 20 mm, délky od pevného bodu u mostů předpjatých do 30 m a železobetonových do 35 m, je za rubem opěry proveden 0,80 m široký a 1,10 vysoký železobetonový trám s okoseným koncem, na jehož povrchu probíhá vozovka a spára mezi betonovým trámem a rubem objektu je opatřena elastickým závěrem;
– posuvy do 25 mm, délky od pevného bodu u mostů předpjatých do 50 m a železobetonových do 60 m, je na ozubu opěry kluzně uložená přechodová deska tloušťky 50 cm a délky odpovídající výšce násypu, umístěná pod konstrukční vrstvy vozovky. Vyšší konec desky je v šířce 50 cm vyveden pod mostní vozovku. Spára mezi ozubem přechodové desky a rubem objektu je krytá elastickým závěrem;
– u větších posuvů nad 25 mm, je provedena buď přechodová deska osazená na ozub opěry, do jejíhož horního konce je vetknut klasický mostní závěr, nebo je provedena semi-integrální úprava, to znamená, že na opěře je ložisko a opěra je klasicky opatřena závěrnou zídkou, do níž je vetknut mostní závěr.

Přechodové konstrukce železničních integrálních mostů, provedených standardně se štěrkovým ložem, jsou konstrukčně shodné s přesypanými mosty silničními. Jejich provedení je jednodušší, nežli u přímo pojížděných mostů silničních.

Bylo by vhodné, aby Ministerstvo dopravy zadalo vypracování standardních řešení přechodů integrálních mostů, nejlépe s využitím již v praxi ověřených řešení ze Švýcarska [12] nebo Německa [13].

Závěr

Dosavadní zahraniční zkušenosti ukazují, že integrální a semi-integrální mosty menších a středních délek nabízejí v mnoha případech optimální řešení. Ekonomické a technické přednosti umožňují návrh bezúdržbových, esteticky proveditelných objektů.

Zvláštnosti návrhu, které plynou z cyklických změn teploty a zbytkového zkrácení konstrukce musí být při návrhu respektovány. Pro inženýra se tím naskytuje zajímavá optimalizační práce, která může vést k velmi zajímavým tvarům objektů.

Literatura:

[1] Burke, M. P. jr.: Integral and Semi-Integral Bridges. Wiley-Blackwell 2004

[2] Guia para la conceptión de puentes integrales en carreteras. Ministerio de Fomento, 2006.

[3] Dahinter, K., Kubíček, J.: Významné železniční mosty na vysokorychlostních tratích v Německu. 17. konference „Železniční mosty a tunely“. Praha 2012 Sborník + CD

[4] Kubíček, J.: Plánování, projektování a provádění mostů z předpjatého betonu na nových vysokorychlostních tratích Německých spolkových drah. Valbek TI-16, 2005.

[5] Dahinter, K.: Mosty z předpjatého betonu na vysokorychlostních železničních tratích v Německu. Beton TKS 2012/4/20-30

[6] Kubíček, J.: Výpočet vodorovně zatížených jednořadých pilotových základů a základů integrálních a semi-integrálních mostů. Valbek TI-04, 2012.

[7] Entwurf, Tragwerksplanung und Ausführung der Südbrücke Berching. Ph. Holzmann, Held u. Francke Bau AG

[8] Braun, A., Seidl/Weizenegger: Rahmentragwerke im Brückenbau. Beton und Stahlbetonbau 2006/3/187

[9] Angelmaier, V.: Semiintegrale Eisenbahnbrücken-Besonderheiten aus der Sicht des EBA-Prüfingenieurs.22. Dresdner Brückenbausymposium 2012, Sborník S.107-118

[10] Poetzl/Schlaich, J./Schaefer: Grundlagen für den Entwurf, die Berechnung und Konstruktive Durchbildung lager-und fugenloser Brücken. DAfStb, Heft 461, Beuth-Verlag Berlin 1996

[11] Graubner, C.-A., Pelke, E., Zink, M.: Besonderheiten bei der Bemessung Integraler Betonbrücken. Neue Entwicklungen im Brückenbau. Bauwerk-Verlag Berlin 2004, 101-116

[12] Richtlinien für konstruktive Einzelheiten von Brücken. Bundesamt für Strassenbau. Zürich 1990.

[13] Jung, R., Marx, S., Schenkel, M., Stockmann, R.: Entwurf und Ausführungsplanung der Stöbnitztalbrücke. Beton-und Stahlbetonbau 2011/2/81-88

Příloha: Nové ISM mosty na vysokorychlostních železničních tratích v Německu

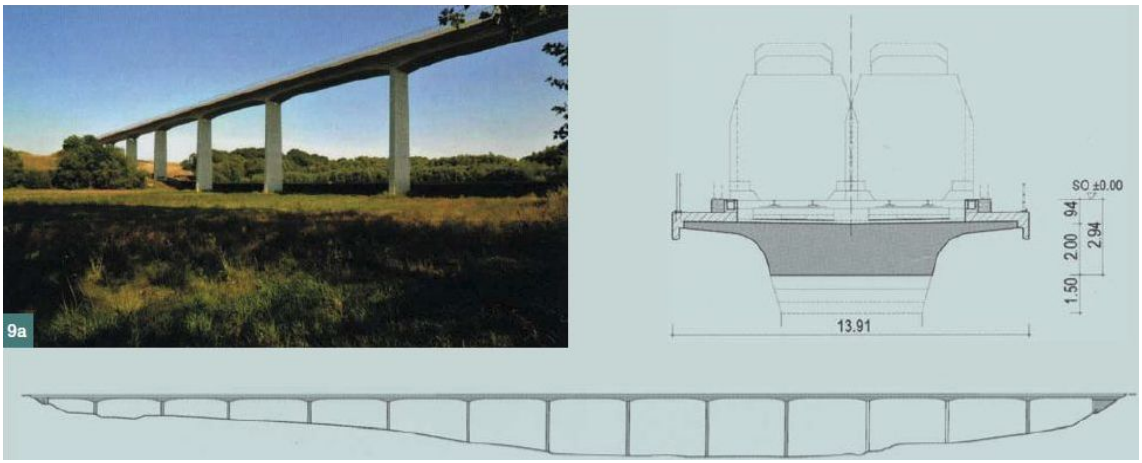
V Německu byly připravovány ISM železniční mosty od počátku 90 let pro „široká rovinná údolí střední hloubky“ s robustní spojitou nosnou konstrukcí, dvoutrámovou s deskou z předpjatého betonu a štíhlými ocelovými stojkami. Rozpětí do 20 m, celková délka do 120 m a pevný bod vytvářely dvě zavětrované podpěry uprostřed mostu. Vizualizace prvních představ tohoto typu integrálního mostu je na obr. 4. Příkladem realizovaných objektů je např. most v Berlíně na hlavním nádraží (1999).

Obr. 4

Most přes údolí řeky Scherkonde (2010)

Nová vysokorychlostní trať Erfurt – Halle/Leipzig překračuje u obce Krutheim údolí řeky Scherkonde. V souladu s technickým vývojem i novými zkušenostmi investora, byl k realizaci vybrán inovační projekt semi-integrálního mostu, sdružený rám s příčlí s náběhy a se štíhlými stojkami, z větší části do něj vetknutými, jako nejvhodnější návrh přemostění.

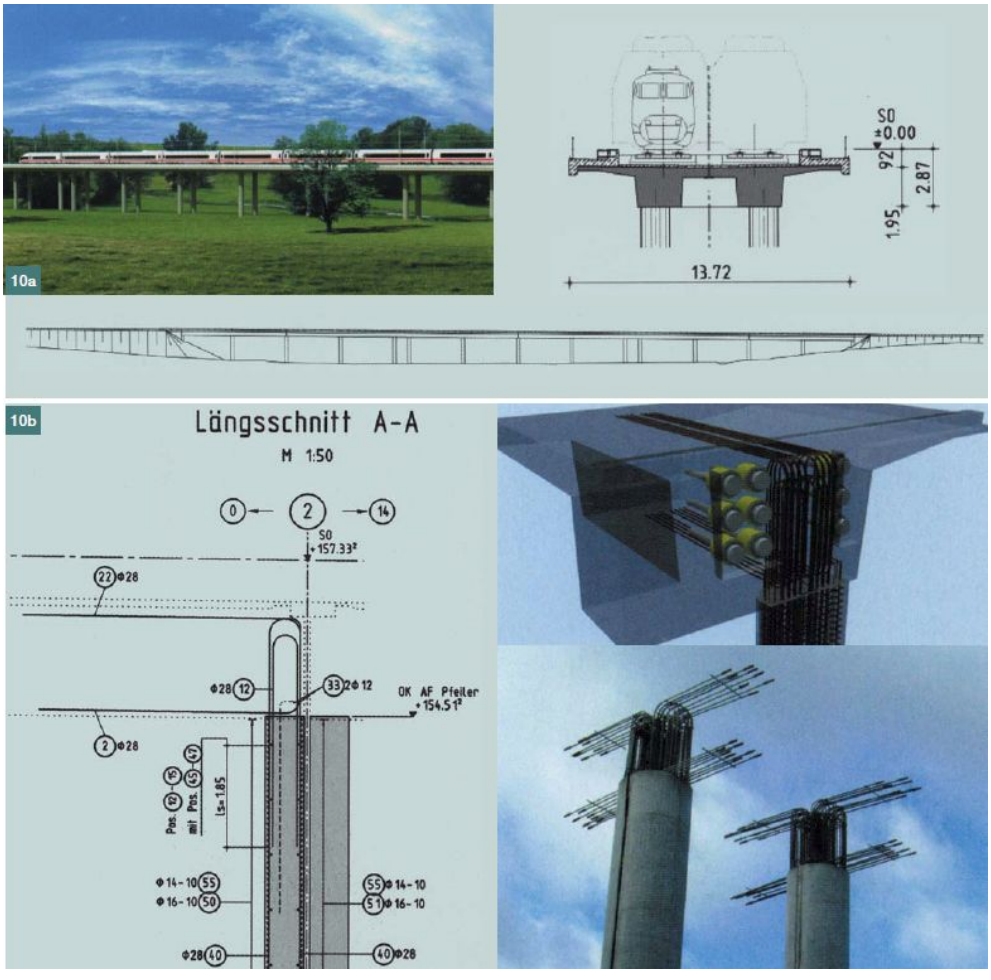
Šířka dvoukolejného mostu včetně říms je 13,91 m a celková délka nosné konstrukce mostu je 576,50 m. Rozpětí 9 vnitřních polí je 44,0 m, dvou v místě zvýšeného terénu je 36,5 m, navazujícího krajního pole je 27,0 m a na druhé straně 36,5 m. Nosnou konstrukci tvoří plná deska z předpjatého betonu s širokými konzolami s plynulým náběhem. Výška průřezu je 2,0 m v převážné části pole, krátkým zakřiveným náběhem se zvyšuje na 3,5 m nad stojkami. Obr. 5a a obr. 5b.



Obr. 5a

Obr. 5b

Most přes údolí Stöbnitz (2011)



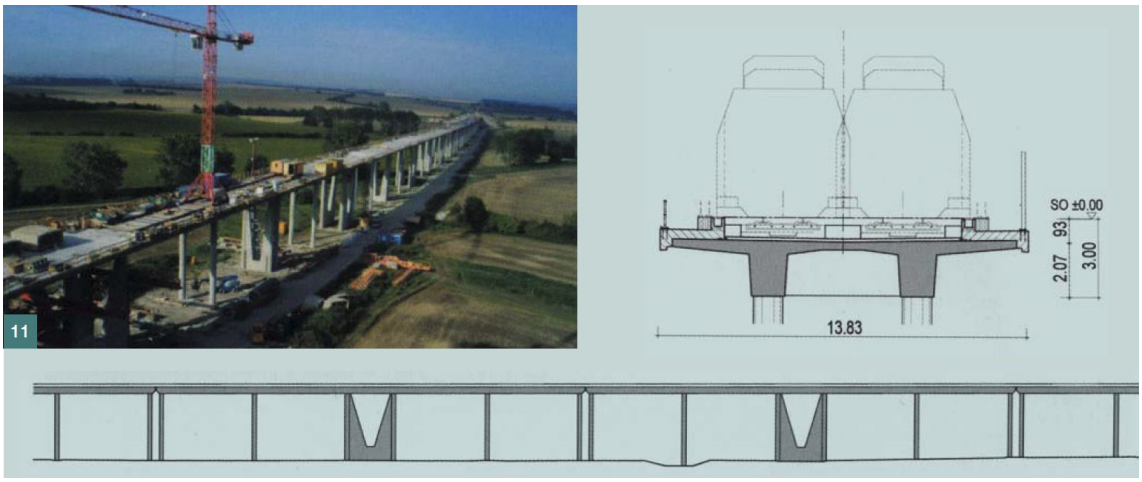
Obr. 6

Další z objektů na uvedené vysokorychlostní trati představuje jednoduché, krajině plně odpovídající přemostění úzkého, plochého údolí o malé hloubce, celkové délky 297 m. Jedná se o dvoutrámovou nosnou konstrukci s deskou, z předpjatého betonu, monoliticky spojenou s masivními železobetonovými kruhovými stojkami na základových deskách na pilotách. Rozpětí polí jsou uspořádána systémově, 22 + 3x24 + 6,5 + 3x24 + 6,5 + 3x24 + 22 m a nosná konstrukce je rozdělena do čtyř částí. Dvou krajních, o dvou polích 22 + 24 m, délky 46 m a dvou vnitřních, o pěti polích 2x24 + 6,5 + 2x24 m, délky 102,5 m. Dilatace mezi jednotlivými částmi byly vždy nad jednou stojkou, rozdělenou po výšce spárou na dva štíhlé pružné prvky, monoliticky spojené s nosnou konstrukcí. Most je ve výsledku integrální, Vierendelův rám, zaručující bezproblémový přenos horizontálních sil do základů. Dilatační spáry mezi jednotlivými částmi nevyžadovaly speciální úpravy, pouze posouzení napjatosti v koleji. Obr. 6.

Most přes údolí potoku Gänsebach (2011)

V tomto případě se jedná o přemostění plochého údolí, značné šířky a poněkud proměnné hloubky, o celkové délce 1001 m. Jedná se opět o dvoutrámovou nosnou konstrukci s deskou, z předpjatého betonu, monoliticky spojenou s relativně štíhlými železobetonovými stojkami. Most je semi-integrální, rozdělený do 10 částí; vnitřní o délce 112,5 m mají podélné uchycení uprostřed a příčné na koncích, krajní o délce 52,5 m, jsou spojené s opěrami. Běžná rozpětí polí jsou 25 m, pole uprostřed vnitřních

polí jsou menší a jejich stojky jsou spojeny podélnou stěnovou výztuhou tvaru V. Oba páry koncových stojek, umístěné v minimální vzdálenosti, jsou obdobně spojeny příčnou výztuhou tvaru V. Dilatační spáry mezi jednotlivými částmi, obdobně nevyžadovaly speciální úpravy kolejového svršku. Obr. 7.



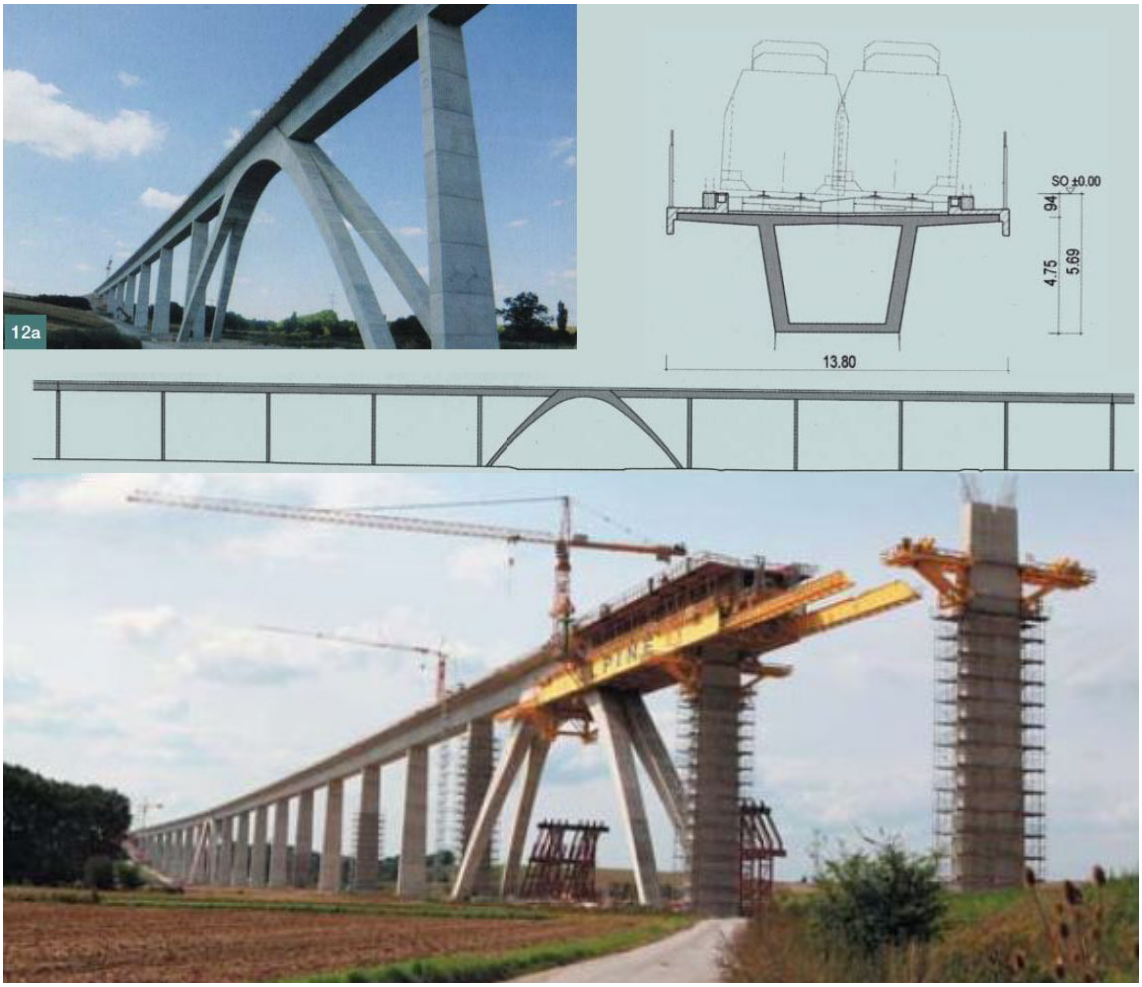
Obr. 7

Most přes údolí řeky Unstrut (2012)

Nová vysokorychlostní trať Erfurt – Halle/Leipzig překračuje u obce Karsdorf údolí řeky Unstrut, dále s říčkou Dissau a se dvěma silnicemi, místní dráhou a komunikacemi, ve výšce až 49 m nad terénem. Celkové přemostění dosahuje délky 2 668 m, je druhé nejdelší pro železniční most v Německu a jako nejvhodnější řešení byl opět navržen semi-integrální most.

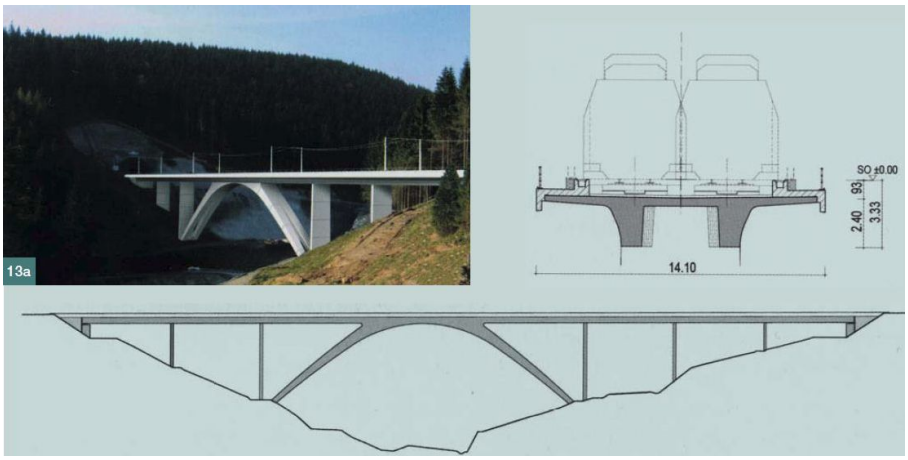
Most má celkem 46 polí s rozpětími 58,0 m, se středním komorovým nosníkem výšky 4,75 m a byl rozdělen do 6 spojitých samostatných částí. Dvě krajní o třech polích mají délku 174 m, čtyři vnitřní o 10 polích mají délku 580 m. Ve spárách mezi jednotlivými částmi mostu budou blíže nespecifikované úpravy dilatačních spár i koleje.

Spodní stavba sestává z tuhých krajních opěr a čtyř ztužujících oblouků uprostřed mostních částí, které vytvářejí pevná uložení pro dvě krajní a čtyři střední části mostu. Zbývající podpěry jsou jednak běžné štíhlé pilíře o tloušťce 1,5 m, dále pilíře u patek oblouků s tloušťkou 2,0 m a přechodové pilíře v místě styků jednotlivých mostních částí. Ty mají tloušťku 2,5 m a speciální úpravu v hlavě pilířů, umožňující dilatační pohyby místo ložisek, která jsou zcela vypuštěna. Obr. 8.



Obr. 8

Most přes hluboké údolí Gruben (2012)



Obr. 9a

Přemostění zalesněného hlubokého údolí v Duryňském lese o délce 215 m, s pouze jednou polní a jednou turistickou cestou, muselo vyhovět podmínce zadavatele na obloukový most. Bylo proto navrženo železobetonové obloukové vzpěradlo o rozpětí 90 m, spojené uprostřed s dvoutrámovou konstrukcí s deskou, z předpjatého betonu, pokračujících poli 2x25 a 3x25 m ke krajním opěrám. Most je semi-integrální, štíhlé stojky jsou spojeny s nosnou konstrukcí, pouze na opěrách jsou ložiska a dilatační spáry s úpravou. Obr. 9a a obr. 9b.

Obr. 9b

Současné závěry k ISM mostům

Na základě poznatků z projektování, výstavby i sledování dosud realizovaných mostů, pokračuje další vývoj těchto konstrukčních soustav. Hlavní oblasti výzkumu jsou věnovány napjatosti v kolejnicích, které jsou rozhodující pro délku integrálního úseku, dále dynamickému chování konstrukce mostu a celkové interakce konstrukce a základové půdy a též únavovému namáhání, spojenému s integrálním působením mostu.

Současně probíhá i příprava nových staveb. Zde je nutno podtrhnout význam spolupráce projektanta s investorem od prvního návrhu mostu. Přesto pracnost výpočtu těchto konstrukcí je výrazně vyšší než v běžných případech, ale výsledkem by měl být ekonomičtější objekt, zejména při uvažování celého cyklu jeho životnosti.

Na úplný závěr ještě jedna informace k ISM mostům. Na 22. mostním sympoziu v Drážďanech, které se konalo ve dnech 12. a 13. března letošního roku, se udělovaly ceny za vynikající most a lávku v Německu, za předcházející dva roky. Výběr provádí zástupci Spolkové inženýrské komory a Svazu poradních inženýrů, pod záštitou Spolkového ministerstva dopravy, a to dvoukolově. První cenu obdržel železniční most na vysokorychlostní trati přes údolí řeky Scherkonde.

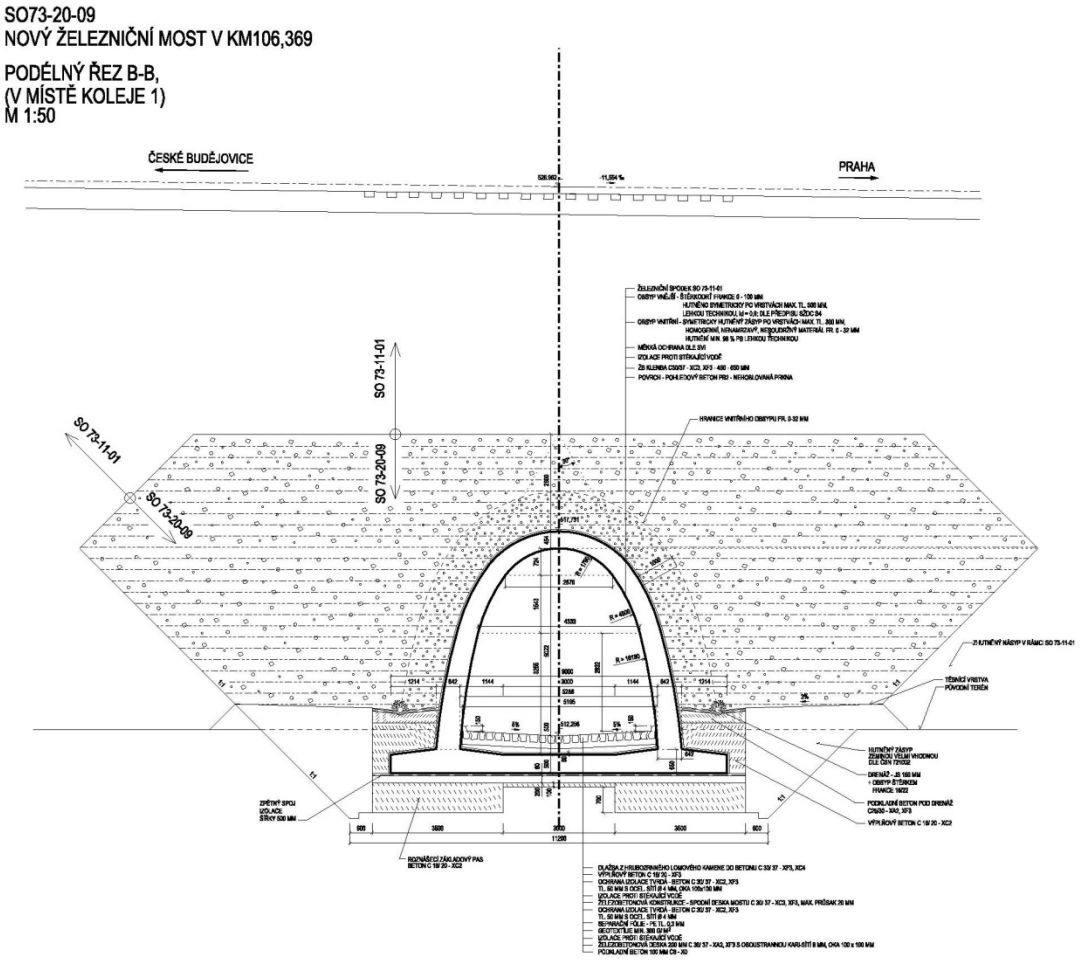
Optimalizace střednice přesypaných železničních mostů

Ing. Marek Foglar, Ph.D., Ing. Petr Adam, SUDOP PRAHA a.s.

Příspěvek popisuje způsob optimalizace tvaru střednice přesypaného mostu SO 73-20-09, jehož projekt je zpracován v rámci akce Modernizace trati Sudoměrice – Votice. Konstrukce s optimalizovaným tvarem střednice se vyznačují minimálními ohybovými momenty, menšími trhlinami a tím pádem vyšší efektivitou a zvětšenou trvanlivostí.

Nový železniční most v km 106,369 (SO 73-20-09)

Nově projektovaný most projektovaný v km 106,369 v rámci akce Modernizace trati Sudoměřice – Votice převádí železniční trať přes trasu shánění dobytka z pastvin. Požadavek na jeho realizaci vznikl v rámci projednání přípravné dokumentace. Most se nachází jižně od obce Heřmaničky, niveleta trati se v jeho místě nachází cca 14 m nad úrovní stávajícího terénu. Vzhledem k požadované spodní světlosti 5,1 m a volné výšce 5 m se tedy jedná spíše o tunel napříč železničním tělesem, viz Obr. 1.



Obr. 1 Podélný řez SO 73-20-09

Most je založen plošně na polštáři z podkladního betonu provedeném na navětralých rulách. Při řešení mostu běžným způsobem vycházela nosná konstrukce příliš robustní za velkého stupně vyztužení.

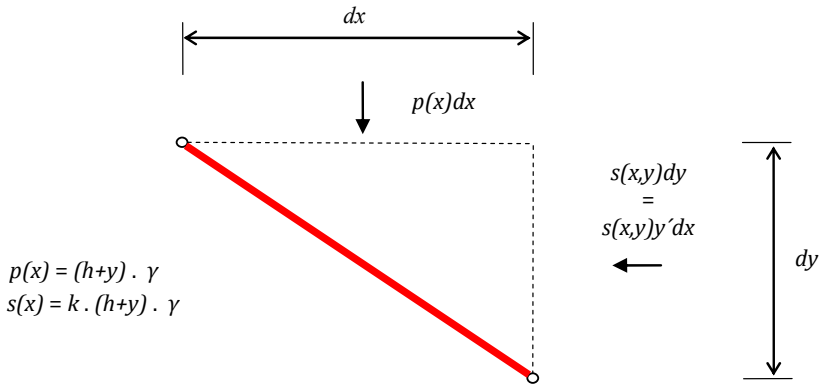
Vzhledem k velké mocnosti násypu je most ideálním případem pro aplikaci dříve vyvinutého způsobu optimalizace tvaru střednice přesypaných mostů, který vychází z algoritmizovaného numerického způsobu řešení rovnic (5) a (6) (viz [1]).

Analytický přístup k optimalizaci tvaru střednice přesypaných mostů

Tvar bezmomentové střednice je určen polem zatížení působícího na oblouk (každému bodu x,y v polorovině omezené povrchem nadnásypu je přiřazen vektor interakčního napětí zatěžujícího oblouk). Je-li svislá složka tohoto zatížení označena jako p(x,y) a vodorovná složka jako s(x,y), viz Obr. 2, potom je pro určení funkce y(x) popisující bezmomentovou střednici oblouku a průběh vodorovné složky axiální obloukové síly H(x) možné odvodit soustavu dvou obyčejných diferenciálních rovnic ve tvaru:

$$H\,y'' + H'\,y - p = 0 \qquad (1)$$

$$H' + s\,y' = 0 \qquad (2)$$



Obr. 2 Definice složek zatížení na elementární segment oblouku

Pro zatížení nadnásypem, pokud svislé zatížení aproximujeme nejjednodušší předpisem, pak platí

$$p = (h + y)\,\gamma \qquad (3)$$

a pro zatížení vodorovné

$$s = k\,(h + y)\,\gamma \qquad (4)$$

kde **h** je výška nadnásypu ve vrcholu oblouku, γ objemová tíha materiálu nadnásypu a **k** je parametr určující vodorovnou složku zatížení.

Po dosazení dostane rovnice (1) tvar

$$H\,y'' + H'\,y' - \gamma\,y = h\,\gamma \qquad (5)$$

a rovnice (2) tvar

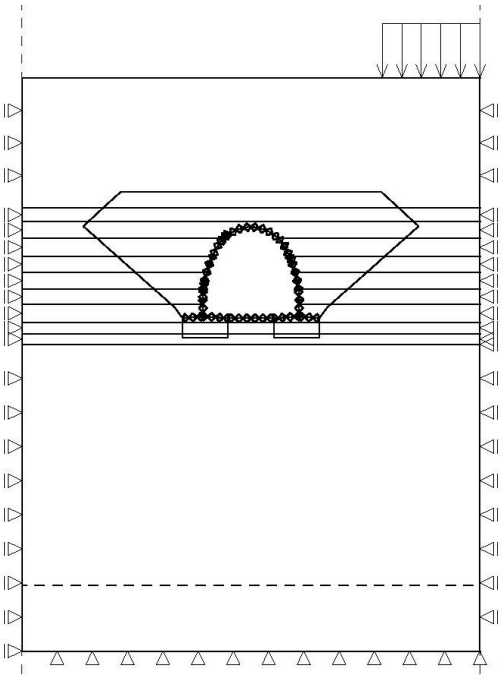
$$H' + k\,\gamma\,y\,y' + k\,h\,\gamma\,y' = 0 \qquad (6)$$

Vzhledem ke struktuře této soustavy diferenciálních rovnic, kdy řešení v uzavřené formě by bylo možno najít jen pro několik speciálních zatěžovacích seskupení a okrajových podmínek a pro nutnost řešit úlohu určení bezmomentové střednice pro složitá – často nespojitá – pole zatížení (typicky např. pro klenbový most zatížený na povrchu nadnásypu předepsaným pohyblivým zatížením), je obvykle nutno přistoupit k algoritmizovanému numerickému řešení této soustavy rovnic.

Aplikace optimalizace tvaru střednice přesypaných mostů na SO 73-20-09

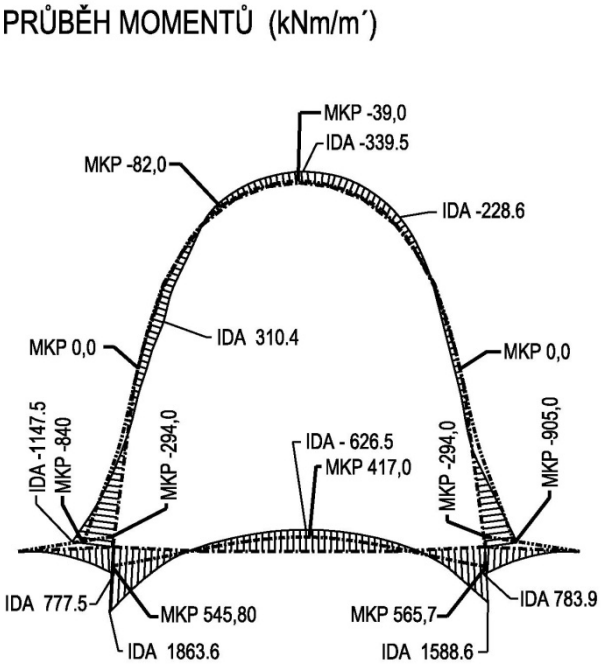
Vyvinutým optimalizačním nástrojem byl proveden návrh tvaru optimalizované střednice SO 73-20-09.

Následně byly pro srovnání dvou možných postupů návrhu výztuže přesypaného mostu vytvořeny dva výpočetní modely: běžný výpočetní model v IDA NEXIS a výpočetní model ve FINE GEO5 MKP. Běžný výpočetní model nezohledňuje interakci konstrukce se zeminou a je zatížen svislým zatížením daným výškou přesypávky a vodorovným zatížením daným předpokládaným působením tlaku v klidu na konstrukci. Výpočetní model vytvořený ve FINE GEO5 MKP zohledňuje interakci konstrukce se zeminou, postup výstavby a možný pokluz zeminy po konstrukci (Obr. 3).



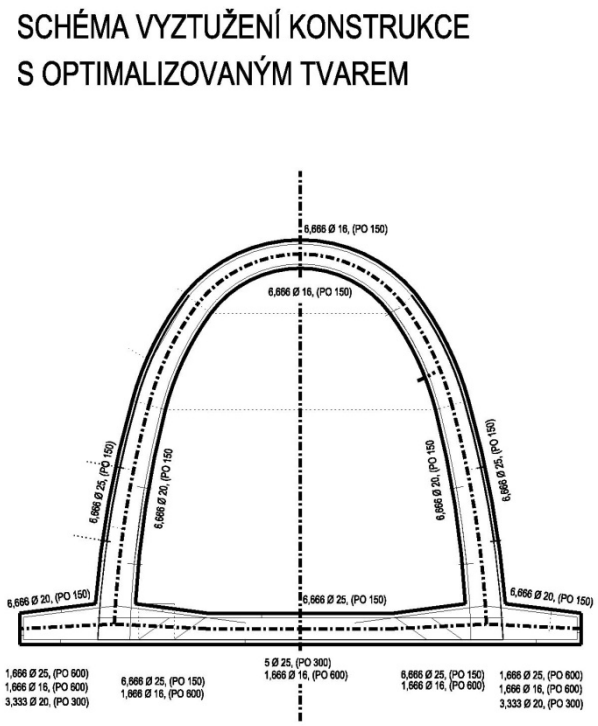
Obr. 3 Výpočetní model ve FINE GEO5 MKP

Obr. 4 poskytuje srovnání průběhů momentů získaných oběma způsoby výpočtu. Pro porovnání: hodnoty momentů na neoptimalizovaném tvaru střednice byly až 5x větší.



Obr. 4 Průběh momentů

Betonářská výztuž podélného směru nosné konstrukce byla navržena s ohledem na namáhání ve všech fázích výstavby a s přihlédnutím ke spolupůsobení konstrukce se zeminou, viz Obr. 5.



Obr. 5 Schéma vyztužení konstrukce s optimalizovaným tvarem

Závěr

Příspěvek popsal optimalizaci tvaru střednice mostu SO 73-20-09 zpracovaného v rámci stavby Modernizace trati Sudoměřice – Votice a její dopad do projektu mostu. Optimalizací tvaru střednice bylo docíleno významné redukce ohybového namáhání konstrukce a tím zvýšení trvanlivosti konstrukce. Zmenšení nutného objemu betonářské výztuže zvýšilo celkovou ekonomickou efektivitu zvoleného konstrukčního řešení.

Literatura:

[1] Foglar, M.; Křístek, V.: Centre-line optimisation of buried arch bridges, Institution of Civil Engineers: Bridge Engineering, Vol. 165, Issue BE3, 9/2012, pp. 159-168.

Železniční obloukový most přes Vejprnický potok v Plzni

Ing. Ján Kováč, SUDOP PRAHA a.s.

Příspěvek popisuje průběh projektování a přestavby stávajícího železničního mostu přes údolí Vejprnického potoka v Plzni v rámci stavby "Průjezd uzlem Plzeň ve směru III. TŽK". Nový železniční most je navržen jako monolitický, obloukový most, sdružený s rámem mostovky s rozpětím oblouku 26,5 m. Most splňuje jak nároky na bezpečný provoz železniční koridorové tratě, tak i nároky na architektonické působení v příměstské lokalitě.

Popis stávajícího mostu

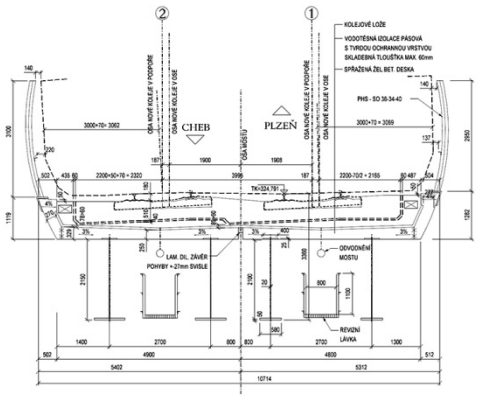
Stávající železobetonový most se nachází v intravilánu města Plzně a překonává veřejný chodník a Vejprnický potok. Most pochází z roku 1964 a je složen ze dvou samostatných nosných konstrukcí pod každou kolejí. Nosná konstrukce je tvořena spojitým železobetonovým deskovým rámem o třech polích s rozpětím 11,20 + 13,00 + 11,20 m a byla provedena z betonu značky B 250. Délka mostu je 40,20 m. Rámové stojky jsou uloženy kloubově na plošných základech na zdivu starých opěr původního kamenného mostu. Založení krajních opěr je hlubinné na šachtových pilířích.

Obr. 1 Stávající stav mostu

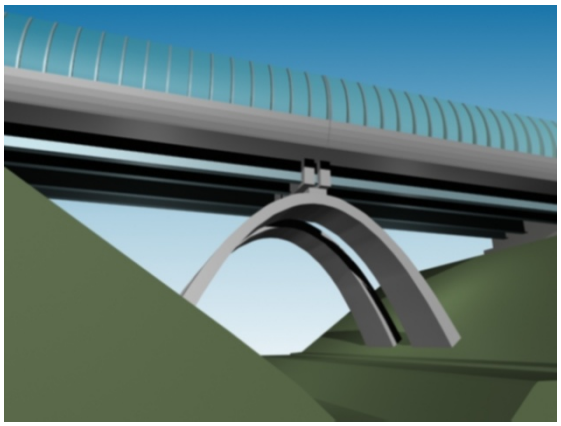
Důvodem rozhodnutí nahradit stávající most novým mostem bylo zejména nové, podstatně změněné geometrické vedení nových kolejí (jedna kolej vedena mimo nosnou konstrukci). Dalším důvodem byl samotný stav mostu (obnažená výztuž, výluhy hydrátů vápníku, vlasové trhliny, stav zasypaných vrubových kloubů stojek), nevyhovující prostorová průchodnost a problematický způsob osazení nových PHS.

Varianty řešení nového mostu z přípravné dokumentace

V přípravné dokumentaci byly zpracovány dvě varianty řešení, jedna z variant byla navržena ve spolupráci s architektem stavby. Varianta č. 1 počítala s klasickým přemostěním ocelobetonovou spřaženou konstrukcí o jednom prostém poli s rozpětím 30,5 m a uvažovala s dvojicí ocelových plnostěnných nosníků pod každou kolejí. Varianta č. 2 řešila přemostění překážky dvoupolovou spojitou ocelobetonovou spřaženou konstrukcí s rozpětím polí 2 x 20 m, ve střední části podporovanou výrazně vzepjatým železobetonovým obloukem. Tato druhá varianta byla architektonicky vzhlednější a byla velice pozitivně hodnocena zastupitelstvem města Plzně.



Obr. 2 Varianta č. 1 – příčný řez



Obr. 3 Vizualizace varianty č. 2

Výsledný návrh, celková koncepce mostu

V rámci projektové dokumentace byl projektant postaven před úkol prověřit a zvolit ze dvou nabízených variant nejvhodnější a nejpřijatelnější řešení jak z hlediska architektonického, tak i ekonomického. Výsledné řešení se ustálilo do definitivní podoby po řadě vstupních jednání. Vycházelo z architektonické představy vzepjatého oblouku nad terénem přizpůsobené řadě požadavků ze strany investora. Ten požadoval především konstrukci „bezúdržbovou“, což v překladu znamenalo navrhnout konstrukci bez použití jakýchkoliv pohyblivých části, tj. ložisek a dilatačních závěrů. Byla preferována železobetonová konstrukce.

Nový most je navržen jako železobetonový oblouk o rozpětí 26,5 m sdružený s rámem mostovky. Staticky se jedná o vetknutý oblouk s mostovkou uloženou kloubově na opěrách na zabetonovaných válcovaných kolejnicích železničního svršku R65. Most je navržen ze dvou samostatných konstrukcí s podélnou dilatační spárou. Opěry jsou společné pro obě konstrukce. Založení mostu bylo vzhledem k charakteru nosné konstrukce, která vyvozuje poměrně velké vodorovné účinky, navrženo na podzemních stěnách tvaru písmena T vetknutých do skalního podloží. Kolej na mostě je vedena v přechodnici v průběžném kolejovém loži. Žlab kolejového lože je ohraničen římsami, které jsou tvarově přizpůsobené vetknutí a tvaru protihlukových stěn.

Geologické a geotechnické podmínky

Podstatné pro návrh nového mostu bylo prověření úrovně skalního podloží zjištěné z archivní dokumentace. Skalní podloží, které je tvořeno zvětralým arkózovým pískovcem, bylo zastiženo dvěma sondami cca 7,0 m pod úrovní stávajícího terénu. Dále byl zjištěn materiál tělesa náspu, který je tvořen převážně středně ulehlým až ulehlým štěrkem. Pod úrovní terénu byly navíc zjištěny hlinitopísčité navážky se štěrkem, v nižší části zase bahnité jíly a ulehlý štěrk s hlinitopísčitou výplní. Hladina podzemní vody je přímo závislá na stavu vody ve vodoteči a na klimatických výkyvech. Sondami byla zastižená cca 1,4 m pod úrovní terénu.

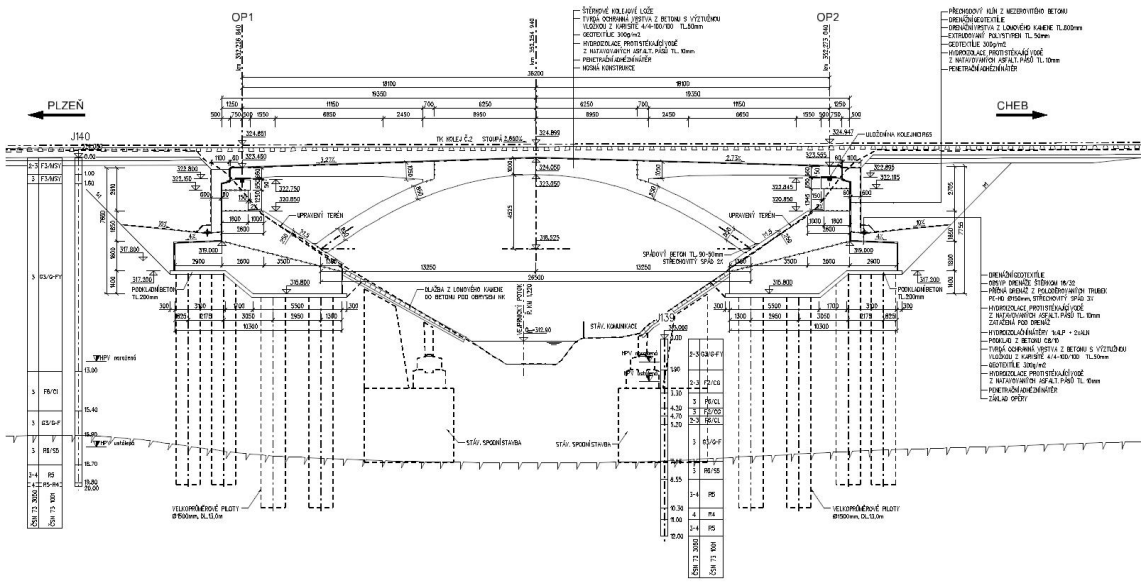
Obr. 4 Vizualizace nového mostu

Popis nosné konstrukce a spodní stavby

Most je tvořen dvěma samostatnými nosnými konstrukcemi pro každou kolej zvlášť. Oblouková část mostu je parabolického tvaru, konstantní tloušťky 0,85 m vetknuta do železobetonových monolitických opěr. Rozpětí oblouku je 26,5 m, vzepětí oblouku činí 4,95 m. Deska mostovky je proměnné tloušťky s náběhy, uložená na kolejnicích R65 zabetonovaných v úložných prazích opěr. Délka mostu je 50,20 m, šířka 11,0 m, výška 13,35 m. Šikmost objektu je 90°. Nosná konstrukce byla v projektu navržena z třídy betonu C35/45 XD1, XF2. V průběhu výstavby se třída betonu stanovila na C45/55 s ohledem na potřebu co nejrychleji dosáhnout požadovaných pevností betonu do doby ukončení výluky a zahájení provozu na trati. V příčném řezu je most ukončen římsami ohraničujícími žlab průběžného kolejového lože. Tvar říms je pohledově ztvárněn dle obloukového, „srpovitého“ tvaru protihlukových stěn. Profil sloupků PHS je proveden z poloviny ocelového profilu IPE 400 v zakřivení R=6000 m. Výška PHS na mostě je 3,05 m.

Spodní stavba je tvořena dvěma masivními železobetonovými opěrami OP1 a OP2, které jsou tvarově přizpůsobené stávající spodní stavbu mostu. Mostní opěry jsou založeny hlubinně a zajišťují vetknutí parabolických oblouků nosné konstrukce do dříku opěr a uložení desky mostovky na úložném prahu. Spodní stavba byla provedena z betonu C30/37 XC3, XF1.

Založení mostu bylo původně uvažováno hlubinné na podzemních stěnách tvaru písmena T v počtu 12 ks pod každou z opěr. Před začátkem výstavby byl způsob založení mostu přehodnocen a upraven vzhledem k dostupné technologii dodavatele. Založení bylo provedeno na velkoprůměrových pilotách Ø 1500 mm v počtu 17 ks pod každou opěrou. Délky pilot jsou 13,0 m a jsou vetknuty do skalního podloží.



Obr. 5 Podélný řez mostem

Postup výstavby

Výstavba mostu probíhala od začátku března do konce prosince roku 2012. Byla provedena ve dvou stavebních fázích za výluky příslušné koleje. Jednotlivé stavební fáze obsahovaly ubourání poloviny stávajícího mostu a výstavbu poloviny nového mostu. Pro přístup na staveniště se zřídilo dočasné přemostění Vejprnického potoka z nosníků I500 přesypaných zeminou. Provoz na trati byl v první fázi zabezpečen po stávající polovině mostu, v druhé fázi po nové konstrukci postavené v první fázi.

Po vybudování hlubinného založení a krajních opěr mostu následovala betonáž nosné konstrukce, která se provedla ve dvou betonážních záběrech. Jako první byla symetricky vybetonována oblouková část konstrukce a následně s časovým odstupem 10 dní se provedla betonáž desek mostovky opět symetricky na obě strany. Po betonáži říms následovaly dokončovací práce, osazení PHS a terénní úpravy.

Zatěžovací zkouška proběhla v listopadu 2012. Jako zkušební vozidlo byl použit kolejový jeřáb EDK 750. Byly měřeny maximální průhyby mostovky a oblouku. Průhyby od zkušebního zatížení se blížily k teoreticky stanoveným hodnotám a mostní konstrukce tedy vyhověla všem kritériím požadovanými normou ČSN 73 6209.

Obr. 6 Protihluková stěna na novém mostě

Obr. 7 Detail uložení mostovky na kolejnici

Fotodokumentace z průběhu výstavby

Obr. 8 Pohled na staveniště

Obr. 9 Demolice druhé poloviny stávajícího mostu

Obr. 10 Výztuž druhého oblouku

Obr. 11 Skruž nosné konstrukce

Obr. 12 Betonáž oblouku

Obr. 13 Zatěžovací zkouška

Hlavní účastníci stavby

Investor:	SŽDC, s.o., Stavební správa západ
Odpovědný projektant SO:	SUDOP PRAHA a.s., Ing. Ján Kováč
Zhotovitel:	Skanska a.s.

Železobetonový železniční most přes ulici Pražskou v Českých Budějovicích (Budvar) – sanace

Ing. Jan Sýkora, IKP Consulting Engineers, s.r.o.

Rekonstrukce dvojice jednokolejných šikmých dvoupolových železobetonových deskových mostů. Poškození betonu v oblasti pilířů, šířkové parametry v kolejišti, poškozené betonové zdivo opěr a změna polohy koleje byly důvodem celkové sanace mostu nad frekventovanou komunikací- ulicí Pražskou v Českých Budějovicích. Předmětem opravy bylo rozšíření říms, kompletní sanace podpěr a spodního povrchu, sanace horního povrchu desek a nový izolační systém, repase ložisek.

1. Stav před rekonstrukcí, provedené průzkumy

Přemostění Pražské ulice („u Budvaru“) v Českých Budějovicích bylo realizováno kolem roku 1964 postupně jako dva jednokolejné mosty vedle sebe. Mostní objekty mají dva otvory, kříží šikmo (šikmost 44°) uvedenou výpadovku na Prahu. Statický systém je spojitá deska s rámovou podpěrou, uložená na valivých ložiscích na opěrách. Nosná desková konstrukce je úzká se ztužujícími obrubami, dvoupilířová podpěra je do desky vetknuta plynulým náběhem. Most má rozpětí polí 2 * 15,8 m.

Pod mostem je v každém otvoru dvoupruhová městská komunikace, kde je současně vedena trolejbusová linka. Dopravní zatížení na komunikaci je na úrovni 30 000 vozidel za 24 hodin. To s sebou nese komplikace při uzavírkách komunikace.

Před zahájením projekčních prací byl na mostě proveden stavebně technický a geologický průzkum s cílem ověřit předpoklady uvedené v archivní dokumentaci. Na nosné konstrukci byly provedeny nedestruktivní zkoušky, vývrty a chemické rozbory. Výsledkem průzkumů jsou následující závěry:

- Konstrukce mostu nevykazuje zjevné narušení statické funkce.
- Dilatace nejsou zcela funkční, dtto izolace mostní konstrukce.
- Statická funkce valivých ložisek je díky jejich korozi a zanesení významně omezena.
- Výztuž hlavních nosných prvků má dostatečné krytí, koroze a oslabení je lokální. Krycí vrstva má však nadlimitní obsah chloridů.
- Beton není odolný proti působení mrazu a CHRL, těsnost betonu je místně narušena. Lokálně je beton desky, pilířů a křídel špatně zhutněn a je mezerovitý.
- Pevnost betonu opěr, desek a pilířů je v rozmezí tříd betonu B25-B35 (mimo místa s mezerovitým betonem). Průsaky současně indikují i nefunkční izolaci mostovky. Římsy vykazují poškození – trhliny, drolení betonu
- Vrty byly ověřeny tloušťky konstrukcí a hloubka založení podpěr.

Stávající uspořádání koleje a mostu neumožňuje strojní čištění koleje, v koleji č. 2 bylo uspořádání MPP 2,5, v koleji č. 1 byl téměř dosažen MPP 3,0. V římsách mostu jsou vedeny kabelové trasy. Vzhledem k osové vzdálenosti kolejí cca 5,0 m (mění se po délce mostu) a k překrytí střední spáry mezi mosty římsou není předpoklad dosažení strojního čištění koleje na mostě bez zásadního zdvihu koleje až nad stávající římsy.

Výpočtem byla stanovena zatížitelnost nosné konstrukce na základě provedených průzkumů a navržené sanace - Z_{UIC} = 1,22.

2. Celková koncepce řešení mostu

Z důvodu porušení stávajících říms, jejich nedostatečné výšky vzhledem k nové niveletě koleje a nedodržení VMP 3,0 jsou stávající římsy odbourány a nahrazeny novými v podobě konzol podepřených železobetonovými krakorci. Na levé krajní římse

je osazeno nové zábradlí městského typu včetně protidotykové ochrany, na pravé římse je osazena PHS. Za opěrami jsou zřízeny přechodové klíny z prostého betonu pro zmírnění vlivu šikmosti konstrukce na tuhost pražcového podloží. Rozšíření mostu především v koleji č. 2 bylo podmíněno uzavřením technického řešení GPK ve směru do Nemanic a v určité fázi řešení byla zvažována i varianta nového mostního objektu a to bez střední pilířové stojky.

V roce 2012 proběhly práce v koleji č. 901a (1), v roce 2013 proběhnou práce v koleji č. 902a (2).

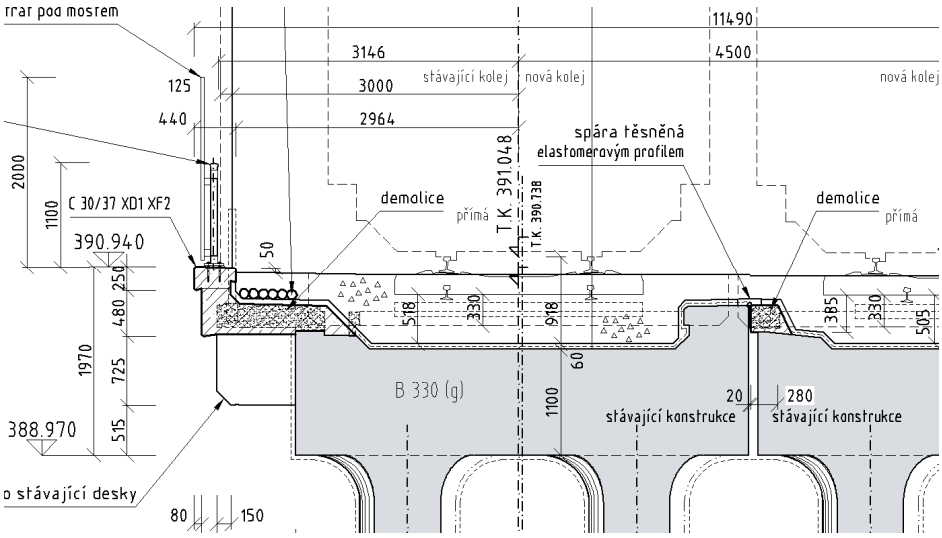
Obr. 1 Stav před rekonstrukcí

Obr. 2 Stav po rekonstrukci

3. Úpravy železobetonové konstrukce – římsy, opěry, SVI

Stávající římsy byly odbourány a nahrazeny novými v podobě více vyložených konzolových desek podepřených železobetonovými krakorci. Na levé krajní římse je osazeno nové zábradlí městského typu včetně protidotykové ochrany nad trolejbusovou trakcí, na pravé římse bude osazena PHS (v roce 2013).

Vzhledem k hustotě výztuže na boku desky bylo obtížné zřídit potřebný počet vývrtů pro kotvení podpor římsy. Proto na základě kontrolního návrtu byla upravena výška podepření římsy a způsob vyztužení podpor.



Obr. 3 Příčný řez – nový stav – kolej č. 901a

Materiál za rubem opěr byl vytěžen, byla zřízena vsakovací jímka, provedena oprava ukončení mostu (odstranění prken z doby výstavby apod.) a upraveny plochy pro realizaci nového izolačního systému. Poté byly zřízeny bloky pro vyrovnání tuhosti koleje a blok drenážního betonu za čelem deskové konstrukce.

Stálé zařízení nalezené za rubem každé opěry bylo vyčerpáno, ocelová trouba byla seříznuta s povrchem rubu opěry a vyplněna betonem C25/30. Pomocí doplňkové výztuže byla z opěry vyčnívající část ocelové trouby obetonována, aby bylo možné provedení izolace rubu opěry.

Obr. 4 Stále zařízení za rubem opěry

Obr. 5 Výkop za rubem opěry

Izolace nosné konstrukce a rubu opěr byly provedeny z NAIP proti stékající vodě – na nosné konstrukci s tvrdou ochranou, za rubem opěr s měkkou ochranou.

4. Repase ložisek

Ložiska mostu byla ve většině případů zasažená povrchovou korozí a zanesená nečistotami zanesenými od líce opěry, ale ve třech případech byla ložiska napadena silnou korozí s odlupováním povrchových vrstev. Tento stav byl zapříčiněn především nefunkčním provedením ukončení mostu. Proto byl na každé opěře proveden synchronní zdvih do 20 mm, válce ložisek byly vyjmuty, otryskány tlakovou vodou a opískovány a následně byla provedena protikorozní ochrana. Obdobně byly ošetřeny i obě desky - úložná a vahadlo. Vzhledem k omezenému prostoru mezi spodkem desky a opěrou (pro doplnění a ukotvení desek v případě soustružení válců) byly válce osazeny zpět tak, aby poškozené plochy byly mimo dosah valivého pohybu.

Obr. 6 Stav ložiska před rekonstrukcí

Obr. 7 Podepření mostu před vyjmutím ložiska

5. Sanace železobetonových konstrukcí

5.1 Sanace horního povrchu nosné konstrukce pod kolejovým ložem

Zdegradované části betonu byly odsekány, poté bylo provedeno celoplošně otryskání vodním paprskem tlakem přiměřeným stavu betonu tak, aby byl vytvořen čistý, drsný a dostatečně únosný podklad.

Reprofilace podkladu v tl. 10 – 40 mm byla provedena hrubozrnnou správkovou maltou po nanesení adhezního můstku na předem navlhčený podklad (tzv. čerstvý do čerstvého), malta se nanášela v maximální vrstvě 25 mm při jednom kroku. Finální vrstva byla zapravena dřevěným hladítkem. Na tuto vrstvu byl uložen izolační systém.

5.2 Sanace spodního povrchu nosné konstrukce

Silně zdegradované části betonu, místa podél zrezivělé výztuže byly odsekány a poté bylo celoplošně provedeno otryskání vodním paprskem tak, aby byl vytvořen čistý, drsný a únosný podklad a aby výztuž dosáhla stupně očištění Sa 2 1/2 (čistá ocel). Ihned po očištění byla výztuž opatřena první vrstvou antikorozního nátěru. Podhled NK byl celoplošně opatřen nejprve vrstvou hrubozrnné správkové malty v tl. do 25 mm na dostatečně vlhký podklad a čerstvě nanesený spojovací můstek. Následně byl povrch celoplošně egalizován jemnou správkovou maltou v tl. 2 - 3 mm. Na suchý, čistý a vyspravený betonový povrch byl aplikován inhibitor koroze v jedné vrstvě. Poté byl aplikován pigmentovaný ochranný systém (dvouvrstvý) na bázi vodou dispergovaného kopolymeru.

5.3 Sanace pilířů

Silně zdegradované části betonu, místa podél zrezivělé výztuže byly odsekány a poté bylo celoplošně provedeno otryskání vodním paprskem tak, aby byl vytvořen čistý, drsný a únosný podklad a aby výztuž dosáhla stupně očištění Sa 2 1/2 (čistá ocel).

Po očištění byla výztuž opatřena první vrstvou antikorozního nátěru. Druhá vrstva antikorozního nátěru byla nanesena před zakrytím výztuže následnými vrstvami.

Pro utěsnění a zpevnění trhlin v oblasti hlavic pilířů byla použita technologie tlakové injektáže za pomoci injektážního systému sestávajícího z injektážní pistole, pakrů a kartuší s injektážní směsí. Tento systém umožňuje práci kdykoliv přerušit. Jako injektážní směs zde byla použita nízkoviskózní dvousložková pryskyřice na bázi epoxidu. Pakry byly osazeny přímo do trhliny v roztečích 150–200 mm a fixovány těsnícím materiálem. Stejným materiálem byl po dráze trhliny vytvořen těsnící pás šířky cca 100 mm, který zamezil vytékání injektážní směsi. Po zatvrdnutí těsnící hmoty byla provedena tlaková injektáž.

Obr. 8 Poškození hlavice pilíře

Obr. 9 Hlavice pilíře před injektáží

Povrch pilířů NK byl celoplošně opatřen nejprve vrstvou hrubozrnné správkové malty v tl. do 25 mm na dostatečně vlhký podklad a čerstvě nanesený spojovací můstek. Následně byl povrch celoplošně egalizován jemnou správkovou maltou v tl. 2 - 3 mm. Na suchý, čistý a vyspravený (zreprofilovaný či egalizovaný) betonový povrch byl aplikován inhibitor koroze v jedné vrstvě. V závěru sanačního záběru byl aplikován dvouvrstvý pigmentovaný ochranný (trhliny překlenující) systém na akrylátové bázi na předem penetrovaný podklad (penetrace na bázi vodou dispergovaného kopolymeru).

5.4 Sanace opěr pod kolejí č. 1

Silně zdegradované části betonu, místa podél zrezivělé výztuže byly odsekány a poté bylo celoplošně provedeno otryskání vodním paprskem tak, aby byl vytvořen čistý, drsný a únosný podklad a aby výztuž dosáhla stupně očištění Sa 2 1/2 (čistá ocel). Po očištění byla výztuž opatřena první vrstvou antikorozního nátěru. Druhá vrstva antikorozního nátěru byla nanesena před zakrytím výztuže následnými vrstvami. Místa hrubších lokálních nerovností byla vyrovnána správkovou maltou na čerstvě nanesený spojovací můstek.

Protože výsledky diagnostického průzkumu prokázaly, že povrchové vrstvy stávající betonové konstrukce nejsou mrazuvzdorné, byla celoplošně na otryskaný podklad nakotvena subtilní svařovaná síť z ocelových drátů Ø 2 mm a s oky 40 x 40 mm. Přikotvení bylo zajištěno pomocí trnů průměru min. 3 mm osazených do předvrtaných otvorů průměru 6 mm (hloubka 100 mm) chemickou kotvou z epoxidové pryskyřice (počet kotev min. 6 ks/m^2). Požadovaná vzdálenost bližší řady drátu svařované sítě od podkladu je aspoň 5 mm.

Obr. 10 Osazení sítě před torkretováním

Obr. 11 Torkretování líce opěry

Povrch opěr byl celoplošně opatřen hrubozrnnou správkovou maltou v celkové min. tl. 30 mm – provedeno metodou mokrého torkretu. Správková malta byla nastříkána v několika (2- 3) vrstvách pouze na vlhký podklad (bez spojovacího můstku). Mezivrstvy se neupravují, finální vrstva byla upravena obvyklým způsobem. Na závěr byl aplikován pigmentovaný ochranný systém (dvouvrstvý) na bázi vodou dispergovaného kopolymeru.

5.5 Sanace opěr pod kolejí č. 2

Způsob sanace je obdobný jako pod kolejí č. 1. Byl doplněn metodou akustického trasování, aby byla identifikována místa nedostatečné přídržnosti cementové omítky k podkladu.

5.6 Sanace dilatačních spár

Spáry byly proškrabány do hl. cca 100 mm, zbaveny prachu. Na suchý a čistý podklad boků spár byl nanesen primer na polyuretanové bázi. Jde o rozpouštědlovou tekutinu,

kterou je nutné nechat odpařit 1 – 6 hodin podle teploty. Hloubka spáry se vymezí vložením PE hadičky vhodného průměru (o cca 30 % vyšší průměr než šířka spáry, poměr šířka: hloubka spáry v rozmezí 2:1). Nakonec byl vymezený prostor ve spáře vyplněn trvale pružným tmelem na bázi MS polymeru.

5.7 Těsnící injektáž pracovních spár a trhlin opěr

Byla použita stejná technologie jako u pilířů s tím rozdílem, že pakry byly vrtané. Dále byly vyvrtány pod úhlem 45° po obou stranách trhliny (pracovní spáry) ve vzdálenosti 300 mm šachovnicovým způsobem injektážní kanály. Poté byly osazeny plastové natloukací injektážní pakry. Injektáž byla provedena pomocí nízkoviskózní, elastické polyuretanové pryskyřice snášející vlhkost a reagující ve vlhkém prostředí, s dlouhou životností. Po vytvrdnutí injektážního materiálu byly injektážní pakry a těsnící materiál trhliny odstraněny, injektážní kanály byly uzavřeny cementovou maltou (minerální rychlereagující malta pro okamžité zastavení průsaků schopná nabobtnání).

Obr. 12 Vybetonované podpěry římsy

Obr. 13 Výztuž římsy

Obr. 14 Izolace mostovky – NAIP

Obr. 15 Pohled zleva trati

Objednatel: SŽDC, s.o., Stavební správa Praha

Projektant: IKP Consulting Engineers, s.r.o. – Ing. Sýkora, Ing. Prokop

Realizace objektu: EUROVIA CS, a.s.

Fotodokumentace je z archivu zpracovatele projektu, zpracovatele průzkumů, TDI a dodavatelů stavby.

Využití vyzískaných ocelových konstrukcí koridorových tratí

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

Most v km 29,048 trati Nymburk – Mladá Boleslav v km 25,461 trati Mladá Boleslav – Stará Paka

Železniční most z přelomu 19. a 20. století o čtyřech polích převádí jednokolejnou neelektrifikovanou trať přes řeku Jizeru. Most byl ve špatném technickém stavu a to především díky nosné ocelové konstrukci. Samotná rekonstrukce proto spočívala v zesílení konstrukce 1. a 4. pole a ve výměně konstrukce 2. a 3. pole s využitím vyzískaných konstrukcí z koridorové tratě Stříbro – Planá u Mariánských Lázní. Spodní stavba se založením byla již ve velké míře opravena v roce 2001.

Původní most na trati Nymburk – Mladá Boleslav

Železniční ocelový příhradový most přes Jizeru má 4 mostní otvory. Druhým polem protéká hlavní tok Jizery, zbývající 3 mostní konstrukce překračují inundační území. Krajní pole byla prostá, střední byla spojitá. Rozpětí jednotlivých polí nosné konstrukce činilo 31,75 m + 2 x 40,0 m + 31,75 m. Most je kolmý, ve vodorovné, v přímé mezi dvěma protisměrnými oblouky.

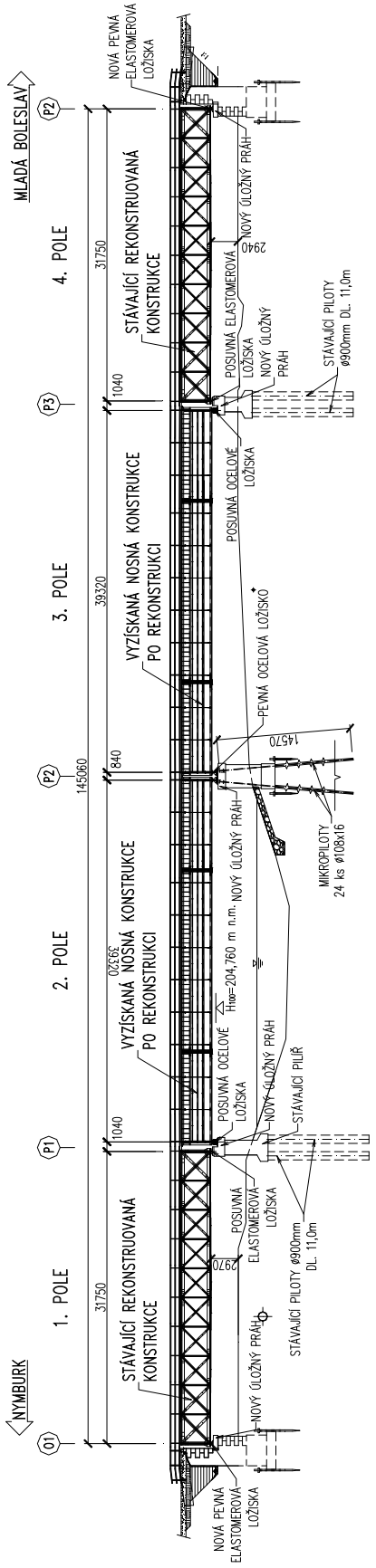
Ocelové konstrukce v 1. a 4. poli byly shodné nýtované konstrukce z r. 1898 se zapuštěnou mostovkou s příhradovými hlavními nosníky složené soustavy. V roce 1974 proběhla na mostě velká oprava, při které byly příčníky zesíleny, původní podélníky byly nahrazeny novými, nýtovanými. Dolní pás hl. nosníku a diagonály byly zesíleny přidáním příložek resp. vložek. Uprostřed rozpětí bylo umístěno brzdné ztužidlo a namontováno nové horní příčné ztužení hlavních nosníků.

Ocelová konstrukce v 2. a 3. pole byla spojitou nýtovanou konstrukci z r. 1870 se zapuštěnou prvkovou mostovkou s příhradovými hlavními nosníky složené soustavy. V roce 1974 byla rovněž provedena oprava mostu s výměnou části prvkové mostovky a zesílením hlavních nosníků. Konstrukce 2 a 3. pole mají větší stavební výšku než konstrukce 1 a 4 pole a kromě závad způsobených provozem a oreznutí nosné konstrukce se bohužel dolní pás konstrukce nachází pod úrovní hladiny stoletého průtoku Jizery.

Opěry a střední pilíř jsou z kvádrového zdiva a byly relativně v dobrém stavu, mezilehlé pilíře 1 a 3 byly v r. 2001 v rámci odstraňování povodňových škod přestaveny na železobetonové, hlubinně založené na velkoprůměrových pilotách.

Návrh rekonstrukce mostu

Projektant zpracoval několik variant rekonstrukce mostu včetně ekonomického porovnání. S ohledem na plánovanou celkovou rekonstrukci trati Nymburk – Mladá Boleslav a požadavku na zajištění přechodnosti traťové třídy D4 při 50 km/hod., byla vyhodnocena jako nejvhodnější, realizovaná varianta. Na základě podrobného statického výpočtu bylo zjištěno, že konstrukci 1. a 4. pole lze rekonstruovat zesílením a vyměněnou některých prvků. Pro spojitou konstrukci bylo hledáno takové řešení, aby se především odstranila kolize nosné konstrukce se stoletým průtokem vody. Jako výhodné se ukázalo využití vyzískaných konstrukcí z koridorové trati Stříbro – Planá u Mariánských Lázní.



Obr. 1 Podélný řez

Spodní stavby

U opěr byly odbourány úložné kamenné bloky, které nebylo možné využít pro nová ložiska. Byly odbourány stávající ŽB římsy a úložná plocha pozednice a nahrazena novými ŽB prvky. Stávající kamenné závěrné zídky byly ponechány. Celá kamenná opěry byla sanována očištěním od vegetace, lokálním přezděním a hloubkovým spárováním zdiva.

U ŽB pilíře P1 a P3 (z roku 2001) byly odbourány pouze podložiskové bloky a štíhlé části vyrovnávající výškový rozdíl sousedních konstrukcí.

S ohledem na nepříznivé umístění pevných ložisek na pilíři P2, plošnému založení pilíře na štěrkových terasách v těsné blízkosti řeky Jizery, byla navržena sanace základové spáry pilíře. Podzákladí kamenného pilíře a nového úložného prahu bylo posíleno mikropilotami TR 108/16 dl. 14,5 m. Ocelové trubky byly protikorozně ochráněny a ještě zainjektovány na celou svoji délku až po úroveň základu kamenného pilíře. Tím došlo k trvalému ochránění ocelových částí trubek proti korozi (rovněž ochrana proti bludným proudům). Mikropilotové založení zajistilo vhodné posunutí základové spáry hlouběji, až do skalního podloží.

Nosná konstrukce 1. a 4. pole

Bohužel revizní správa k mostu popisovala korozní oslabení těchto konstrukcí v příliš idealistickém stavu. Už při místním šetření projektanta bylo odhaleno, že korozní oslabení bude větší než popisované a s tímto bylo přistoupeno i při tvorbě projektu. Nicméně při zahájení rekonstrukce bylo po očištění konstrukce zjištěno, že je korozní oslabení až několikanásobně větší, a to především dolního pásu hlavních nosníků, než popisovala aktuální revizní zpráva.

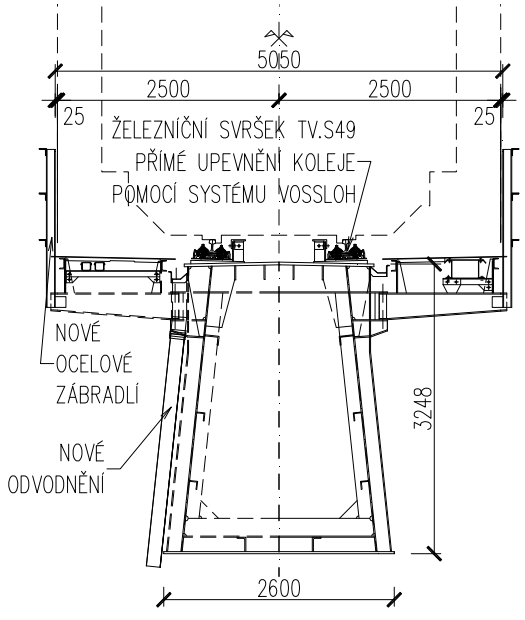
Stávající horní pásnice podélníků byly v některých místech poškozené (vylomené). Poškození pásnic způsobovalo upevnění mostnic svislým šroubem. U podélníků byla vyměněna horní pásnice s přivařenými plechy pro vodorovné připevnění mostnic. Levý podélník v poslední příhradě 1. pole měl poškozený přípoj k příčníku. S ohledem na vizuálně zjištěné otlačení otvorů pro nýty v podélníku byl podélník vyměněn za zcela nový. Příčníky nevyhověly pro přechodnost vlakové třídy D4 pro 50 km/hod. a byly zesíleny a vyměněny stávající orezlé horní pásnice za nové.

Obr. 2 Zjištěné trojnásobně větší korozní oslabení

S ohledem na značné korozní oslabení horní pásnice v prvních a posledních dvou příhradách byla tato pásnice zesílena přidáním příložek. V místě uložení konstrukce na opěrách byla dolní pásnice včetně krčních úhelníků téměř zcela odrezlá. Při rekon-strukci bylo zjištěno již popsané daleko větší korozní oslabení. Tzn. značná část dolní pásnice byla nahrazena a doplněna. V místě uložení byly zcela vyměněny krční úhelníky a osazeny příložka nahrazující v místě styků přerušené průřezy. Příčné ztužení bylo vyměněno pouze u několika poškozených kusů.

Nosná konstrukce 2. a 3. pole

Stávající nosná konstrukce byla snesena a nahrazena dvojicí konstrukcí vyzískaných z koridorové tratě Stříbro – Planá u Mariánských Lázní. Konstrukce byly vyrobeny v roce 1975 z oceli S235J0 a JR dle dnešního zatřídění. Nosnou konstrukci tvoří svařovaný plnostěnný nosník uzavřeného průřezu, komorového lichoběžníkového tvaru. Rozpětí původních konstrukcí činí 42,240 m, celková délka 42,900 m. Výška komorového průřezu hlavního nosníku je v celé délce konstantní, v ose nosné konstrukce činí 3308 mm. Hlavní nosník je vyztužen příčnými ztužidly ve vzdálenostech 3520 mm, čela nosníků jsou uzavřena plnostěnným diafragmetem (s otvory pro vstup do konstrukce). Hlavní nosník je dílensky vyroben ze tří částí, montážní styky jsou kombinované, kde je horní pásnice svařovaná, stěny a dolní pásnice jsou stykované prostřednictvím třecích šroubových spojů. Na konstrukci bylo původní přímé upevnění koleje.



Obr. 3 Příčný řez vyzískanou konstrukcí

Konstrukce byla zkrácena o 2920 mm, tzn. Na rozpětí 39,320 m. Zkrácení bylo provedeno ve středním montážním dílu posunutím montážního styku. Druhý montážní styk byl zachován dle stávající polohy. Téměř u všech podélných výztuh z válcovaných úhelníků, které byly přivařeny ke svislé výztuze hl. nosníku (tzn. nebyly průběžné), byly prasklé přípojné koutové svary. Poškození vzniklo únavovým namáháním ve svaru (zvolením nevhodného únavového detailu). Tyto svary byly odbroušeny a úhelníky výztuhy zkráceny pod úhlem 450. Na konstrukci bylo rovněž zjištěno rozdvojení materiálu dolní pásnice v blízkosti montážního styku. Tato část pásnice byla odstraněna a nahrazena novou. Rekonstrukce zahrnovala i ostatní drobná poškození jako upadlá revizní madla, odvodnění atd.

Obr. 4 Pilíř P2 v blízkosti vodního Jizery

Konstrukce byly na stavbu dovezeny vždy ve třech montážních kusech, na břehy řeku smontovány a následně osazeny jeřábem. Stávající poškozené přímé upevnění koleje bylo nahrazeno novým systémem Vossloh DFF 300. Tento systém využívá upevnění koleje pružnou svěrkou v kombinaci s pryžovými a plastovými podložkami. Celý systém umožňuje výškovou rektifikaci koleje v přesnosti na jeden milimetr. Tuhost podepření koleje by se měla blížit svršku se štěrkovým ložem.

Závěr

Na jaře 2012 byla konstrukce úspěšně uvedena do provozu. Jak je patrno z příspěvku, stávající vyzískané konstrukce, které mají ještě zbytkovou životnost, mohou být použity na méně frekventovaných tratí. Dojde tím k prodloužení jejich užívání na místo nenávratného sešrotování.

Obr. 5 Pohled na nosnou konstrukci

Most v km 25,461 trati Mladá Boleslav – Stará Paka

Most převádí jednokolejnou trať přes říčku Klenici. Vzhledem k závadám a oslabením nesplňovala původní konstrukce podmínku přechodnosti pro traťovou třídu D4 a šířkově most nevyhovoval ani dříve platnému obrysu MPP 2,2. Proto proběhla v roce 2012 kompletní přestavba objektu. Pro NK mostu byla po prodloužení a dalších úpravách použita 20 let stará ocelová konstrukce z trati Praha – Plzeň.

Původní most na trati Mladá Boleslav – Stará Paka před rekonstrukcí

Železniční most o jednom otvoru s ocelovou nosnou konstrukcí tvořenou dvěma hlavními nosníky a prvkovou mostovkou, rozpětí konstrukce bylo 28,0 m, celková délka OK 34,3 m. Hlavní nosníky byly příhradové výšky 3,0 m, osová vzdálenost hlavních nosníků 4,75 m. Hlavní nosný systém byl uložen šikmo (40,3°), podélníky byly podepřeny podružnými ložisky. Spodní stavba mostu byla kamenná, založená plošně.

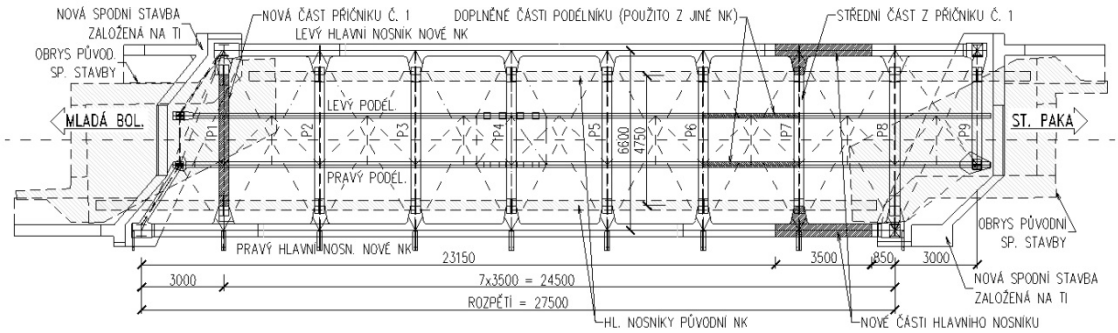
Ocelové konstrukce ze žst. Zdice

V rámci přestavby koridor. úseku Beroun – Zbiroh (žst. Zdice) byly vyzískány čtyři totožné OK, které byly v provozu přibližně 18 let. Jedna z těchto konstrukcí byla modifikována pro použití při rekonstrukci mostu v km 25,461 na trati Ml. Bol. – St. Paka, druhá konstrukce byla u SS Plzeň využita tak, že se ponechaly jen původní hlavní nosníky a příčníky – ostatní prvky (podélníky, ztužení atd.) byly odstraněny. Část těchto přebývajících prvků byla využita na prodloužení „naší“ OK. Ocelová NK vyrobená v r. 1991 byla dimenzována na zatížení vlakem ČSD A + 20 %, měla rozpětí 24,0 m. Hlavní nosníky jsou svařované plnostěnné, dolní mostovka byla a je prvková. Příčníky, připojené k zárodkům příčníků u hlavních nosníků šroubovými spoji, i podélníky jsou též svařované. Mostovka je na spodní stavbě ukončena kolmo s podružnými ložisky umístěnými pod konci podélníků.

Obr. 6 Původní most v km 25,461

Obr. 7 Čtveřice OK v žst. Zdice (rok 1991 – rok 2009)

Nové a upravované části ocelové konstrukce



Obr. 8 Půdorysné schéma – nové části vyzískané NK, dispozice nového a původního mostu

Vyzískaná OK byla pro použití na novém místě prodloužena o 3,5 m na rozpětí 27,5 m, koncové části zůstaly zachovány – nové úložné prahy a závěrné zdi byly poté navrženy na tento původní tvar. Hlavní nosníky byly rozděleny svislým řezem 3,85 m (resp. 0,85 m) od osy uložení. Poté zde byly vevařeny nově vyrobené díly hlavního nosníku dl. 3,5 m a totožného profilu. Vložený díl je tvarově shodný vč. zárodků příčníků, svislých a podélných výztuh, madel, podpor podlah atd. Ukončení konstrukce a rozmístění ložisek bylo zachováno (čtyři ložiska pod hl. nosníky + tři podružná ložiska). Úpravy mostovky se týkaly příčníků č. 1, 7 a 8 (vč. jejich zárodků), některé prvky byly posilovány, jedna část byla vyrobena nová. Zesíleny byly též průniky podélníků příčníkem č. 1 a průnik pravého podélníku příčníkem č. 8. Mezi příčníky č. 6 a 7 bylo doplněno z jiné konstrukce jedno pole podélníků vč. všech výztuh a lišty pro sedla mostnic. Dolní pásnice podélníků jsou upraveny pro uchycení horních kotevních desek čepových soustrojí. Mezi příčníky č. 6 a 7 je větrové ztužení i ztužení podélníků doplněno z jiné konstrukce. Ostatní prvky ztužení jsou použity původní, nebo původní upravené.

Obr. 9 Vevař. část dl. 3,5 m – vnitř. str. hl. nos.

Obr. 10 Osazování NK dvojicí jeřábů na úložné prahy

Všechny šrouby rozpojených prvků byly nahrazeny novými z materiálu 10.9., styčné plochy rozpojených prvků byly upraveny jako plochy třecích spojů.

Nových prvků hlavní NK bylo použito 9,5 t, původních + doplněných cca 66 t. Dále bylo využito asi 9 t původních podlahových plechů a nosníků.

Výpočet (přepočet) původních a nových částí OK

Požadavkem investora bylo provést návrh na přechodnost D4. Vzhledem ke skutečnosti, že o zatížení celé NK rozhodovalo jen několik detailů mostovky (příčníky a podélníky v koncových oblastech u opěr), které by musely být posíleny i pro přechodnost D4, byla celá konstrukce navržena na zatížení zatěžovacím vlakem UIC-71 metodikou ČSN (ve smyslu platné SR 5, a to tak, aby min. zatížitelnost byla 1,0). Únavové posouzení bylo provedeno dle aktuální ČSN EN 1993-1-9 a souvisejících podkladů EC (s použitím odpovídajících součinitelů spolehlivosti materiálu, zatížení, dynam. součinitelů atd.), kdy bylo zohledněno využití již používané konstrukce.

Závěr

Využití této vyzískané OK bylo možné proto, že i původní NK měla značnou levou šikmost (u obou jsou též podružná ložiska). Prodloužením o jedno pole mezi příčníky jsme získali přibližně stejnou dispozici, jako zde měl most původní.

Obr. 11 Zrekonstruovaný most

Železobetonové železniční mosty v Č. Budějovicích v rámci koridoru České Budějovice – Nemanice I

Ing. Jozef Kuráň, Ing. Ivan Drajčík, IKP Consulting Engineers, s.r.o.

Novostavba dvou mostů v km 214,940 (prodloužení ulice Klaricova) a km 215,025 (přes přeložku Dobrovodské stoky) představují monolitické železobetonové polorámy a most v ev. km 214,802 představuje rekonstrukci zděné klenby monolitickou železobet. konstrukcí. Jedná se sice o poměrně časté konstrukce mostních objektů, předkládáme je k prezentaci vzhledem k některým zajímavým konstrukčním řešením, která byla při jejich návrhu uplatněna.

1. Železniční most v km 215,025 a v km 214,940

1.1 Stávající stav

Mostní objekty byly navrženy jako novostavba do stávající provozované dvoukolejné železniční trati. Trať je vedená v náspu s výškou 2,7 až 5 m. Realizace mostů proběhla (kromě krátkodobých výluk) za trvalého provozu minimálně v jedné z kolejí.

1.2 Navržené řešení

Základní charakteristiky polrámové konstrukce:

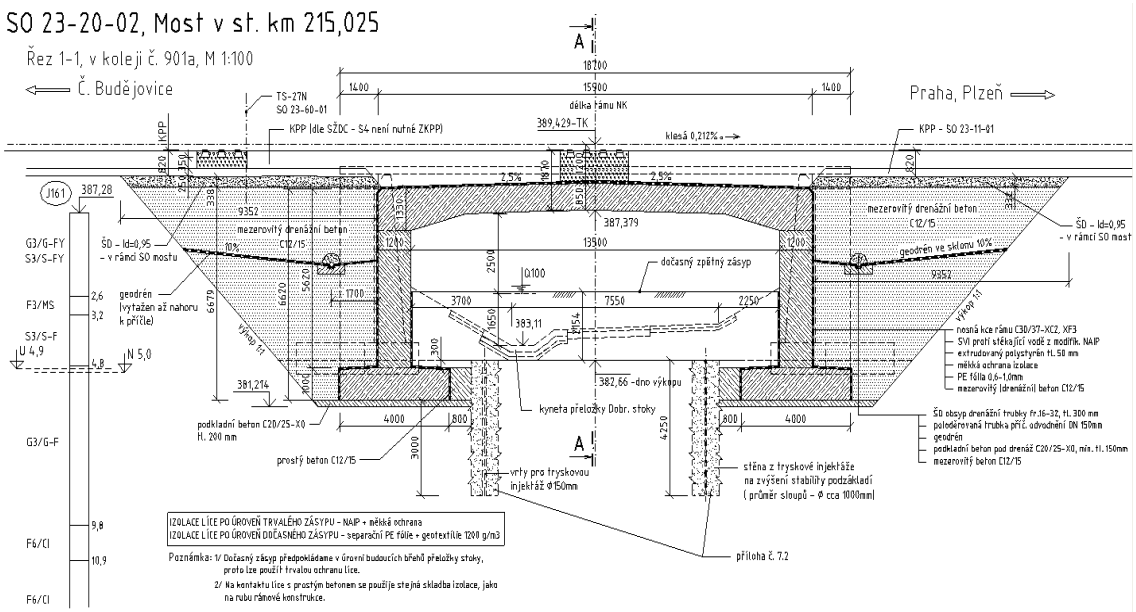
Rozpětí:	14,70 m
Délka přemostění:	13,50 m
Délka mostu:	18,70 m
Stavební výška:	1,87 m
Šikmost:	90°
Šířka objektu:	10,90 m
Volná výška pod mostem:	2,5 m od hladiny Q100
Zatížitelnost mostu:	Z_{UIC} = 1,55

Nosnou konstrukci objektu tvoří žlb. monolitický polorám o světlosti otvoru 13500 mm z betonu C 30/37 XC2, XF3. Příčle rámu má podélný střechovitý sklon 2,5 % s konstantní tloušťkou 850 mm až k náběhu, kterým se napojuje příčle na stěnu. Začátek náběhu je 2 m od stěny rámu, maximální tloušťka příčle je 1330 mm. Tloušťka stěny rámu je 1200 mm. Vzhledem ke stavebním postupům, byl tento objekt realizován po polovinách, ve dvou etapách s podélnou pracovní spárou. Napojení výztuže v podélné spáře bylo z prostorových důvodů řešené spojkováním betonářské výztuže.

Na konstrukci je navržena celoplošná vodotěsná izolace proti stékající vodě z natavovaných asfaltových pásů z modifikovaného asfaltu.

Rámová nosná konstrukce je doplněna samostatnými kolmými svahovými křídly. Monolitickou součástí rámu jsou i krátká rovnoběžná křídla (pouze na délku základu rámu), která jsou vetknuta do stěny a základu rámu. Svahová křídla jsou navržena z monolitického železobetonu C 30/37 – XC2, XF3 a staticky působí jako úhelníkové zdi. Sklon líce křídel je 10:1, založení křídel i rámu je plošné. Základové desky rámu i křídel jsou tloušťky 1 m, šířka základu rámu je konstantní 4,0 m, šířka základů svahových křídel je proměnná v závislosti od klesající výšky křídla. Beton základů je stejné jakosti jako dřík křídel resp. nosné konstrukce rámu.

Vzhledem k upřesněnému geologickému průzkumu došlo v porovnání s předchozím stupněm dokumentace ke změně založení objektu. Původně navržené hlubinné založení na pilotách bylo, vzhledem k masivní vrstvě štěrku v podzákladí, změněno na plošné založení. Vzhledem k požadavku zpracovatelů částí přeložky Dobrovodské stoky, kteří vzhledem k blízkosti vodního toku upřednostňovali hloubkové zakládání, byla navržena v čele základů stěna z tryskové injektáže. Jejím cílem je stabilizace základové spáry a zvýšení odolnosti vůči podemletí podzákladí vlivem velké vody.



Obr. 1 Podélný řez novou nosnou konstrukcí

Římsy na mostě jsou z téhož betonu jako nosná konstrukce. Šířka říms je 515 mm, jsou opatřeny okapním nosem a na rubu ozubem pro ukončení izolace. Do římsy je ukotveno trojmadlové ocelové zábradlí, které je vedeno také na svahových křídlech.

Obr. 2 Pohled na dokončenou polovinu mostu

Obr. 3 Pohled na konstrukci křídel mostu

Kolejové lože na mostě je otevřené průběžné, proto je přechod z mostu do tratě plynulý a přirozený. Povrch konstrukce mostu leží v dostatečné hloubce pod TK koleje (1,2 m a více), proto podle SŽDC S4, příl. 25 není nutno navrhovat ZKPP. Přechodový klín v místě výkopů za stěnami rámu se přesto realizuje dle S4 s použitím mezerovitého betonu a dorovnání na úroveň zemní pláně ze ŠD s požadovaným zhutněním Id = 0,95. Nad přechodovým klínem je KPP, jako v širé trati dle objektu železničního spodku. Speciální terénní úpravy na mostě vyplynuli ze skutečnosti, že most se realizoval v předstihu před realizací přeložky Dobrovodské stoky, která není součástí tohoto

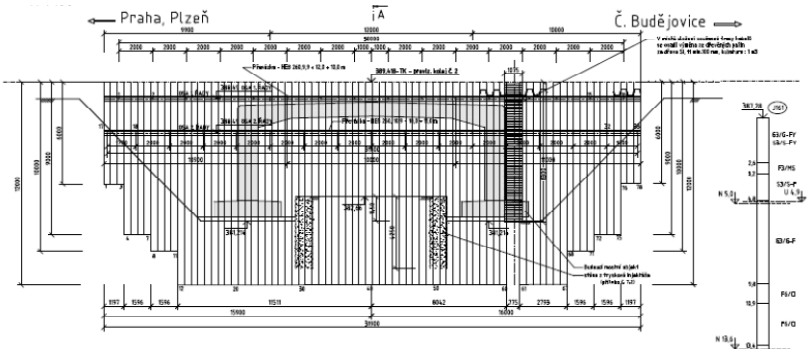
projektu). Proto se provede po výstavbě mostu částečné zpětné dosypání mostního otvoru tak, aby se pod mostem nehromadila voda a netvořila se vodní nádrž.

1.3 Výstavba mostů

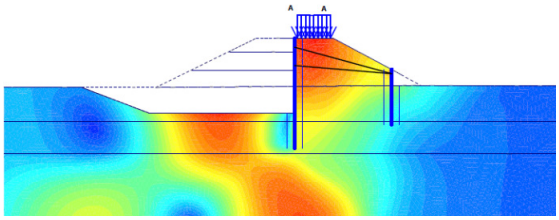
V závislosti od stavebních postupů bylo pro zajištění provozu v sousední koleji navrženo pažení. Pažení se provádělo ve dvou fázích dle stavebních postupů a výluky příslušné koleje. Ve fázi 1 (vyloučená z provozu kolej č. 1), se provádělo pažení stávající koleje č. 2 na celou délku budoucího mostu včetně délky výkopů za oběma opěrami. Toto pažení zajistilo bezpečný provoz pažené koleje na max. výšku výkopu cca 8 m. Vzhledem ke značné výšce výkopu bylo nutno pažení kotvit dvěma řadami zemních kotev. Původně bylo pro konstrukci navrženo záporové pažení (vrtané zápory IPE 400 do vrtů průměru 900 mm). Pažení bylo navrženo na zatížení vlakem UIC 71. Vzhledem k tomu, že dodavatel stavby disponoval jinou technologií, než která byla navržena v projektu stavby, předložil návrh na změnu pažící stěny, a sice nahrazením kotvené záporové stěny z válcovaných nosníků stěnou z beraněných štětovnic IIIn maximální délky 12,00 m – kotvenou soustavou předepjatých táhel v různých úrovních – do protistěny taktéž navržené jako beraněná štětovnicová zeď ze štětovnic IIIn délky 6,00 m. Navržený systém byl posouzen, a byla přijata opatření k zabezpečení plynulé realizace stavby. Pro navržený kotevní systém je rozhodující stabilita zemního tělesa sevřeného dvěma pružnými stěnami, a proto byl výpočet řešen ve formě MKP s interakcí pružných konstrukcí pažících stěn se sevřeným horninovým pružně-plastickým masivem.

Ve fázi 2, kdy byl již v koleji č. 1 nový most, bylo nutno zapažit nově navrženou kolej č. 1 (nově 901a). V místech výkopů za oběma opěrami byl navržen mezerovitý beton, který sloužil jako pažící zeď na výšku nové rámové stojky. Mezerovitý beton byl navržen s podélnou pracovní spárou mezi kolejemi, dle postupu výstavby. Na pažení kolejového lože, vrstev KPP a zarovnávací vrstvy ŠD na novém mostě a za mostem bylo použito lehké přenosné roštové pažení.

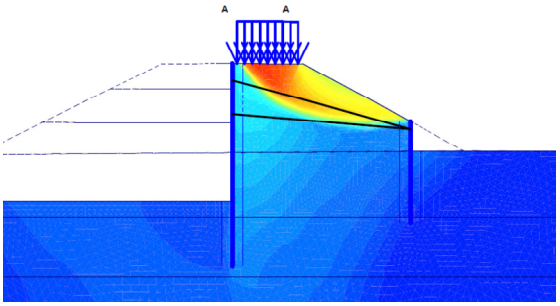
Obr. 4 Dokončená pažící stěna



Obr. 5 Pohled projektovanou konstrukci pažící stěny



Obr. 6 MKP – posouzení deformací konstrukce



Obr. 7 MKP – posouzení celkové stability konstrukce

Konstrukce byla posouzena na 9 postupných kroků výroby konstrukce tak v deformační oblasti jako i v oblasti silové, výsledky výpočtu byli konfrontovány se skutečnými hodnotami a výsledkem byla konstrukce plně odpovídající současným normovým požadavkům.

Spojování výztuže. Vzhledem na nedostatek prostoru na přesah výstužných vložek zejména v podélné pracovní spáře mezi kolejemi byl navržen systém spojování výztuže závitovými spojkami s využitím všech Přednosti tyčí pro spojování výztuže:

a) snadná manipulace v důsledku používání tyčí Ø 12,0 – 32
b) levotočivý závit po celé délce tyče
c) použitelnost pro všechny druhy zatížení: statické, dynamické, tahové, tlakové
d) vysoká odolnost proti únavě
e) umožňuje v jednom řezu betonové konstrukce napojit 100 % tyčí
f) možnost protikorozní ochrany
g) plný přenos sil bezpokluzovým kotvením

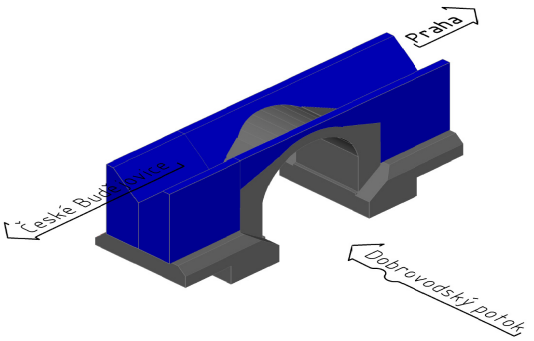
Použitý systém spojování výztuže přinesl výrazné prostorové úspory návrhu, a vzhledem ke stísněnému pracovnímu prostoru zabezpečoval realizovatelnost objektů.

2. Most v ev. km 214,802

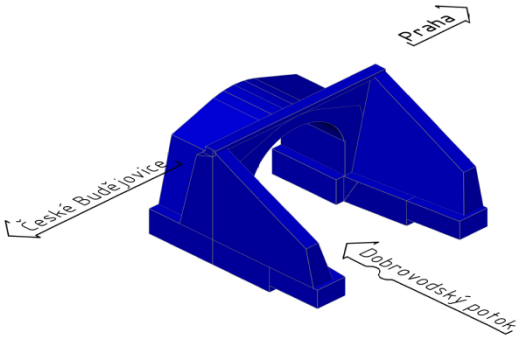
Stávající most je konstrukcí, která vznikla postupným dobudováním ve dvou krocích. Prvním krokem byla výstavba jednokolejné konstrukce zděné kamenné klenby z roku 1908. V roce 1961 byla konstrukce rozšířená o druhou kolej a monolitickou betonovou klenbou. Z toho důvodu je mostní objekt složen ze dvou různých materiálů. Klenba pod kolejí č. 1 (vlevo trati) je kamenná, klenba pod kolejí č. 2 je betonová na základech z monolitického betonu. Kamenná klenba mostu byla silně proteklá - na klenbě byly patrné krápníky - izolační systém byl značně poškozen a zcela nefunkční. Pod mostem bylo poškozené odláždění koryta po obou stranách - tím docházelo i při běžném průtoku k zamokřování opěr- obdobně tomu bylo před a za mostem jednak pod lávkou pro pěší a jednak u křídel a svahového kuželu. Pracovní spára mezi klenbami byla vyplněna heraklitem a silně protékala.

2.1 Navržená úprava

Nad klenbou se zřídila nová sjednocující nosná žlb. konstrukce (beton C30/37 XC2, XF3), která byla ukotvena do stávajícího zdiva klenby a opěr výztuží 10505(R). Na zesilující konstrukci plynule na obou koncích navazují žlb. plovoucí desky (beton C 30/37 XC2, XF3) tl. 250 mm, které zajišťují odvedení vody z objektu. Na objektu byla provedena kompletní izolace s tvrdou ochranou proti stékající vodě. Na konci desky byla navržena odvodňovací příčná drenáž a izolace byla zatažena za drenáž 500 mm do svahu. Hluchý prostor mezi přechodovými zídkami a koncem žlb. drenážního žlabu byl zaizolován před realizací zídek. Kolejové lože bylo navržené jako uzavřené.



Obr. 8 1. etapa výstavby – zděná klenba

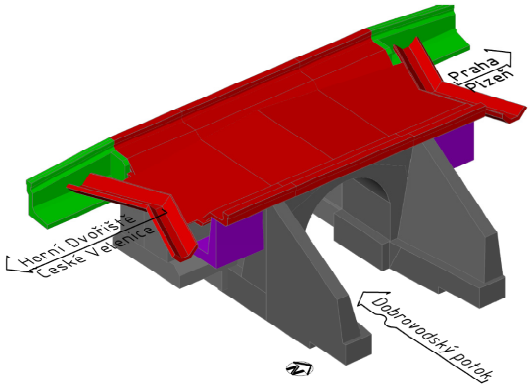


Obr. 9 2. etapa výstavby – monolit. klenba

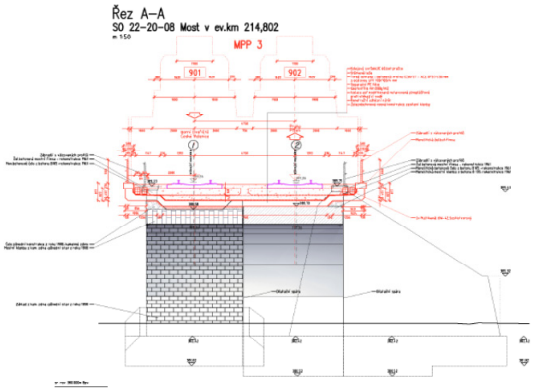
Kamenná klenba pod kolejí č. 1 byla sanována - hloubkové spárování a injektáž zdiva a to včetně rovnoběžných křídel. Byla utěsněna spára mezi kamennou a betonovou klenbou. Betonová část mostu byla otryskána a provedena lokální sanace poškozeného betonu - předpokládaná hloubka 30-60 mm podle stupně degradace betonu. Pod mostem byla doplněna dlažba koryta, aby nedocházelo k podemílání a zavlhčování zdiva při běžném průtoku. Obdobně byla zádlažba provedena pod lávkou a u křídel a kuželů.

Druh nosné konstrukce:	Původní masivní gravitační přesypaná klenba zesílená monolitickou železobetonovou desku a oboustrannými plovovocími deskami
Délka přemostění:	7000 mm
Délka mostu:	33707 mm
Rozpětí nosné konstrukce:	7850 mm
Světlost mostu kolmá:	7000 mm
Výška mostu:	6802 mm
Šířka mostu:	11500 mm
Stavební výška:	1957 mm
Konstrukční výška:	1130 mm
Počet otvorů: 1	
Přemostěná překážka:	1. otvor – Dobrovodský potok
Úhel křížení s komunikací	90°
Počet kolejí:	2
Směrové poměry koleje:	č. 901,902 – přímá

Po rekonstrukci z původní různorodé konstrukce vznikla jednotná prostorová, jednoznačně staticky působící konstrukce odpovídající současným prostorovým a zatěžovacím normám.

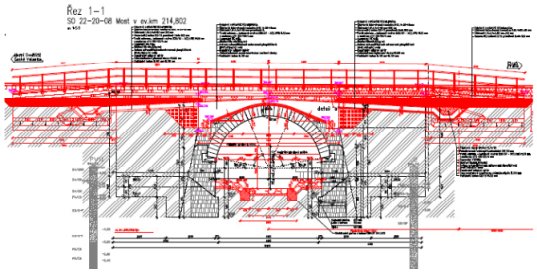


Obr. 10 Sjednocení konstrukcí zesilovací deskou

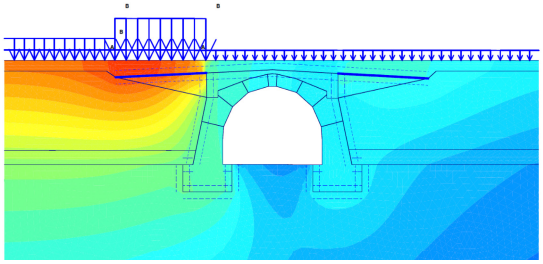


Obr. 11 Návrh sjednocující úpravy, Příčný řez

Vzhledem k různorodosti materiálů a velikému počtu mezistupňů výstavby byl pro výpočet konstrukce zpracován model konstrukce MKP pro výpočet jak deformačních charakteristik, tak i silových a tento byl porovnáván se zjednodušeným schématem pružného působení.



Obr. 12 Návrh sjednocující úpravy, podélný řez



Obr. 13 Výpočet MKP, výpočet deformací konstrukce

Obr. 14 Sanace původní konstrukce

Obr. 15 Pohled na sanované zdivo

Obr. 16 Realizace opěrných zídek

Obr. 17 Pohled, Výroba mostních říms

Objednatel: SŽDC, s.o., Stavební správa Praha

Projektant: IKP Consulting Engineers, s.r.o. – Ing. Drajčík, Ing. Kuráň

Realizace objektů: EUROVIA CS, a.s., závod Řevnice

Fotodokumentace je z archivu zpracovatele projektu, zpracovatele průzkumů, TDI a dodavatelů stavby

Realizace prefabrikovaných rámových železničních mostů v Čechách a Polsku

Pavel Bulejko, Rastislav Schreiber, ABM Mosty s.r.o.

Příspěvek popisuje realizaci několika železničních mostů z prefabrikovaného rámového systému Matiere Opti-Cadre. V západní Evropě (převážně Portugalsko, Španělsko, Francie, Benelux, Británie, Skandinávie) se toto řešení používá úspěšně již přes 20 let. První železniční realizace z rámového systému na východě Evropy byly zhotoveny na Slovensku. Šlo o dva mosty na mezinárodním koridoru u Žiliny (modernizace trati rok 2009) a poté jeden most na obchvatu obce Horná Štubna (světlost 13,5 m) coby železniční přemostění nové komunikace. Níže popsané stavební akce jsou tak první železniční aplikací tohoto rámového systému v Čechách (konečně) a v Polsku.

Popis projektu „Modernizace jednokolejné elektrifikované železniční trati No. 109 mezi stanicí Kraków Bieżanów a stanicí Wieliczka Rynek“

Tuto zakázku „design + build“ (žlutý fidic) realizovala česká firma EUROVIA CS ve spolupráci projekční kanceláří SUDOP PRAHA. Cílem projektu byla modernizace stávající jednokolejné elektrifikované železniční trati mezi stanicí Kraków Bieżanów a stanicí Wieliczka Rynek. Délka úseku je 5,3 km, celá rekonstrukce proběhla ve stávající stopě železniční trati. Základní parametrickou změnou po modernizaci bylo zvýšení traťové rychlosti z 60 km/hod. na 70 km/hod. a odstranění četných omezení způsobených především špatným stavem infrastruktury. Předmětem modernizace byla výměna kolejového svršku, výstavba nových nástupišť, rekonstrukce mostů, rekonstrukce trakčního vedení a nové zabezpečovací a sdělovací zařízení.

Samotné práce byly zahájeny v srpnu 2011, kdy na základě demoličního výměru byly sneseny nepoužívané koleje v žst. Wieliczka. V listopadu 2011 byl snesen železniční svršek, demontováno nástupiště v žst. Wieliczka a byly zahájeny práce na železničním spodku a kanalizačním sběrači. Přes zpomalení postupu prací v důsledku velkých mrazů v únoru 2012 byl na této části stavby začátkem dubna položen nový železniční svršek. Nepřetržitá výluka byla naplánována od 19. března do 29. dubna 2012. V průběhu této výluky probíhaly práce na všech stavebních objektech současně a prakticky po celou dobu bylo na stavbě nasazeno kolem 250 pracovníků a několik

desítek kusů stavební techniky. Harmonogram prací byl v důsledku deštivého počasí několikrát upravován, přesto se díky úsilí všech zúčastněných podařilo předat železniční trať do provozu v dohodnutém termínu. K tomu přispěla i skutečnost, že všech 5 mostů, které bylo na trati nutno zbourat a postavit znovu, bylo zhotoveno z prefabrikovaných rámů a kleneb dodaných firmou ABM Mosty. Jednalo se o dva rámy světlosti 9 m (oba přímo pojížděné bez štěrkového lože), jeden rám světlosti 11 m a dvě menší klenby 4,6 m resp. 7,7 m světlosti.

Popis realizace mostních objektů

Během prací na „Konceptu“ (revizi tendrové dokumentace) byly odhaleny zásadní nesrovnalosti mezi realitou a předpoklady tendrové dokumentace spočívající hlavně ve velikosti mostních objektů a tím i ve výšce nivelety koleje na mostech.

Po komplikovaných jednáních se správcem městských komunikací a památkovým úřadem v Krakově byly vypracovány nové návrhy mostních konstrukcí, které znamenaly zdvih nivelety v některých případech až o 1,2 m. Požadavky hlavního zhotovitele na projekty mostů se ve výsledku zúžily na jeden, tj. na časové omezení výstavby mostů. Na realizaci všech mostů byl určený časový úsek ve výluce 30 dní. S cílem maximálního zkrácení termínu výstavby byly již v Konceptu navrženy ABM prefabrikované mosty, které byly při zpracování projektu individuálně upraveny tak, aby splňovaly veškeré požadavky na dispozici, trvanlivost a vzhled mostů. Takto navržené mosty se vyznačují velice jednoduchou a hlavně rychlou technologií výstavby a minimálními nároky na budoucí údržbu. Na celé trati se nachází celkem devět inženýrských objektů, pět objektů bylo kompletně demolováno a nově vybudováno, tři konstrukce se sanovaly a jeden propustek byl zrušen. Dále si popíšeme pouze jeden rámový most. Ostatní konstrukce byly velice podobné.

M02 – Železniční most v žkm 0,930

Jedná se o železobetonovou rámovou konstrukci s přímým uložením kolejnice do konstrukce systémem Tines. Most je založen plošně na štěrkovém polštáři vyztuženém geomřížemi. Konstrukce se světlou výškou 3,55 m a světlou šířkou 9 m má stavební výšku pouze 710 mm. Při návrhu mostu byla použita maximální míra prefabrikace, čímž se redukoval celkový počet mokrých procesů na výsledné dva. Betonáž podkladních betonů a betonáž zmonolitňujících zámků křídel a nosné konstrukce. Přímé uložení kolejnic se nakonec ukázalo jako nejlepší řešení pro redukci stavební výšky konstrukce. Prefabrikované byly také křídla a dokonce i římsy, které byly již součástí horních dílců mostu potažmo křídel. Na obrázku je možno vidět tento vskutku téměř stavebnicový systém od montáže až po zatěžovací zkoušku. Jeden most včetně křídel se montoval pouhé 2 dny. Výstavba mostů probíhala zcela bez problémů. Počáteční obavy z přímého uložení kolejnic na mostech systému Tines se ukázaly jako zbytečné. Most je nyní v provozu po zatěžovací zkoušce, která prokázala deformace bezpečně pod výpočtovými hodnotami resp. 7,7 m světlosti.

Popis projektu „Rekonstrukce mostu v km 64,507 trati Železná Ruda – Plzeň“

V tomto případě se jednalo o rekonstrukci starého mostu o jednom poli, tvořeného ocelovou plnostěnou trámovou konstrukcí osazenou na opěrách z kamene. Stávající most byl v nevyhovujícím technickém stavu. Nosná konstrukce i spodní stavba byla hodnocena stupněm 3. Doba užívání nosné konstrukce již překročila hodnotu použitelnosti OK. Podrobnou prohlídkou mostního objektu byly zjištěny dvě zásadní skutečnosti. OK byla silně oslabena korozí a na mostě nebyla mezi zábradlím dodržena prostorová průchodnost pro VMP 2,5 (širá trať) dle ČSN 73 6201. Spárování kamenného zdiva spodní stavby bylo porušené až vypadané, materiál pojiva byl vyžilý, rovněž spáry mezi zdivem a kamennými úložnými kvádry byly porušené s vypadanou výplní, rohové kvádry opěr byly odtržené od navazujícího zdiva. V dříku opěr byly svislé trhliny, které procházely až do základů opěr. Kamenné zdivo mostních křídel bylo vyboulené a porušené.

Popis realizace nové mostní konstrukce

Nová nosná konstrukce mostu je zhotovena s průběžným kolejovým ložem jako železobetonová polorámová konstrukce o rozpětí pole 6,35 m, sestavená z prefabrikovaných prvků z betonu C50/60-XF3, XC4, XA1. Volná šířka na mostě mezi zábradlím je 5,27 m. Kolej je po mostě vedena v částečně otevřeném štěrkovém loži s minimální tl. štěrkového lože 0,35 m pod ložnou plochou pražce a se zajištěním nutného kolejového lože výšky 550 mm (510 + rezerva 40 mm). Mezi nutným obrysem kolejového lože a horním povrchem tvrdé ochrany izolace (beton tl. 60 mm vyztužený KARI sítí) je minimální rezerva ve středu rozpětí 24 mm, směrem k opěrám se tato rezerva zvětšuje.Nosná konstrukce se skládá ze třech prstenců šířky 1,87 m, dva krajní a jeden vnitřní. Každý prstenec se skládá ze dvou bočních dílců s patkou a jednoho dílce horního polorámu. Celková výška prstenců je 6,25 m. Polorámový prvek je na boční dílec uložen na sucho přes kloubový styk. Jednotlivé prstence jsou k sobě seskládány „na tupo“ s nominální šířkou spáry 10 mm. Tloušťka stěny bočních dílců a horního polorámu je 0,35 m. Horní povrch příčle polorámu je ve střechovitém sklonu 3,0 % v podélném směru s proměnou tl. (max. 0,50 m v L/2). U krajních prstenců jsou zhotovena krátká rovnoběžná křidélka tl. 0,28 m. V horní části krajních (lícových) rámů je zhotovena římsa šířky 0,32 m s ozubem pro ukončení hydroizolace. Patka bočního stěnového dílce je navržena u všech prstenců šířky 2,55 m. V horní ploše příčle byly jednotlivé prefabrikáty po sestavení spojeny petlicovým stykem ve vynechaných kapsách. Dobetonávka petlicového styku je z betonu C35/45-XF3, XC4. Montáž nosné konstrukce provedla firma ABM Mosty dne 5. června 2012 od 6 hod. do 13 hod. Tedy během rekorních 7 hodin práce byla smontována kompletní NK mostu vč. říms. Hlavním zhotovitelem akce byla firma FIRESTA a projektantem Valbek Plzeň.

Závěr

Železniční mostní objekty zmíněné v tomto příspěvku opět prokázaly výhody prefabrikace v železničním stavitelství. Výhoda mimostaveništní výroby dílců v certifikovaném prostředí prefavýrobny, rychlost výstavby těchto systémů a tím spojené minimalizace

rizik na stavbě (ve střední Evropě stále podceňovaná položka) a hlavně také finanční úspory (s většími rozpony je možno dosáhnout objemově i méně než 50 % objemu monolitického betonu nosné konstrukce díky interakci objektu se zeminou) jsou těmi důvody, které vedou hlavní zhotovitele stále častěji k používání prefabrikovaných systémů Matiere. Použitím osvědčeného, spolehlivého materiálu se zaručenou životností, jakým je kvalitní prostě vyztužený železobeton (pro dílce se standardně používá provzdušněný C50/60) s předpisovým krytím betonářské výztuže, získává pak investor, potažmo správce objektu, nový a hlavně bezúdržbový mostní objekt. Je zřejmé, že tato technologie má, díky své rychlé výstavbě, velký potenciál využití jednak jako náhrada již dosluhujících železniční objektů ale také jako technologie nových mostních objektů. Důkazem spolehlivosti prefabrikovaných přesypaných systémů použitých v železničním stavitelství mohou být např. mostní kce v perfektním stavu zhotovené souběžně se samotným zrodem železnice v Čechách před více jak 150 lety, viz poslední foto. Tyto mosty jsou defakto zhotoveny z prefabrikátů. Kamenné bloky byly opracovány mimo stavbu v lomu a poté dopraveny na stavbu, kde se spojovaly maltou. Právě ta bývá většinou slabým článkem tohoto systému. U přesypaných systémů Matiere žádná malta není, s časem se bude měřit pouze prostě vyztužený provzdušněný C50/60 beton.

Poděkování

Kolegům ze SUDOPU (p. Dubánek a Kubát) a z EUROVIA CS (p. Gelo) za pomoc s textovou částí o zakázce v Polsku a p. Šlaisovi z Valbek za pomoc s textem o mostu u Červeného Poříčí. Ze samotné realizace obou zakázek pak všem zúčastněným, od investorů, přes projektanty až po smluvní partnery.