KONFERENCE

ŽELEZNIČNÍ MOSTY A TUNELY

SETKÁNÍ INVESTORŮ, PROJEKTANTŮ, STAVITELŮ A SPRÁVCŮ

14. ROČNÍK

KONGRESOVÝ SÁL HOTELU OLŠANKA
OLŠANSKÉ NÁMĚSTÍ, PRAHA 3
22. LEDNA 2009

pořádají

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

Partneři konference časopis SILNICE ŽELEZNICE a server www.mosty.cz

SBORNÍK PŘÍSPĚVKŮ

14. ROČNÍK KONFERENCE

ŽELEZNIČNÍ MOSTY A TUNELY

setkání správců, investorů, projektantů a stavitelů

Kongresový sál hotelu Olšanka,
Olšanské náměstí, Praha 3
22. ledna 2009

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. Josef Fidler, SUDOP PRAHA a.s.
Ing. Michal Gramblička, SUDOP PRAHA a.s.
Ing. Blanka Karbanová, SŽDC, s.o.
Ing. Anna Kodysová, MBA, SŽDC, s.o.
Ing. Tomáš Wangler, SUDOP PRAHA a.s.

SBORNÍK PŘÍSPĚVKŮ

Tento sborník je k dispozici rovněž v tištěné podobě. Příspěvky neprošly jazykovou úpravou

MCE Slaný vyrobila a smontovala ocelovou konstrukci železničního mostu přes Dunajský kanál a zimní přístav ve Vídni
Ing. Jan Svoboda, Vladan Michalík, MCE Slaný, s.r.o.

Oprava Hranického viaduktu cihelného v km 3,230 trati Přerov – Petrovice (st. hr. ČR/PR), 1. etapa
Ing. Martin Vašák, IM-Projekt, inženýrské a mostní konstrukce, s.r.o.
Ing. Petr Buchta, IDS - Inženýrské a dopravní stavby Olomouc, a.s.
Ing. Miroslav Basler - SŽDC, s. o., SDC Olomouc

Oprava mostu v km 9,888 trati Hranice – Vsetín
Ing. Martin Vašák, IM-Projekt, inženýrské a mostní konstrukce, s.r.o.
Ing. Petr Buchta, IDS - Inženýrské a dopravní stavby Olomouc, a.s.
Ing. Michal Grossmann, Minova Bohemia, s.r.o.

Znojemský viadukt – historie
Ing. František Pelíšek, SŽDC, s. o., SDC Brno

Rekonstrukce Znojemského viaduktu
Ing. David Kmošek, SUDOP BRNO, spol. s r.o.

Demontáž provizorního mostu ŽM 16 M v rámci elektrizace traťového úseku Šatov – Znojmo, SO 04-19-01 Železniční most v km 99,297
Ing. Radim Pokorný, Ing. Dalibor Václavík, FIRESTA - Fišer, rekonstrukce, stavby a.s.

Navrhování betonových železničních mostů podle evropských norem
Doc. Ing. Vladislav Hrdoušek, CSc., Ing. Roman Šafář, Stavební fakulta ČVUT v Praze

Nové spojení – vize a realita
Doc. ing. arch. Patrik Kotas, Ateliér designu a architektury
Ing. arch. Petr Šafránek, Architektonický a projekční ateliér

Technická řešení dlouhých železničních tunelů z pohledu investora a projektanta
Ing. Josef Hloušek, SŽDC, s.o.
Ing. Otakar Hasík, METROPROJEKT Praha a.s.

Optimalizace trati st. hranice SR – Mosty u Jablunkova – Bystřice nad Olší, přestavba železničního tunelu Jablunkovský č. 2
Ing. Emil Macháček, Ing. Jiří Tesař, Subterra a.s.

Tunel Jablunkov – zhodnocení geotechnických rizik přestavby železničního tunelu
Ing. Ota Jandejsek, Ing. Václav Veselý, Stavební geologie - Geotechnika, a.s.
Ing. Jiří Mára, METROPROJEKT Praha a.s.

Systém chemické stabilizace štěrkového lože (most Žichlínek, tunely pod Vítkovem)
Ing. Tomáš Plicka, MC-Bauchemie s.r.o.

Nové spojení – definitivní ostění tunelů pod Vítkovem
Ing. Miroslav Marek, Ing. Michal Gramblička, SUDOP PRAHA a.s.

Ražení s použitím tunelovacích štítů, razicích strojů a mikrotunelování
Ing. Lutz zur Linde, HERRENKNECHT AG, Schwanau
Ing. Jaroslav Raclavský, Ph.D., VUT v Brně, FAST

Dokončení ražeb železničního tunelu Valencie ve Španělsku, dokončení ražeb největšího průměru TBM 15,43 m na projektu v Shanghai
Ing. Jiří Smolík
Ing. Jiří Nový, marketing OŘ ředitelství Subterra a.s.

Zkušenosti z provozu mostů z předpjatého betonu na trati Plzeň – Cheb
Ing. Pavel Němec, Pontex spol. s r.o.
Ing. Miloš Šimler, SM 7, a.s.
Ing. Petr Klimeš, SSŽ, a.s.
Ing. František Šťovíček, SŽDC, s. o., SDC Plzeň
Ing. Stanislav Kejval, Ing. Petr Žákovec, SŽDC, s. o., SS Plzeň

Spřažené ocelobetonové mosty na trati Plzeň – Cheb
Ing. Roman König, Ing. Michal Hacaperka, Ing. Jan Sýkora, IKP Consulting Engineers, s.r.o.

Nová technická legislativa v oboru provádění ocelových konstrukcí
Ing. Milan Kučera, SŽDC, s. o., Oddělení žel. mostů a tunelů

Prostorové uspořádání otvorů mostních objektů přes vodní překážky dle ČSN 73 6201:2008
Ing. Miroslav Teršel, SŽDC, s. o., OMT

Oprava mostu v km 1,707 trati Praha hl. n. – Praha Smíchov po mimořádné události
Ing. Libor Marek, TOP CON servis s.r.o.

Projektování a výstavba železničních mostů – schvalování, přejímky, uvádění do provozu
Ing. Václav Podlipný, SŽDC, s. o., Odbor traťového hospodářství, Oddělení žel. mostů a tunelů

Rekonstrukce mostu na III. tranzitním železničním koridoru v úseku Stříbro – Plzeň ze systému Matiere®
Pavel Bulejko, Rastislav Schreiber, ABM Mosty s.r.o., člen skupiny ABM Europe

Integrální most Žichlínek
Ing. Pavel Novák, SŽDC, s. o., SDC Pardubice
Ing. Roman Šafář, Stavební fakulta ČVUT v Praze

Rekonstrukce mostu v žkm 56,589 přes řeku Moravu v Moravičanech
Ing. Jan Sýkora, IKP Consulting Engineers, s.r.o.

ČD DDC, Modernizace trať. úseku Červenka – Zábřeh SO 33-19-01 Železniční most v km 56,589
Ing. Libor Hökl, FIRESTA – Fišer, rekonstrukce, stavby a.s.

Rekonstrukce mostu v km 152,402 trati Hrušovany – Brno v místě křížení s tratí Břeclav – Brno
Ing. David Kmošek, SUDOP BRNO, spol. s r.o.

Rekonstrukce mostu v km 28,713 trati Číčenice – Volary
Ing. Libor Marek, TOP CON servis s.r.o.

Železniční uzel Brno, 1. etapa, 1. část odstavného nádraží
Železniční mosty v rámci 1. části odstavného nádraží
Ing. Jiří Borovička, MORAVIA CONSULT Olomouc a.s.
Ing. David Kmošek, SUDOP BRNO s.r.o.

Železniční most v km 362,050 trati Plzeň – Stříbro
Ing. Jan Svitavský, Ing. Alexandr Kurz TOP CON servis s.r.o.

Rozšíření masivního klenbového mostu vestavěnou železobetonovou konstrukcí
Ing. Jozef Kuráň, Ing. Jan Sýkora, IKP Consulting Engineers, s.r.o., Praha

Železniční most na výsuvné skruži v Izraeli
Ing. Milan Kalný, Pontex spol. s r.o.
Ing. Petr Andrýsek

MCE Slaný vyrobila a smontovala ocelovou konstrukci železničního mostu přes Dunajský kanál a zimní přístav ve Vídni

Ing. Jan Svoboda, MCE Slaný, s.r.o.
Vladan Michalík, MCE Slaný, s.r.o.

Součástí přestavby přístavního terminálu ve vídeňské čtvrti Freudenau bylo i jeho nové připojení na železniční trať Maxing - Nussdorf. V souvislosti s tím bylo mimo jiné nutno obnovit přemostění zimního přístavu a kanálu Dunaje, které bylo zničeno v závěru 2. světové války. K realizaci bylo vybráno velmi svérázné architektonické řešení, které v těchto dnech již tvoří novou dominantu Freudenau.

Ze statického hlediska se jedná o spojitý nosník o dvou polích (pole 1 o rozpětí 74,5 m je provedeno jako plnostěnná konstrukce a pole 2 o rozpětí 91,5 m jako masivní příhradová konstrukce). Oba mostní trámy charakterizuje výrazně proměnná výška, stoupající směrem ke středovému pilíři, kde jsou obě soustavy vzájemně propojeny originálním uzlem. Ten je charakterizován velmi mohutnými diagonálami, vzájemně propojenými podporovým příčníkem a členitými hlavními nosníky. Mostovka je v celé délce provedena jako ortotropní deska, na které je uloženo průběžné štěrkové lože.

Celková hmotnost ocelové mostní konstrukce činí cca 2200 t. Extrémně těžké a výrobně náročné dílce uzlu z oblasti středového pilíře byly vyráběny ve Slaném. Unikátní jsou zejména podporové diagonály D5 komorového průřezu se stěnami tl. 100 mm o hmotnosti 90 t a plnostěnné nosníky HT 4.1 s pásnicemi tl. 80 mm o hmotnosti 79 t. Zbývající konstrukce dodával sesterský závod z maďarské Nyíregyházy, kompletní montáž byla svěřena MCE Slaný.

Koncept montáže musel zohlednit velmi složitý tvar ocelové konstrukce. Ta byla sestavována a svařována na předmontážní ploše před opěrou 1. Původně byla zvažována možnost zaplavení předmontované konstrukce, nakonec byl zvolen podélný výsun. Ten byl však s ohledem na složitý tvar konstrukce a nevýhodné rozložení hmotnosti poměrně komplikovaným manévrem.

Předmontáž probíhala v budoucí ose koleje na rozšířeném násypovém tělese trati před opěrou 1. Nejprve bylo pomocí mobilního jeřábu nosnosti 250 t sestaveno ze tří sekcí pole 1 a připojen výsuvný nos. Ocelová konstrukce pole 1 byla uložena v pracovní výšce 1,5 m nad úrovní terénu na pomocnou konstrukci s dobrou dostupností pro svařování. Po svaření pole 1 o hmotnosti 620 tun bylo nutné toto vysunout o 24 m tak, aby bylo možné posléze sestavit a svařit pole 2, tzn. sekce 5 až 7. Zde je již nosná konstrukce tvořena prostorovou příhradou, která byla osazena na lehké a stabilní podpěry systému "Rohrstockerl". Celá sestava byla svařována do definitivního tvaru s neustálým sledováním a korigováním polohy jednotlivých dílců tak, aby výsledný tvar prostorové části pole 2 byl shodný s tvarem sekce 4 pilířového uzlu.

Po svaření byla obě pole nazvednuta o 3,5 - 4,5 m pomocí hydraulického systému aplikovaného v součinnosti s podpěrným systémem „Rohrstockerl". Pole 1 bylo v této výšce vysunuto o 23 m, čímž byl vytvořen prostor pro předmontáž sekce 4. Hlavní nosníky o hmotnosti 79 t byly běžným způsobem uloženy na podpěrné konstrukce a mezi ně vloženy dílce mostovky. Hlavní diagonály o hmotnosti 90 t byly uloženy pomocí dvojice jeřábů s nosností 400, resp. 90 t. Sestava polí 1, 2 a uzlové sekce byla geometricky prostorově zaměřena a posléze v jednotlivých pracovních krocích svařena do definitivního projektovaného tvaru. Při svařování důležitých uzlových bodů bylo nutno provádět prostorové korekce celé sestavy (cca. 2200 t.).

Dalším krokem byl výsun již kompletně svařeného mostního trámu pomocí hydraulického systému s přepínacími kabely. Podpěry opatřené výsuvnými jednotkami byly při výsunu zatěžovány výrazně proměnnými silami, proto bylo vždy po ujetí 3 - 5 m nutno rektifikovat jejich stavební výšku v závislosti na naměřeném tlaku. Výsun musel probíhat synchronně v závislosti na geometrii mostní konstrukce a měnících se tlacích na podpěrné konstrukce.

V konečné fázi bylo provedeno spuštění mostu do definitivní polohy o cca. 3,5 m s použitím hydraulického synchronního systému, pracujícího s přesností 5-10 mm na

opěře 1 a na pilíři 2. Opěra 3 byla opatřena jen diagonální prutovou soustavou pro přenesení vodorovných sil od větru. Celá sestava mostu o hmotnosti cca. 2200 t. byla tedy spouštěna do definitivní polohy na čtyřech bodech. V závěrečné fázi spouštění byla osazena definitivní hrncová ložiska, na která byla následně ocelová konstrukce uložena.

Oprava Hranického viaduktu cihelného v km 3,230 trati Přerov – Petrovice (st. hr. ČR/PR), 1. etapa

Ing. Martin Vašák, IM-Projekt, inženýrské a mostní konstrukce, s.r.o.
Ing. Petr Buchta, IDS – Inženýrské a dopravní stavby Olomouc, a.s.
Ing. Miroslav Basler – SŽDC, s. o., SDC Olomouc

Hranický viadukt cihelný (HVC) byl k 1. 8. 2007 zapsán do seznamu kulturních památek. 1. etapa opravy spočívala v zamezení průsaků vody do cihelných kleneb a následný vznik trhlin a odlupování líce cihel. Oprava byla zaměřena na zaizolování rubu kleneb, kompletní obnovu říms, zábradelních sloupků a zábradlí.

Historie

Historie železniční dopravy se vztahuje k osobě barona Rothsilda, který požádal císaře Ferdinanda o udělení koncese na stavbu dráhy z Vídně k solným dolům v Haliči. Tato koncese mu byla udělena v roce 1836.

Viadukt tvoří tři samostatné nosné konstrukce:

- Cihelný viadukt byl vybudován v letech 1844 - 1847 (HVC – Hranický viadukt cihelný)
- Kamenný viadukt z roku 1873 (HVK - Hranický viadukt kamenný)
- Betonový viadukt s jehož výstavbou bylo započato za 1. světové války, dokončen byl však až v roce 1937 (HVB - Hranický viadukt betonový)

Územní podmínky

1. etapa opravy Hranického cihelného viaduktu řešila zamezení průsaku srážkové vody do konstrukce. Z tohoto důvodu se celý mostní objekt kompletně izoloval plovoucí izolací. V rámci této etapy byla provedena izolace rubu kleneb. Současně byla přezděna cihelná římsa spolu s cihelnými sloupky. Stávající zábradlí bylo zrepasováno a vráceno zpět.

Před mostem je ukončena výtažná kolej bývalé Drahotušské spojky. Viadukt je situován na traťovém úseku (1891) Přerov – Petrovice st.hr. ČR/PR v definičním úseku (2A) žst. Drahotuše v blízkosti železničního nádraží Hranice na Moravě.

Základní údaje

- počet otvorů: 32
- světlost polí: 26 x 11,378 + 2 x 8,376 + 4 x 5,689 m
- délka mostu: 448,616 m
- rozpětí polí: 26 x 12,168 + 2 x 9,166 + 4 x 6,479 m
- úhel křížení: 100 g (90^{o})
- konstrukční výška: 0,790 m
- stavební výška ve vrcholu klenby: 2,77 m, 5,58 m
- volná výška pod mostem: 5,69 – 17,88 m
- výška mostu: 17,500 m
- počet kolejí: 1
- směrové poměry koleje: přímá
- sklonové poměry koleje: 0,00%
- rok výstavby: 1844 - 47

Celková koncepce opravy mostu

Po celé délce mostu byla použita volně položená izolace Teranap 431TP zakrytá geotextilií Geofelt 800g/m^2. Skladba izolačního souvrství byla následující:

1. Zpětný zásyp
2. Ochranná geotextílie 800g/m^2 Geofelt tl.6mm
3. Volně ložená izolace Teranap 431TP tl.4mm
4. Cementová stabilizace C 8/10 tl.50mm
5. Upravený stávající zásyp klenby

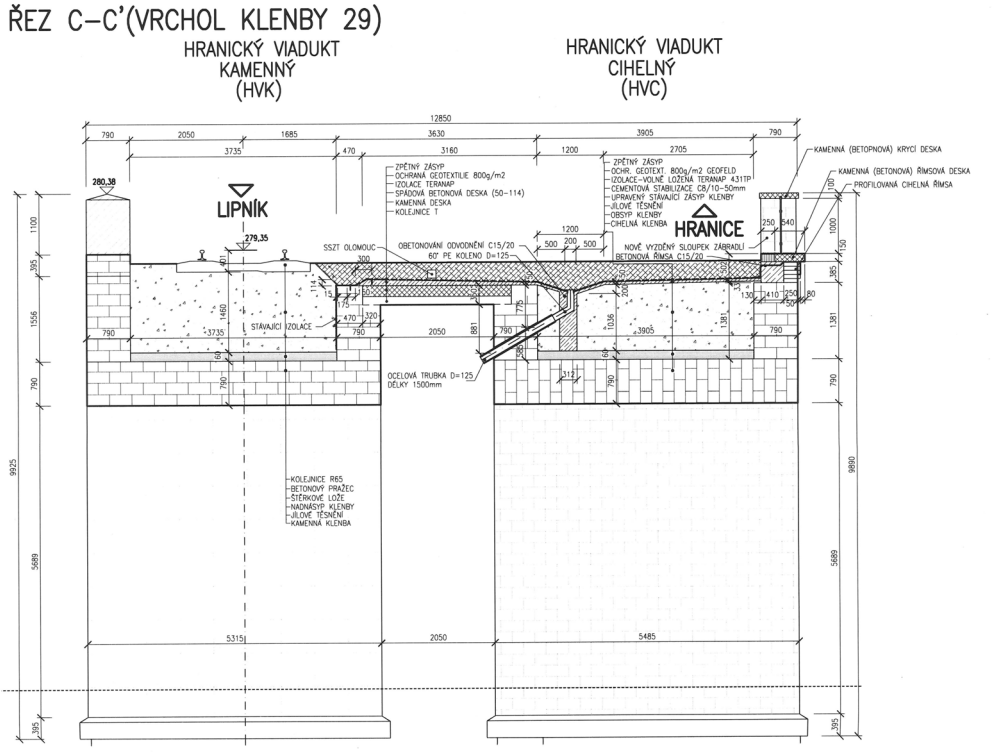
Izolace byla vytažena na nové poprsní zídky. Izolace byla ukotvena pomocí podélných pásků a kotevních prvků. Byla dotažena až ke kamennému viaduktu. Zaizolováním viaduktu a napojení na izolaci kamenného viaduktu zamezilo pronikání vody k cihelným klenbám viaduktu a bylo zamezena jejich další degradace.

Voda zachycena izolací je svedena k novým odvodňovačům, které jsou vyvedeny mezi cihelným a kamenným viaduktem. Původní litinové odvodňovače byly zaslepeny a již zde jsou zachovány pouze pro zachování historického rázu viaduktu.

Zvětralé cihelné zdivo římsových zídek bylo úplně odbouráno a nahrazeno novým lícovým zdivem v původních rozměrech. Z vnější strany byla římsa provedena v jednotném reliéfu. Rovněž cihelné sloupky byly nově přezděny lícovým zdivem. Kamenné prvky (krycí desky sloupků a říms) byly repasovány. Chybějící kamenné prvky byly nahrazeny betonovými kopiemi. Původní zábradlí bylo sneseno, chybějící profily doplněny, ošetřeno protikorozním nátěrem a vráceno zpět.

V minulosti došlo k poklesu pilíře na začátku mostu. S poklesem došlo rovněž k výškové i směrové deformaci římsové zídky a zábradlí. V rámci této opravy bylo provedeno vyrovnání této deformace za použití kamen z Hranického kamenolomu.

Kolej na mostě a trakční vedení bylo z mostu demontováno a vzhledem k tomu, že most již nebude sloužit kolejové dopravě, tak kolejový svršek nebyl na mostě obnoven.



Obr. 1 Celkový pohled na HVC

Obr. 2 Celkový pohled na HVB

Obr. 3 Stav podhledu klenby

Obr. 4 Stav sloupků a zídky

Obr. 5 Odkrytí izolace HVK

Obr. 6 Betonáž jádra zídek

Obr. 7 Celkový pohled na vybetonovanou spádovou vrstvu a jádra říms

Obr. 8 Pohled na zaizolovaný viadukt

Obr. 9 Vyzdění vnějšího líce říms

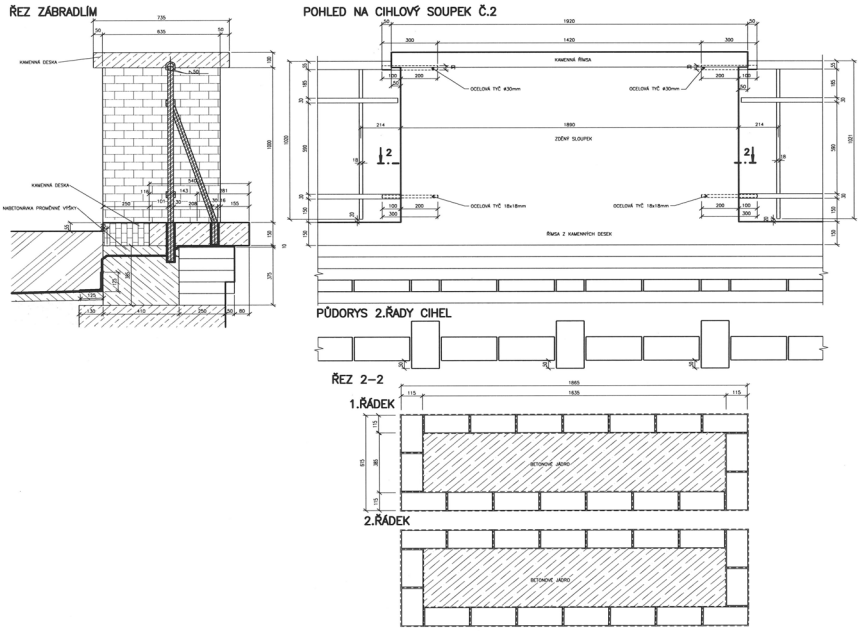
Obr. 10 Prefabrikovaná jádra zábradelních zídek

Obr. 11 Pohled na obezděný sloupek

Obr. 12 Pohled na římsu a sloupek z vnější strany

Obr. 13 Výsledný pohled z vnitřní strany mostu po opravě

Obr. 14 Pohled na pokleslý pilíř a deformovanou římsu před opravou



Závěr

První etapa opravy Hranického viaduktu probíhala pod dohledem pracovníků památkové péče, se kterými byl detailně konzultován každý krok opravy, jak v projektové fázi, tak ve fázi realizace. Tyto výše uvedené opravy byly první etapou při záchraně kulturní a technické památky, kterým bezesporu Hranický viadukt je. Bylo zamezeno dalšímu chátrání viaduktu zatékající vodou. Rovněž chodci již nejsou ohrožováni odpadávajícími kusy ledu z odvodňovačů a cihel ze říms.

V současné době naše firma provedla stavebně technický průzkum kleneb spolu s návrhem opravy a probíhá příprava na druhou etapu opravy Hranického viaduktu. V této etapě budou postupně zasanovány všechny klenby.

Obr. 15 Pohled na most po dokončení

Technické specifikace opravy

- plovoucí izolace: 4 100 m^2
- lícové zdivo KLINKER: 99 m^3
- repasované historické zábradlí: 364 m
- repasované krycí kamenné desky: 720 ks
- betonáže: 362 m^3

Oprava mostu v km 9,888 trati Hranice – Vsetín

Ing. Martin Vašák, IM-Projekt, inženýrské a mostní konstrukce, s.r.o.
Ing. Petr Buchta, IDS – Inženýrské a dopravní stavby Olomouc, a.s.
Ing. Michal Grossmann, Minova Bohemia, s.r.o.

Jednalo se o úplnou přestavbu dvoukolejného železničního mostu na trati Hranice – Vsetín. Přestavba byla zaměřena na minimalizaci výluk za použití předem vybetonovaných železobetonových konstrukcí a jejich následnému příčnému zásunu do otvoru. Součástí řešení je rovněž řešení styku podélné pracovní spáry mezi oběma konstrukcemi.

Územní podmínky

Most je situován na dvoukolejné železniční trati Hranice na Moravě - Vsetín, v definičním úseku Černotín – Špičky. Železniční trať se v tomto mezistaničním úseku vine údolím řeky Bečvy. Řeka je vzdálena od mostu cca 100m jižním směrem. Most převádí koleje č.1 a č.2 přes občasnou svodnou linii. Železniční těleso je vedeno v náspu. Vzhledem k tomu že se jedná o záplavové území, slouží most při záplavách také k vyrovnávání hladin vody na obou stranách železničního náspu (nedojde k protržení násypového tělesa). Vzhledem k tomu, že trať je v tomto úseku vysoce frekventovaná byli výluky provozu sníženy na minimum.

Původní stav

Nosnou konstrukci mostu tvoří ŽB-deska se zabetonovanou tuhou výztuží. Tuhou výztuž zde v tomto případě pravděpodobně tvoří válcované I-nosníky. Mostovka má délku 3820mm a šířku 8500mm. Mostovka je uložena na ŽB-úložných prazích. Spodní stavba je masivní tížná. Tvoří ji dvě betonové opěry. Na opěry navazují svahová křídla. Opěry mají tloušťku 1,450m, délku 6,900m a max. výšku 3,000. Beton opěr i křídel je staticky narušen a lokálně porostlý mechem. U dna jsou opěry i křídla silně porušena vymíláním. V konstrukci jsou masivní trhliny. Spodní stavba je narušována jak přívalovou a stojatou (při zvýšené hladině řeky Bečvy) vodou, tak i vodou protékající skrz neizolované základy stavby. Z těchto důvodů byl most navržen na celkovou přestavbu.

Celková koncepce opravy mostu

Vzhledem k velkému zatížení železniční trati v tomto úseku byly omezeny výluky v jednotlivých kolejích na minimum. Rozměry mostu umožnily příčný zásun předem vybetonovaných rámů bez pomoci speciálních přípravků. Z tohoto důvodu bylo od počátku opravy mostu přistoupeno tak, že nejprve byly vybudovány po obou stranách kolejí železobetonové tubusy (uzavřený rám) včetně celoplošné izolace na rubu konstrukce. Tuto přípravu bylo možné provést za plného provozu na železniční trati. Před zásunem byl provoz převeden na kolej č. 1 a provedena demolice nosné konstrukce mostu. Původní opěry zde zůstaly a byly pouze ubourány cca o 300 mm tak, aby zde bylo možné zasunout novou nosnou konstrukci. Po zásunu tubusu do otvoru byly provedeny přechodové oblasti a vybudován železniční svršek v koleji č. 2. Stejně tak bylo postupováno při zásunu nosné konstrukce pod kolej č. 1. Celková doba nutná pro demolici , zásun a zprovoznění jedné koleje činila 5 dnů.

Při tomto postupu byly využity stávající opěry jako ztracené bednění a nebylo tedy nutné otevírat tak velkou stavební jámu pro jejich demolici. Do otvoru tak byla zasunuta kompletní nosná konstrukce mostu bez nutnosti dalších úprav.

Řešení spáry na styku monolitických rámů mostu

Neméně důležitou částí této mostní konstrukce byl detail spáry v místě styku obou monolitických železobetonových rámů. I když se v principu jedná o pracovní spáru, bylo k návrhu i realizaci přistoupeno tak, jako by se jednalo o spáru dilatační. To vyžadovalo, aby výplň spáry byla schopna přenášet veškeré pohyby, které by mohly způsobit účinky vyvozené např. dotvarováním konstrukce, povětrnostními podmínkami nebo zatížením od dopravy. Důležitým požadavkem na výplň spáry byla schopnost trvalého utěsnění tohoto detailu takovým materiálem, který bude schopen odolávat i mínusovým teplotám.

Vzhledem k tomu, že vodotěsná izolace byla u objektu řešena standardním způsobem, tj. asfaltovými pásy s tvrdou ochranou izolace na mostovce, bylo potřeba vyřešit, jak těsnost spáry po celém jejím obvodu zajistit. Jelikož se mělo provést pouze částečné odbourání stávajících opěr, zbylo by po zasunutí rámů na jejich místo mezi původní a novou konstrukcí prostor o šířce cca 100 mm. To v zásadě znemožňovalo provedení napojení vodotěsné izolace v místě spáry na rubu objektu.

Řešení dodatečného utěsnění styčné spáry bylo zadáno společnosti Minova Bohemia s.r.o., která navrhla systém sendvičové výplně. Tato výplň byla vyvinuta pro sanace netěsných dilatačních spár konstrukcí pozemního stavitelství a dopravních staveb. Utěsňující sendvičová výplň sestává ze tří částí:

1. uzavírací tmel spáry na vnitřním líci konstrukce – trvale pružný tmel **CarboLan,**
2. pomocná (montážní) výplň spáry – těsnicí provazec z pěnového polyetylénu,
3. utěsňující výplň spáry – injekční metakrylátový gel **CarboCryl Wv Plus.**

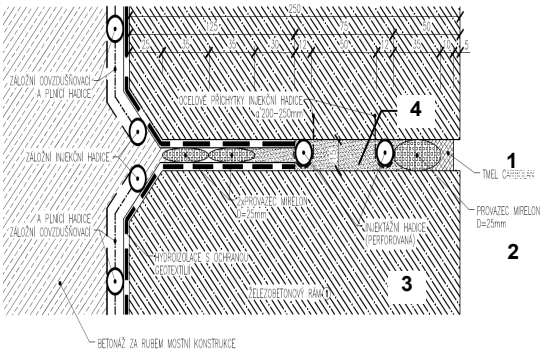
Bylo potřeba „pouze“ vyřešit, jak sendvičovou výplň aplikovat. Její hlavní součástí je metakrylátový gel CarboCryl Wv Plus, který se aplikuje injektáží. U sanovaných dilatačních spár se gel injektuje přes pakry osazené do vývrtů v betonové konstrukci. U nově budované konstrukce však tento způsob nebyl přijatelný. Proto se pro zaplnění spáry použila technologie, která je známá z výstavby monolitických betonových konstrukcí podzemních částí budov (např. podzemních garáží). Jedná se o tzv. injekční hadice, které se osazují do pracovních spár konstrukce ve fázi její výstavby a používají se jako pojistný systém v případě průsaků. Jejich velkou výhodou je, že umožňují pozdější utěsnění spáry bez nutnosti provádění vývrtů do konstrukce, přičemž délka injektovaného úseku může být až 15 m.

Obr. 1 Rozvod hadic ve spáře

Obr. 2 Rozvod pojistných hadic na rubu konstrukce

Rozvody injekčních hadic byly instalovány jednak do vlastní spáry, aby mohla být vyplněna metakrylátovým gelem a jednak na rubové straně monolitických rámů. Tyto

rozvody byly vedeny podél spáry a plní funkci pojistného systému pro případ, že by v místě dilatační spáry došlo někdy v budoucnosti k průsakům.



Obr. 3 Detail sendvičové výplně dilatační spáry
1 – trvale pružný tmel CarboLan
2 – těsnicí provazec z pěnového polyetylénu
3 – rozvod injekčních hadic
4 – utěsňující výplň gelem CarboCryl Wv Plus

Obr. 4 Vyplnění spáry mezi rámy injektáží metakrylátovým gelem CarboCryl Wv Plus

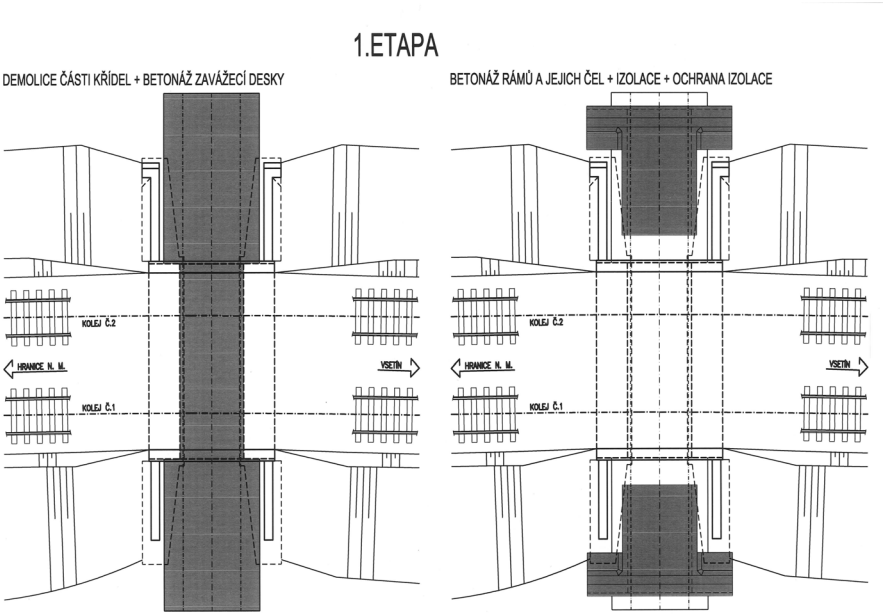
Po osazení rozvodů hadic byly postupně oba rámy zasunuty na určené místo a provedlo se zabetonování prostoru, který vznikl pod a po stranách ustavené konstrukce. Vodotěsná izolace na mostovce byla v místě spáry napojena a byla aplikována tvrdá ochrana izolace. Následně bylo provedeno uzavření spáry na jejím vnitřním líci trvale pružným tmelem CarboLan a do vzniklého prostoru byl nainjektován metakrylátový gel CarboCryl Wv Plus. Rozvod injekčních hadic ve spáře zajistil, že spára byla zcela zaplněna metakrylátovým gelem, který zajišťuje těsnost tohoto detailu.

Pro aplikaci sendvičové výplně CarboLan/CarboCryl Wv Plus hovořily její mechanické parametry, které byly odzkoušeny v laboratořích MFPA Leipzig v roce 2002 s doporučujícím výsledkem pro aplikace v praxi. Bylo vyhodnoceno, že výplň zůstává plně funkční i při maximálním protažení až o 40 % původní šířky spáry za současného zatížení tlakem, který odpovídá vodnímu sloupci 8 m. Jak bylo dále naměřeno, výplň je schopna odolat 100 zmrazovacím cyklům (-30 °C/+23 °C) při uložení v prostředí s koncentrací soli až 0,5 %.

Postup výstavby mostu

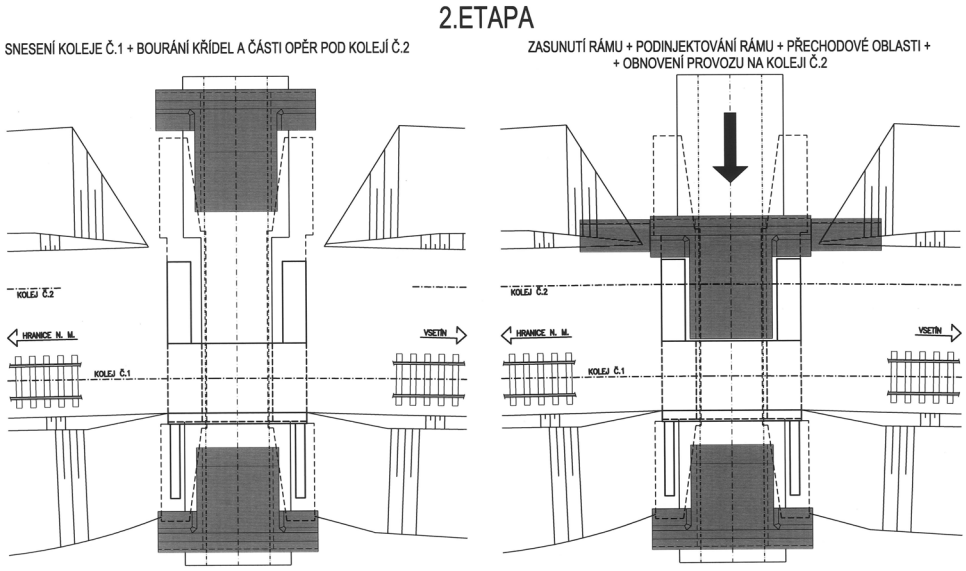
1. etapa

Nejprve byly provedeny přípravné práce (příjezdové cesty, odhumusování terénu, vytyčení. Vytvoření podkladní vrstvy ze štěrku tloušťky 800 mm, usazení bednění a výztuže a kolejnice S49 pro zavážecí desku tloušťky 350 mm. Zavážecí deska přesahuje půdorys mostu o 4,5 m na každé straně. Na kolejnicích zavážecí desky byly vybetonovány po obou stranách násypového tělesa trati železobetonové tubusy. Tubusy byly opatřeny na rubu rámu celoplošnou izolací z natavovaných pásů. Následně byly na konstrukci osazeny prvky pro zatěsnění pracovní spáry.



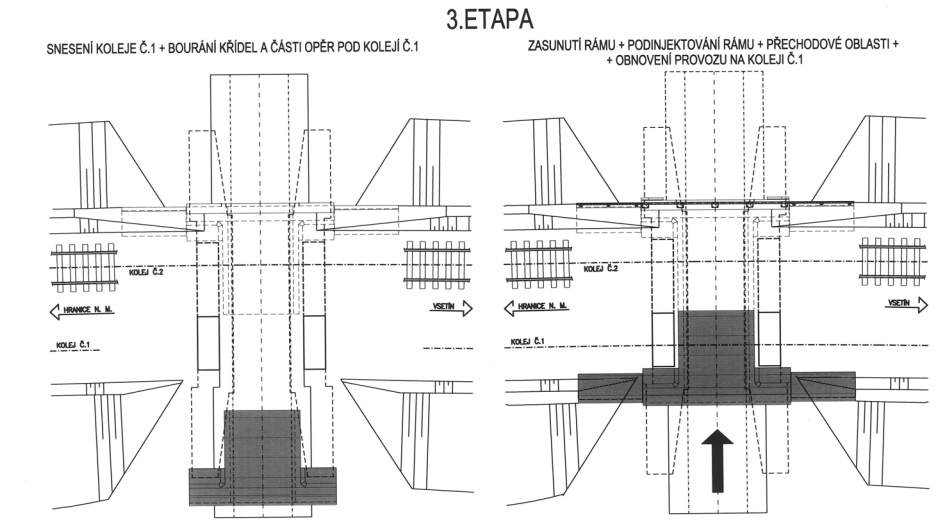
2. etapa

Vyloučení provozu v traťové koleji č. 2, zapažení štěrkového lože a snesení železničního svršku. Demolice nosné konstrukce mostu pod kolejí č. 2. Odbourání částí stěn opěr. Příčný zásun tubusu nosné konstrukce mostu pod kolejí č. 2. Provedení přechodových oblastí, zřízení štěrkového lože a železničního svršku.



3. etapa

Vyloučení provozu v traťové koleji č. 1 a snesení železničního svršku. Demolice nosné konstrukce mostu pod kolejí č. 1. Odbourání částí stěn opěr. Příčný zásun tubusu nosné konstrukce mostu pod kolejí č. 1. Provedení přechodových oblastí, zřízení štěrkového lože a železničního svršku. Odstranění pažení štěrkového lože.



4. etapa

Dokončovací práce (betonáž šikmých svahových křídel, osazení zábradlí, terénní úpravy, dlažby).

Obr. 5 Betonáž zasouvací dráhy

Obr. 6 Betonáž tubusu rámu

Obr. 7 Odbourání stávajících nosných konstrukcí

Obr. 8 Zasunutý tubus do potvoru

Obr. 9 Provedení přechodových oblastí

Obr. 10 Nové štěrkové lože a železniční svršek

Závěr

I přes počáteční pochybnosti o proveditelnosti a funkčnosti tohoto nevšedního řešení se podařilo investora přesvědčit, a mostní konstrukce byla popsaným způsobem během roku 2008 zrealizována. Rozhodujícím pro získání souhlasu s takovým řešením byly patrně nesporné výhody, které řešení nabízelo:

- Podstatné zkrácení doby výluky.
- Při tomto postupu byly využity stávající opěry jako ztracené bednění a nebylo tedy nutné otevírat tak velkou stavební jámu pro jejich demolici.
- S tímto rovněž souvisí i výrazné zmenšení hloubky a velikost kotevních prvků pro zajištění provozu na sousední koleji.
- Veškeré izolace byly prováděny na volné ploše mimo stavební jámu.
- Byla odbourána pouze část nosné konstrukce a nebylo nutné vyvážet tolik materiálu na skládku.
- Použité celkové řešení výplně spáry na styku monolitických rámů obsahuje pojistný systém, pomocí kterého lze případné netěsnosti a průsaky snadno a rychle řešit, a to bez zásahu do konstrukce.

Obr. 11 Pohled na most po dokončení

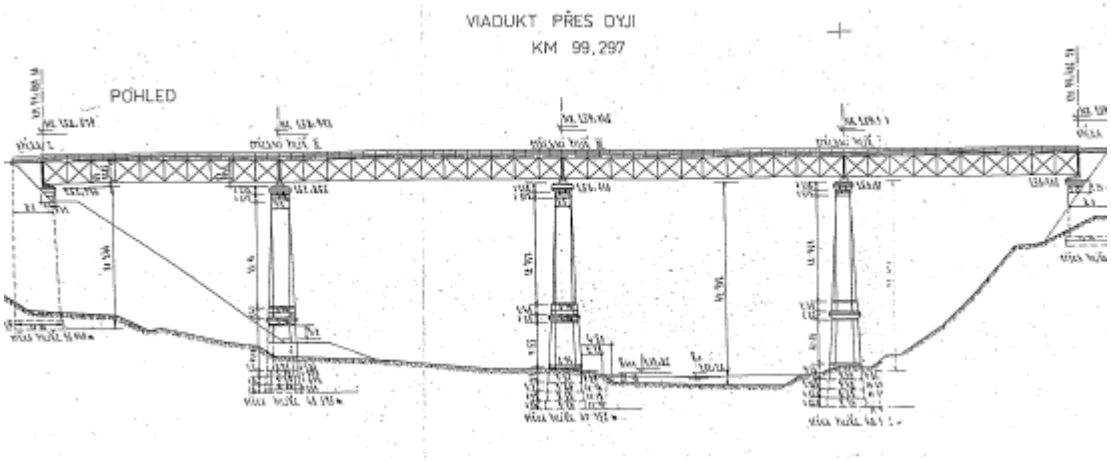
Znojemský viadukt – historie

Ing. František Pelíšek, SŽDC, s. o., SDC Brno

Mostní viadukty patřily vždy k významným inženýrsko-architektonickým dílům stavitelství. Jaká byla historie vývoje událostí ve vztahu k Znojemskému viaduktu jakožto mostnímu dílu od jeho uvedení do provozu r.1871 až po současnost, kdy v r.2008 byla zahájena rekonstrukce viaduktu v rámci akce „Elektrizace traťového úseku vč. PEÚ Šatov – Znojmo“, popisuje tento příspěvek.

Úvodem

Od dob výstavby železniční sítě tehdejší Rakousko – uherské říše v 19. století se stala trať mezi Vídní, Retzem a Znojmem významnou dopravní spojnicí mezi rakouskými a moravskými zeměmi. Tuto důležitost si pak tato trať od svého historického vzniku ponechala až do současnosti. Geomorfologie okolí města Znojma je však vertikálně relativně značně členitá a stavitelé budované železniční sítě zde museli při trasování překonávat řadu překážek - v tomto případě překlenout široké a hluboké údolí řeky Dyje.



Obr. 1 Původní viadukt z r. 1871

Výstavba původního viaduktu

K přemostění tohoto údolí byl vybudován r. 1871 železniční viadukt, jehož nosná ocelová konstrukce byla tvořena spojitým, přímopásovým příhradovým nosníkem, složené soustavy, o 4 polích, se zapuštěnou prvkovou mostovkou. Rozpětí jednotlivých polí bylo navrženo 49,75 + 59,96 + 59,96 + 49,75 m (viz obr. 1). Hlavní nosník měl výšku 5 m, vzdálenost hlavních nosníků byla 4 m. Konstrukce byla nýtovaná, jako materiál byla použita svářková ocel.

Spodní stavba byla tvořena dvěmi kamennými opěrami na obou koncích mostu a třemi pilíři opět v kamenném provedení. Volná výška nad hladinou řeky, která protékala 3. otvorem, byla 43,4 m. Návrh kamenných opěr a pilířů byl tvarován v duchu architektury mostních děl 19. století (viz obr. 2). Spolu se subtilním provedením prutové příhradové soustavy nosné ocelové konstrukce se po estetické stránce Znojemský viadukt vhodně začlenil do okolní krajiny a stal se jedním z dominantních prvků města.

Obr. 2 Pohled na původní viadukt

Vývoj stavebně-technického stavu do roku 1992

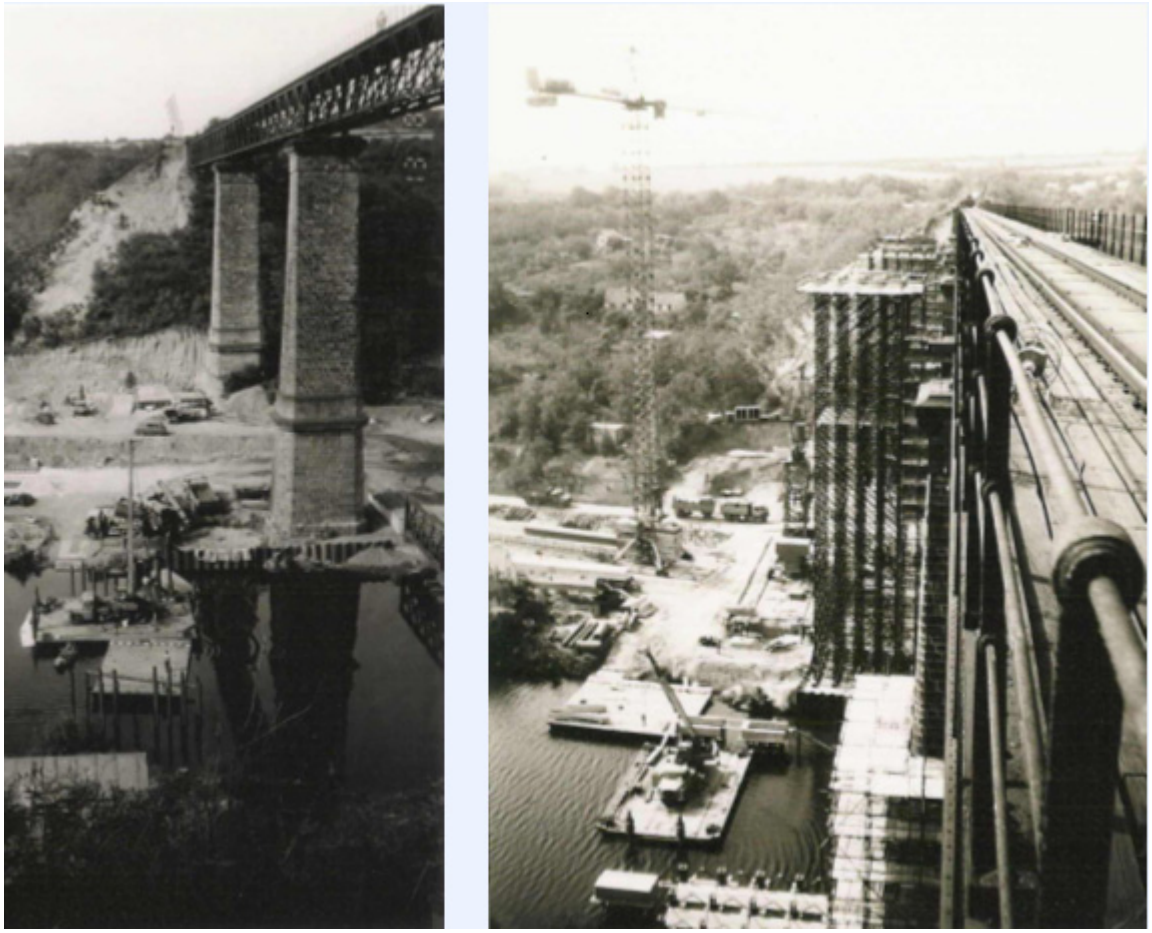
Dle zachovaných spisových materiálů (většina dokumentace byla bohužel v důsledku událostí II. světové války ztracena) sloužil viadukt v této podobě spolehlivě dlouhá desetiletí k převedení požadované železniční dopravy. Počátkem 60. let minulého století se však na viaduktu začaly objevovat vážnější poruchy, zřejmě i z důvodů nedostatečné údržby (koroze prvků). Z těchto důvodů byl tehdejší příslušný správce (v uvedeném období správu vykonávala ČSD Správa Střední dráhy v Olomouci) nucen přistoupit k zahájení zpracování investiční studie ve vztahu k obnově (rekonstrukci) viaduktu. V postupných časových etapách od r. 1965 až po počátek 90. let minulého století byla zpracována celá řada studií a návrhů zahrnující varianty jak ocelové (nosné konstrukce s příhradovými či plnostěnnými hlavními nosníky), tak i v provedení z předpjatého betonu. Žádný z celé řady projektových návrhů z uvedeného období nedospěl k realizaci a stavebně-technický stav viaduktu se postupně dále zhoršoval. Expertní posudek zatížitelnosti dosavadní ocelové konstrukce z r.1991 (zpracovatel byl SUDOP PRAHA) jednak deklaroval výčet velmi závažných poruch (např. oslabení dolních pásů podélníků vlivem korozního úbytku až 50%, výskyt trhlin) a zároveň nedoporučil variantu zesilování stávající konstrukce mj. s ohledem na stáří a druh materiálu (svářková ocel). Naopak po zvážení všech okolností bylo doporučeno sledovat variantu výměny celé nosné konstrukce za novou a v tomto duchu pokračovala projektová příprava na komplexní rekonstrukci viaduktu (generálním projektantem byl SUDOP Brno, subdodavatelem projektu ocelové konstrukce byly Vítkovice s.p., projekční pobočka Brno).

Náhrada konstrukce mostním provizoriem

Nejkritičtější situace v historii viaduktu nastala v r. 1992, kdy se nosná konstrukce dostala téměř do havarijního stavu. Po projednání s rakouskými dráhami ÖBB musela být z bezpečnostních důvodů postupně vyloučena nákladní doprava a určitá omezení byla provedena i v osobní přepravě v úseku Šatov - Znojmo. Přestože projekt komplexní rekonstrukce byl již ve vysokém stupni rozpracovanosti, ekonomické důvody

byly příčinou pro volbu alternativy méně finančně náročné v daném čase, tj. urychleného zajištění výstavby zatímního přemostění prostřednictvím mostního provizoria ŽM 16. Po tomto rozhodnutí investora pak události dostaly rychlý spád. V průběhu druhé poloviny r.1992 byla původní ocelová konstrukce, která sloužila provozu přes120 let, příčně vysunuta z osy vpravo ve směru kilometráže na inventární pilíře PIŽMO s určením k demontáži dílců (viz obr. 3, 4, 6). Na základě projektu firmy TOP CON servis Praha pak byla v ose původní konstrukce na předmontážní plošině smontována provizorní příhradová konstrukce typu ŽM 16 M 2p1s (dvoupatrová, jednostěnná) o čtyřech prostých polích o rozpětí 58,5 m (vyšším dodavatelem stavby bylo ŽS Brno, dodavatelem montáže provizoria bylo Železniční vojsko Praha). Po úpravě hlavic stávajících pilířů a horních částí opěr pak následoval podélný výsun mostního provizoria do mostního otvoru (viz obr. 7). Provoz na zatímním přemostění byl zahájen v prosinci r. 1992. V dalších letech byla provedena sanace spodní stavby (viz obr. 5).

Přesto, že původním záměrem investora byl pro zatímní přemostění časový horizont do 10 let, mostní provizorium pak sloužilo pro převedení železničního provozu až do poloviny r. 2008, tj. po dobu přes 15 let. V tomto období byla pak zahájena v rámci stavby „Elektrizace traťového úseku vč. PEÚ Šatov – Znojmo“ rekonstrukce viaduktu za účelem výměny provizoria novou ocelovou konstrukcí.



Obr. 3 Příprava na demontáž původní OK

Obr. 4 Příprava pro výměnu nosné konstrukce

Obr. 5 Sanace spodní stavby

Obr. 6 Výměna původní konstrukce - fáze příčného výsunu

Obr. 7 Pohled na zatímní přemostění - mostní provizorium ŽM 16

Podklady:

[1] Spisová a provozní dokumentace SDC Brno

Rekonstrukce Znojemského viaduktu

Ing. David Kmošek, SUDOP BRNO, spol. s r.o.

Znojemský viadukt převádí jednokolejnou trať Šatov – Znojmo přes údolí řeky Dyje. Jedná se o historicky významný objekt, který byl postaven již roku 1871. Díky havarijnímu stavu původního příhradového mostu bylo v roce 1992 přistoupeno k výměně nosné konstrukce za mostní provizorium ŽM16. V současné době probíhá rekonstrukce v rámci stavby „Elektrizace traťového úseku vč. PEÚ Šatov – Znojmo“

Územní podmínky

Viadukt je situován jižně od historického centra Znojma v katastrálním území Znojmo ve staničním obvodu žst. Znojmo. Mezi Znojmem a Vídní se dříve jezdilo dostavníky, a to až do roku 1870, kdy na této trase zahájila provoz soukromá železnice. Toto první železniční spojení ale vedlo oklikou přes Hrušovany nad Jevišovkou a přes Šanov právě kvůli obtížně realizovatelnému přemostění Dyje u Znojma. Teprve po dokončení stavby původního Znojemského viaduktu na konci roku 1871 se začalo jezdit přímou trasou přes Šatov a Retz.

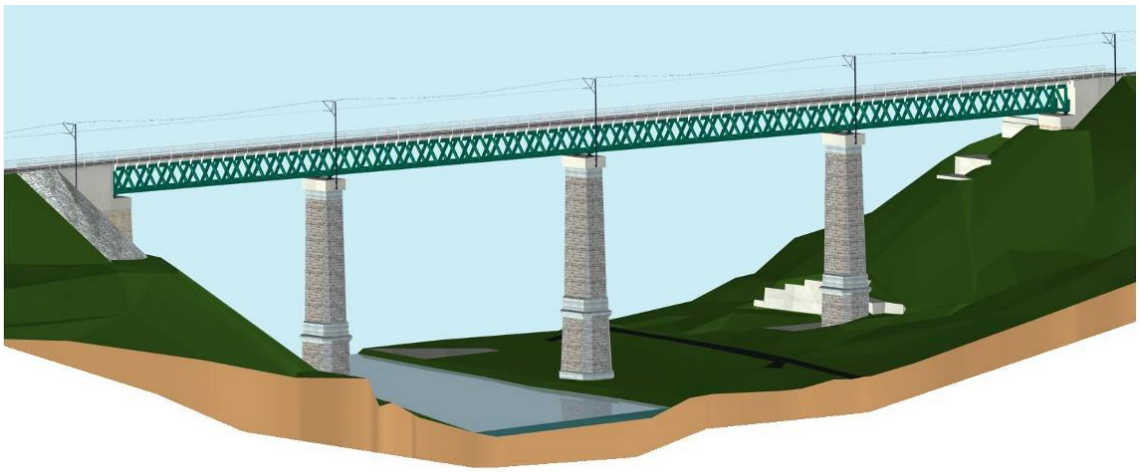
Obr. 1 Pohled na mostní provizorium přes údolí řeky Dyje (vpravo Šatov, vlevo Znojmo)

Obecný popis probíhající rekonstrukce mostu

Rekonstrukce mostního objektu je navržena na účinky zatěžovacího schématu ČSD T dle ČSN 73 6203. Únavové namáhání je však samostatně posouzeno podle soustavy eurokódů. Navržené práce zahrnou demontáž stávajícího mostního provizoria ŽM16, podchycení opěr, vybudování nových úložných prahů a mostních křídel na sanované spodní stavbě a osazení nové nosné konstrukce. Rekonstrukce viaduktu byla nutná jednak z důvodu končící životnosti mostního provizoria a dále pro umožnění převedení trakčního vedení v rámci „Elektrizace traťového úseku vč. PEÚ Šatov – Znojmo“.

Historicky významný Znojemský viadukt je chráněn úřady památkové péče a v rámci projekčních prací s nimi bylo nutno projednat architektonickou koncepci a detaily mostu. Obdobně byl výsledný návrh “protřepán“ řadou diskuzí s architekty a zástupci města Znojma. Totéž platí i pro navržené barevné řešení mostu (odstín DB 502 modrá pro OK mostu, odstín RAL 7038 světle šedá pro chodníky a římsy + revizní zábradlí).

Během let 2003 až 2008 probíhaly projekční práce od studie přes přípravnou dokumentaci pro projekt stavby. V rámci těchto prací byly zpracovány vizualizace zvažovaných návrhů a kompletní 3D modely mostu včetně terénu v okolí.



Obr. 2 Jeden ze 3D modelů návrhu nového viaduktu (vlevo Znojmo, vpravo Šatov)

Nový most má následující základní charakteristiky:

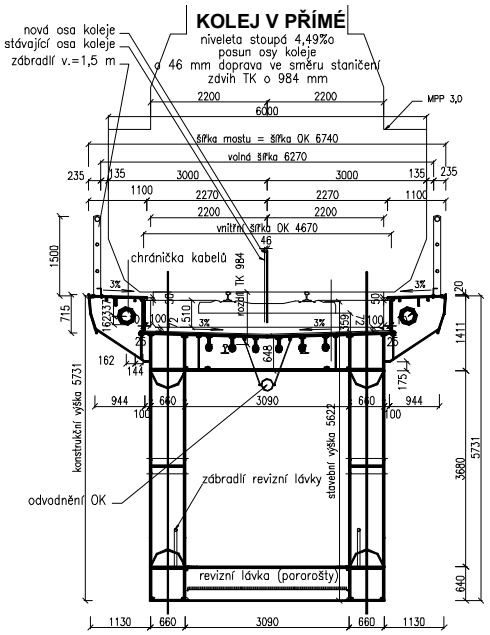
Rozpětí mostu:	49,95 + 59,94 + 59,94 + 49,95 m
Délka přemostění:	214,6 m
Délka OK mostu:	220,97 m
Výška mostu:	48,9 m
Šikmost mostu:	90° (most je kolmý)
Volná šířka na mostě:	6,27 m
Mostní průjezdný průřez:	MPP 3,0
Šířka OK mostu:	6,74 m
Konstrukční výška:	5,73 m včetně chodníku - je započítán do průřezu
Návrhové zatížení:	ČSD T dle ČSN 73 6203 / 1986 + zm. a, b
Rychlost na mostě:	80 km/h
Hmotnost samotné NK:	1011 t
Zatížitelnost ZUIC:	1,43

Nosná konstrukce mostu

Podle požadavku památkářů bylo nutno použít příhradovou nosnou konstrukci s horní mostovkou. Jako výsledná varianta byla navržena ocelová konstrukce s příhradovými hlavními nosníky kosoúhlé bezsvislicové soustavy s horní ortotropní mostovkou. Nosné části jsou navrženy z ocelí S355 různých jakostí dle tloušťky daného materiálu. Protikorozní ochrana žlabu kolejového lože je zajištěna stříkanou izolací, ostatní ocelové části jsou chráněny kombinovaným systémem - metalizace + nátěrový systém.

Obr. 3 První díly OK včetně nosu pro výsun

Obr. 4 Styčník u příčného ztužidla



Obr. 5 Nová OK mostu - příčný řez

Obr. 6 Část nové OK mostu na montážní plošině

Pilíře

Jednou z dominant mostu jsou původní kamenné pilíře výšky až 50 m (od základové spáry). Tyto pilíře byly již počátkem 90. let sanovány injektáží a průzkumem byl potvrzen velmi dobrý stav zdiva. Na pilířích jsou navrženy nové hrobečky pro uložení ložisek. Stávající betonové hlavice pilířů je nutno obložit, aby dostali vhled odpovídající historickému významu mostu (původní hlavice byly kamenné). V rámci projekčních prací byly navrženy níže zobrazené varianty obložení hlavic a předloženy památkářům k projednání. Výsledná varianta byla č. 4. V projektu bylo zvažováno také použití původních kamenných hlavic, jejichž fragmenty projektant dohledával na skládce směrem na Šatov. Nakonec bylo od použití původních hlavic upuštěno oproti přání úřadů památkové péče, jejichž zástupce nakonec souhlasil s obkladem betonových hlavic.

Obr. 7 Varianty kamenných obkladů hlavic pilířů předložené úřadům památkové péče - vítězná je č.4

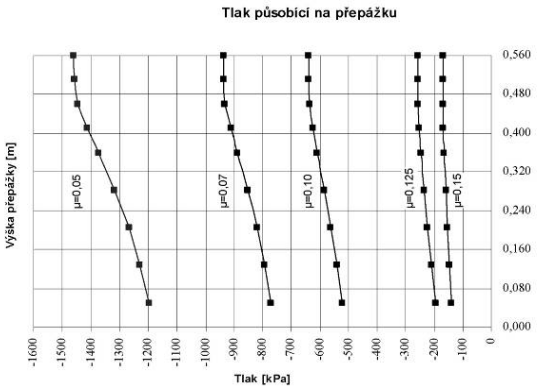
Opěry

U mostních opěr jsme se nevyhnuli návrhu sanace zdiva injektáží, částečným přezděním a spárováním. Úložné prahy a křídla jsou na obou opěrách zcela nové. Obě opěry byly navíc zpevněny 10-ti svislými mikropilotami. Podélné vodorovné účinky přenáší šatovská opěra (kde jsou podélně pevná ložiska), která byla kotvena navíc také mikropilotami ve dvou řadách pod úhlem 20° a 30° od vodorovné. Stávající opěrná zeď na znojemské straně bude obložena kamenem a plochy pod ní budou přesypány a zatravněny pro omezení přístupu k opěře.

Řešení problému zřeďování kolejového lože

Dilatační délka nosné konstrukce činí 220,45 m, což je mnohem více, než připouští předpis SŽDC S3 pro jednu dilatační délku při převedení bezstykové koleje. Navíc jsou dilatace mostu u pohyblivého ložiska v rozsahu 256 mm a nelze tedy zanedbat vzájemné spolupůsobení svršku s nosnou konstrukcí ani zřeďování kolejového lože v oblasti u pohyblivého ložiska. Před i za mostem jsou navržena zesílená pole svršku a dilatační zařízení. Zesílený svršek byl navržen i před přepážkami na koncích mostu. Pro omezení zřeďování kolejového lože je svršek na NK mostu přerušen pevnou přepážkou, která je součástí NK mostu. Na obou přepážkách budou kolejnice kluzně uloženy v rektifikovatelných podkladnicích pro pevnou jízdní dráhu. Tyto podkladnice mají zajistit také pružné převedení kolejnic, jakoby byly uloženy na pražcích ve štěrkovém loži.

Stanovení vodorovných účinků na podélně pevná ložiska je v takovémto případě velmi obtížné. Brzdné (a také rozjezdové) síly jsou přenášeny částečně svrškem (který je ale přerušen dilatačními zařízeními), částečně nosnou konstrukcí (dynamické tření mezi ložem a NK) a v neposlední řadě koncovou přepážkou, která pojme nemalou část brzdných sil v případě, že vlak brzdí u konce mostu. Při stanovení těchto účinků jsme spolupracovali s doc. Ing. Vlastislavem Salajkou, CSc. (Ústav stavební mechaniky VUT Brno) a doc. Ing. Ottou Pláškem, Ph.D. (Ústav železničních konstrukcí a staveb VUT Brno). Vzájemnou spoluprácí vznikl víceparametrický model, který sloužil k určení hledaných sil. Pro názornost níže uvádíme závislost tlaku na koncovou přepážku na velikosti součinitele tření mezi ložem a NK (viz obr. 8). Protože do výpočtů vstupuje velké množství parametrů, které nelze přesně vypočítat (dynamický součinitel tření, proměnná svislá tuhost svršku, vodorovná tuhost kolejového roštu mezi mostem a dilatačním zařízením a mnoho dalších parametrů), navrhli jsme jako součást zatěžovací zkoušky mostu dlouhodobé měření účinků na koncové přepážky. Výsledky měření budou velmi cenné a mohou posloužit dalším projektantům při projektování delších mostů a investorovi při aktualizacích dotčených předpisů.



Obr. 8 Rozdělení vodorovného tlaku po výšce přepážky pro různé hodnoty součinitele tření mezi ložem a mostovkou

Obr. 9 Přepážka na mostovce pro uložení pevných podkladnic na konci mostu (po stranách ještě nejsou navařeny chodníky – vaří se na montáži)

Mostní zábradlí

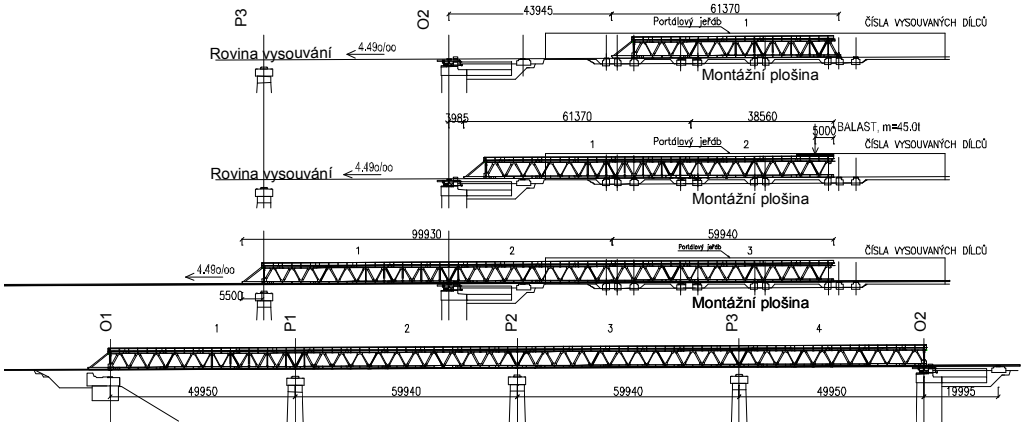
Samostatnou kapitolou byl návrh zábradlí mostu. Je zřejmé, že z architektonického hlediska může zábradlí znamenat velmi důležitý prvek, který nakonec dotváří celkový dojem estetického působení samotné konstrukce. V tomto případě bylo nutno zohlednit požadavky zejména pracovníků úřadů památkové péče (OPP Znojmo a NPÚ Brno). Z hlediska projektanta je nutno konstatovat, že zábradlí musí být především funkční s ohledem na dilatace mostu a musí zajistit požadovanou bezpečnost. Po několika setkáních bylo navrženo zábradlí výšky 1,5 m (vyšší než je obvyklé - stejně jako u historického mostu viz foto níže) a byly skloubeny požadavky na návrh madel, která budou průběžně procházet skrz sloupky (jako u historického mostu), a dále požadavek architekta na větší robustnost pro udržení vhodného poměru hmot. Zástupce investora se přiklonil k návrhu zábradlí výšky 1,5 m s ohledem na zvýšení bezpečnosti na mostě (při výšce cca 50 m nad terénem) a výsledný návrh je vidět níže v porovnání s historickým zábradlím. Historické zábradlí je štíhlejší, stejně jako původní konstrukce mostu.

Obr. 10 Původní zábradlí

Obr. 11 Nové zábradlí

Montáž a výsun ocelové konstrukce mostu

Ze zvažovaných variant bylo nakonec vybráno řešení, které znamenalo výsun stávajícího provizoria ŽM16 směrem na Šatov a jeho postupná demontáž (některé prvky ŽM musely být zesíleny a doplněny), montáž nové OK mostu na montážní plošině na tělese násypu za znojemskou opěrou a následně podélný zásun nové OK nad údolí řeky Dyje. Toto řešení znamenalo časovou nezávislost demontáže stávající a montáže nové ocelové konstrukce a umožnilo by např. demontáž ŽM16 jinou organizací než montážní firmou nové OK, pokud by to bylo třeba. Ze zvážených variant toto řešení vycházelo ekonomicky nejvýhodněji. Výsun nové OK bude proveden s nosem délky cca 5m uzpůsobeným pro rektifikaci průhybu volného konce při dojezdu k podpoře. Průhyb volného konce stanovený výpočtem je 399,5mm.



Obr. 12 Schematický výkres navrženého postupu výsunu mostu

Závěrem

Znojemský viadukt je nejen významnou historickou památkou, ale také neméně významným architektonickým prvkem, který je již 137 let součástí dyjského údolí u Znojma. Lze jej charakterizovat jako jednu z pohledových dominant této oblasti. Také je zajímavé připomenout, že se jedná o nejvyšší most Jihomoravského kraje. V současné době je již na montážní plošině připravena smontovaná část nové konstrukce v délce přes 70 m. Na obrázku č. 13 je znázorněna vizualizace nového mostu. Závěrem si dovolujeme popřát zhotoviteli úspěšné dokončení stavby.

Obr. 13 Vizualizace nového mostu při pohledu na historické centrum Znojma

Hlavními účastníky projektu a stavby jsou:

Investor:	SŽDC s.o., Stavební správa Olomouc
Správce mostu:	Správa dopravní cesty Brno, SMT
Projektant stavby:	SUDOP BRNO, spol. s r.o.
Projektant nosné konstrukce:	Ing. David Kmošek
Projektant spodní stavby:	Ing. Pavel Lhotský
Projektant demontáže ŽM16:	Ing. Karel Pukl, Ing. Jiří Fuka
Další projekční práce:	Ing. Lukáš Mazel, Ing. Petr Libosvár
Zhotovitel:	FIRESTA - Fišer, rekonstrukce, stavby a.s.

Demontáž provizorního mostu ŽM 16 M v rámci elektrizace traťového úseku Šatov – Znojmo, SO 04-19-01 Železniční most v km 99,297

Ing. Radim Pokorný, FIRESTA - Fišer, rekonstrukce, stavby a.s.
Ing. Dalibor Václavík, FIRESTA - Fišer, rekonstrukce, stavby a.s.

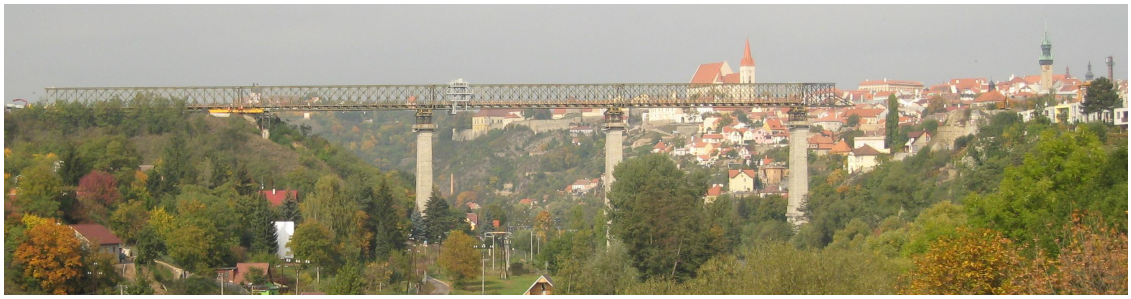
Rekonstrukce mostního objektu je součástí stavby „Elektrizace traťového úseku vč. PEÚ Šatov - Znojmo“ a byla zahájena v červenci 2008 demontáží stávajícího provizorního mostu ŽM 16 M. Most se nachází v žst. Znojmo a přemosťuje hluboké údolí řeky Dyje. Nosná konstrukce zatímního mostu je tvořena čtyřmi prostými nosníky délek 58,5 m. Demontáž konstrukce byla provedena podélným výsunem v ose mostu směrem na šatovské předpolí, kde byla postupně rozebrána na jednotlivé prvky.

Podstata mostu - popis

Mosty ŽM 16 M jsou ocelové, příhradové rozebíratelné konstrukce stavěné jako prosté nosníky. Podle rozpětí a zatížení se staví mosty jednopatrové jednostěnné až třípatrové dvoustěnné s pásy nezesílenými nebo zesílenými, s mostovkou dolní nebo horní. V našem případě se jedná o most dvoupatrový jednostěnný s dolní mostovkou.

Příprava konstrukce ŽM16 M pro výsun, úprava spodní stavby

V létě začaly první přípravy pro výsun mostního provizoria. Ihned po zahájení výluky tým horolezců demontoval spodní stykové plechy spodních pásů hlavních příhradových nosníků (cca 1400 šroubů), Tím vznikla rovná plocha, která při výsunu pojížděla po vysouvacích stolicích. Bylo potřeba prověřit úplnost ostatních šroubových svorníků nosného systému a jejich dostatečné dotažení. Tato činnost trvala bezmála měsíc, jelikož bylo potřeba prověřit 16 000 šroubových spojů. Současně probíhala demontáž železničního svršku konstrukce v koncových příhradách s mostnicemi a dilatačních zařízení. Pro odlehčení polí v převisu byly odstraněny mostovkové panely z pole 4 a 3 ONK.



Obr. 1 Po výsunu prvního pole – kce připravena k demontáži na šatovském předpolí

U šatovské opěry O1 byla vybetonována prozatímní železobetonová deska s kotevními prvky pro sestavení a ukotvení montážní podpory PIŽMO. Další dvě ŽB desky s kotevními prvky byly vytvořeny na stávající křídla opěry O1 pro uložení a ukotvení roštových nosníků tažného zařízení a výsuvných stolic.

Stávající konstrukce ŽM 16 M byla na znojemské opěře přizvednuta hydraulickými válci o 30 mm, byla odstraněna pohyblivá ložiska, odbourána závěrná zeď a poté namontováno prodloužení konstrukce spolu s vysouvacím nástavcem. Pro fázi největšího vyložení ONK (při opuštění podpory, cca 58m), bylo potřeba doplnit nosný systém konstrukce o podružné svislice hlavních nosníků do oblastí s největší koncentrací zatížení.

Současně probíhaly práce na výstavbě montážního pilíře před šatovskou opěrou a montáži podpůrné konstrukce pro osazení hydraulických výsuvných válců.

Obr. 2 Prodloužení ONK a výsuvný nástavec

Obr. 3 Montážní pilíř PIŽMO a část tažného zařízení u opěry O1

Aktivace hydraulického systému a zvednutí ONK o 400 mm

Po demontáži ocelových vložek mezi pasy hlavních nosníků sousedních polí bylo nejprve zvednuto první pole pomocí hydraulických válců, které byly osazeny před stávající ložiska směrem ke středu pole. Postupným zvedáním v kroku 120 mm byla dosažena výška potřebná pro nastrojení výsuvných stolic na jednotlivé pozice. U prvního pole konstrukce bylo ponecháno funkční pevné ložisko na opěře O1 v upravené výšce jako pevný bod při spojování jednotlivých prostých polí v jeden spojitý celek. Postupně byly vyzvedány další pole a uloženy na vysouvací stolice. Stávající pevná a pohyblivá ložiska byla demontována se zajišťovacím podepřením ONK. Hydraulické válce umístěny před pozicemi demontovaných pevných ložisek zůstaly aktivovány na 20% svislé reakce prostého pole ONK po dobu nezbytně nutnou při spojovaní ONK ve spojitý nosník.

Obr. 4 Výsuvný agregát – zahájení výsunu

Obr. 5 Čtyřosá výsuvná stolice na pilířích

Spojení prostých polí ONK ve spojitý nosník o 4 polích

Nejprve byly uvolněny hydraulické válce pro vertikální manipulaci v poli č. 4. Toto pole bylo přisunuto k poli č. 3 o cca 440mm tak, aby vzdálenost os krajních svislic byla 1000mm. Po namontování spojovací příhrady mezi pole 3 a 4 se konstrukce v oblasti pilíře P3 uložila zpět na výsuvné stolice. Stejným způsobem byla připojena část 3. a 4. pole ke druhému a naposled část 2., 3. a 4. pole k poli prvnímu. Do posledního

okamžiku byla konstrukce zajištěna proti podélnému posunu na opěře O1 ponechaným pevným ložiskem.

Obr. 6 Spojování jednotlivých mostních polí

Obr. 7 Zapojený tažný hydraulický válec

Montáž vysouvací dráhy a tažného zařízení

Po odbourání závěrné zdi a křídel opěry O1 zatímního mostu ŽM 16 M byla namontována vysouvací dráha, která přecházela z úložného prahu opěry (kde byla kotvena) dál na zemní pláň za šatovskou opěrou. Vysouvací dráha obsahovala 6 párů dvouosých vysouvacích stolic, na které vysouvaná konstrukce během výsunu ONK ŽM 16 M postupně najížděla. Spojitá konstrukce mostu byla přizvednuta na O1 o 30 mm a pevné ložisko bylo nahrazeno provizorním zajišťovacím podepřením.

Po kompletním uložení ONK na výsuvné stolice mohla být dokončena vysouvací dráha o prvky umístěné podél hlavních nosníků, na které byly ukotveny tažné a posléze i brzdné hydraulické válce Enerpac RRH 10024, každý o výkonu 100 t. Od hydraulických válců směrem k prvnímu pilíři byly podél spodních pasů hlavních nosníků nataženy celozávitová vysokopevnostní táhla, která byla ukotvena k hlavnímu nosníku pomocí speciálního ocelového svařence. Celková délka napojených táhel 60 m umožnila vysunout naráz celé jedno pole konstrukce. Před zahájením samotného výsunu a při technologických přestávkách byla konstrukce zajištěna proti samovolnému podélnému pohybu jednak hydraulickými lisy na jednotlivých podporách u zajišťovacích podepření, tak i maticemi na táhlech umístěných za konzolami tažných a brzdných hydraulických válců.

Obr. 8 Brzdný systém

Obr. 9 Zapojené celozávitové tažné táhlo

Podélný výsun konstrukce ŽM 16 M a rozebrání do jednotlivých prvků

Po uvolnění aretace ONK proti posunutí v podélném směru, byla konstrukce vysunuta hydraulickými tažnými válci směrem k Šatovu o 10,5 m. Po tomto prvním kroku výsunu bylo možné namontovat brzdné konzoly na atypické roštové nosníky na pláni za opěrou O1 a k nim brzdné hydraulické válce. V druhém kroku byla konstrukce vysunuta o 4,7 m tak, aby konec výsuvného nástavce skončil nad výsuvnou stolicí na křídlech stávající opěry O2. Konstrukce se na pilířích zajistila hydraulickými lisy. Na opěře O2 byla přizvednuta o 30 mm, aby mohly být demontovány výsuvné stolice z křídel a úložných prahů opěry. Podepření převislého konce ONK bylo aktivovanými hydraulickými válci o výkonu 2x97 t v krocích 120 mm postupně uvolněno. Naměřená hodnota průhybu 380 mm nepřekročila předpokládanou výpočtovou hodnotu a tak mohl být dokončen třetí krok výsunu v délce 42,7 m. Konstrukce byla po dokončení první fáze výsunu opět zajištěna proti posunutí v podélném směru na tažné a brzdné konzole a přitlačením hydraulických válců na všech pozicích podpor stávající konstrukce ŽM 16 M.

Obr. 10 Uvolnění konce ONK do přípustného průhybu

Obr. 11 Výsun 2. pole – opuštěný pilíř P3

Po demontáži ONK ŽM 16 M pole č. 1 a odvozu demontovaných dílců na skládku byla konstrukce připravena na výsun druhého pole a to stejným způsobem jako pole č. 1. Po vysunutí celé délky 2. pole a jeho demontáži byl na šatovskou stranu přistaven jeřáb LTM150 a po jednotlivých dílech rozebrána revizní lávka, aby byla zachována pro další možné využití.

Obr. 12 Vysunuté 1. pole na šatovském předpolí

Obr. 13 Demontáž a odvoz na skládku

Třetí pole konstrukce ŽM 16 M bylo vysunuto cca 78 m za osu šatovské opěry O1, aby byla dodržena 25% rezerva stabilizačního momentu vůči klopnému momentu. Demontáž 3. pole se střídala s fází výsunu 4. pole zhruba po úsecích délky 12 m.

V poslední fázi bylo rozebráno prodloužení konstrukce, výsuvný nástavec, podpůrná konstrukce pro tažné zařízení a montážní pilíř před opěrou O1. Podpůrná konstrukce PIŽMO na pilíři č. 3 je již demontována a je nastrojena novou sestavou pro výsun nové konstrukce. Montážní podpory na pilířích P2 a P1 se budou demontovat začátkem roku 2009.

Obr. 14 Výsun prvního pole ONK, demontáž

Obr. 15 Demontáž vysunuté části

Obr. 16 Demontáž revizní lávky

Závěr

Provizorní mostní konstrukce ŽM 16 M byla vysunuta, rozebrána na díly a odvezena na skládku SOŽ a.s. Olomouc, středisko ZOZ MD ČR Pohořelice do konce roku 2008. V současné době probíhá ve Znojmě výsun nové ocelové konstrukce. První fáze posunu a částečné najetí konstrukce do otvoru proběhl koncem listopadu 2008. Celá nosná konstrukce nového mostu bude kompletně vysunuta, spuštěna a osazena na ložiska v květnu 2009.

Obr. 17 Souběh demontáže staré konstrukce ŽM 16 M a výsunu nové ocelové konstrukce

Literatura:

[1] Federální ministerstvo dopravy, Velitelství ženijního vojska, Ing. J. Homolka: Modernizovaný železniční most ŽM 16 M, Praha, 1983

[2] Ministerstvo dopravy, Velitelství ženijního vojska, Železniční most ŽM 16 Díl I, II, III, Praha, 1959

Navrhování betonových železničních mostů podle evropských norem

Doc. Ing. Vladislav Hrdoušek, CSc., Stavební fakulta ČVUT v Praze
Ing. Roman Šafář, Stavební fakulta ČVUT v Praze

Do soustavy ČSN se postupně zavádějí evropské normy, které se dotýkají všech oblastí stavebnictví. Navrhování mostních konstrukcí je vždy obsahem Částí 2 příslušných návrhových norem (Eurokódů 2 až 7). Současně s návrhovými normami se mění zásadně i normy pro zatížení, které je obsahem Eurokódu 1, jehož všechny části obsahují zvláštní oddíly pro mosty, kterým je třeba věnovat patřičnou pozornost. Zatížení dopravou je obsahem samostatné Části 2 Eurokódu 1.

Všeobecně

Zásady navrhování a posuzování konstrukce jsou obsaženy v EN 1990, přičemž pro mosty také platí příloha A2, podle které se stanoví součinitele kombinace a součinitele zatížení.

Všechny tyto evropské normy byly vydány překladem a k nim jsou připojeny národní přílohy. Účelem národních příloh je uvedení tzv. „národně stanovených parametrů“, ovšem pouze k těm ustanovením, která jsou přímo v EN jmenovitě uvedena.

Dosud platné ČSN i nadále platí současně s normami pro zatížení a dalšími českými normami. Z toho plyne, že v současné době platí souběžně dvě soustavy norem, jedna pro navrhování podle ČSN a druhá pro navrhování podle EN (ČSN EN), která je založena na metodice mezních stavů. Souběžná platnost dvou soustav norem je ovšem jen stav přechodný a evropské společenství zastoupené CEN (Comité Européen de Normalisation) předpokládá, že platnost všech národních norem, které jsou v rozporu se soustavou EN (to se týká ČSN 73 6203, 05,06 a 07) skončí nejpozději po tříleté souběžné platnosti, tedy k 1. dubnu 2010. Do tohoto termínu je třeba seznámit odbornou veřejnost s novou metodikou navrhování a vypracovat ukázkové nebo kontrolní příklady, na kterých se teprve ukáží přínosy, ale také obtížnosti a složitosti nové metodiky navrhování. To není pro osvětu doba příliš dlouhá a proto probíhají k nové soustavě norem školení. Pro betonové mosty se na květen 2009 připravuje vstupní školení, na které navážou školení další.

Změny v EN oproti ENV

Při transformaci ENV na EN došlo pouze k formálním úpravám, které vedly k posílení základních částí norem.

- došlo k přečíslování EN pro zatížení, vznikl Eurokód – EN 1990 – Zásady navrhování konstrukcí (dříve ENV 1991-1),
- pro mosty byla vytvořena samostatná Příloha A2 k EN 1990, kde jsou definovány kombinace zatížení, součinitele kombinace ψ a součinitele spolehlivosti zatížení γ a požadavky na mezní stavy specifické pro mosty, zejména mezní stavy použitelnosti,
- byl rozšířen základní Eurokód pro navrhování betonových konstrukcí [9] (spojeny všechny části ENV a doplněno o ustanovení pro posouzení únavy),
- k EN 1992-2 byly připojeny Přílohy A až QQ, které jsou sice jen informativní, avšak obsahují doporučení pro posuzování (např. Příloha B popisuje přetvoření od dotvarování a smršťování, Příloha KK pojednává o vlivu časově závislého chování betonu, Příloha OO obsahuje řešení ztužidel pomocí příhradové analogie),

- vznikly další EN, takže lze konstatovat, že existuje kompletní soubor evropských norem.

Připojená národní příloha k [10] většinou nemění doporučení EN, avšak po provedení dalších výpočtů nelze určité změny vyloučit. Měnit by se měly pouze parametry, které jsou prokazatelně nevyhovující.

Zásady s ohledem na stupeň vlivu prostředí

Při volbě materiálu se vychází z ČSN EN 206-1, ve které se volí minimální pevnostní třída betonu podle stupně vlivu prostředí (svp). Současně je třeba, aby byly splněny požadavky příslušných TKP (kap. 18) a požadavky na třídu konstrukce S podle ČSN EN 1992-1-1 (viz Tab. 4.3N až 4.5N). Do těchto tabulek je třeba dohodnout začlenění prostředí XF.

Pro třídu konstrukce S a svp jsou uvedeny minimální tloušťky krycí vrstvy betonářské výztuže (Tab. 4.4N) a předpínací výztuže (Tab. 4.5N). Zde byly převzaty hodnoty doporučené v EN, ale – pokud by to bylo vhodné - je možné je v národní příloze upřesnit.

Doporučené hodnoty přípustných šířek trhlin w_{max} a odpovídající kombinační pravidla pro vybraná prostředí podle ČSN EN 1992-2 jsou uvedeny v tab. 1.

<table>
<tr><td>Stupeň vlivu prostředí</td><td>Železobetonové prvky a prvky předpjaté nesoudržnou výztuží</td><td>Prvky předpjaté soudržnou výztuží</td></tr>
<tr><td></td><td>Kvazi-stálá kombinace zatížení</td><td>Častá kombinace zatížení</td></tr>
<tr><td>X0, XC1</td><td>0,3a)</td><td>0,2</td></tr>
<tr><td>XC2, XC3, XC4</td><td rowspan="2">0,3</td><td>0,2b)</td></tr>
<tr><td>XD1, XD2, XD3, XS1, XS2, XS3</td><td>dekomprese</td></tr>
<tr><td colspan="3">a) POZNÁMKA 1 Pro stupně vlivu prostředí X0, XC1 nemá šířka trhliny vliv na trvanlivost a uvedená hodnota má zajistit přijatelný vzhled. Pokud nejsou kladeny požadavky na vzhled, lze uvedenou hodnotu zvětšit.
b) POZNÁMKA 2 Pro tyto stupně vlivu prostředí má být kromě toho posouzena dekomprese při kvazi-stálé kombinaci zatížení.</td></tr>
</table>

Tab.1 Požadavky na omezení trhlin

Zatížení

Zásady pro uplatnění vlastní tíhy konstrukce jsou uvedeny v [2], Tab.A.1, podle které lze uvažovat pro obyčejné vyztužené betony (železobeton i předpjatý beton) objemovou tíhu jednotně hodnotou 25 kN/m^3.

Objemové tíhy nenosných částí mostů jsou uvedeny v Tab. A.6 [2]. Zatížení štěrkovým ložem se má uvažovat jako zatížení stálé a při navrhování je nutné uvážit jeho přerozdělení, avšak současně se požaduje, aby se na železničních mostech uvažovala odchylka od nominální hodnoty ± 30%. Tento požadavek je třeba zvážit a vhodnou hodnotu uvést v národní příloze. Podobně je tomu také u dalších ostatních zatížení stálých.

Pro zatížení dopravou je základním zatěžovacím schématem tzv. Model zatížení 71 (LM71), který odpovídá vlaku UIC-71 podle ČSN 73 6203. Obdobně jako vlak UIC-71,

i schéma LM71 se obvykle nepoužívá se základními nominálními hodnotami sil, ale přenásobené součinitelem α podle traťové třídy. Třídy tratí jsou uvedeny ve Věstníku dopravy č. 6/1987. Zatížení přenásobené tímto součinitelem se nazývá „klasifikované zatížení“. Pokud se Model zatížení 71 násobí součinitelem α, je nutné stejným součinitelem násobit i další zatížení dopravou na železničních mostech.

Dále se na železničních mostech uvažuje zatěžovací schéma:

- SW/0 – je nutno uvažovat na všech spojitých konstrukcích,
- SW/2 – jedná se o schéma používané na tratích s těžkým provozem,
- nezatížený vlak (jako rovnoměrné zatížení s charakteristickou hodnotou 10 kN/m, v ENV bylo 12,5 kN/m),
- vykolejení na mostě (ve dvou mimořádných návrhových situacích).

Traťová třída	α . LM71	SW
1.	1,21.LM71	SW/2
2.	1,21.LM71	1,21.SW/0 *)
3.	1,10.LM71	1,10.SW/0 *)
Mostní provizoria	1,00.LM71	-

*) pro spojité nosníky

Tab.2 Základní modely zatížení dopravou uvažované na železničních mostech

Dynamická analýza je obecně požadována, pokud:

- častá provozní rychlost skutečného vlaku je rovna rezonanční rychlosti konstrukce ([8], a pokud nejsou splněna kritéria uvedená v Příloze F),
- první vlastní frekvence n_0 překračuje horní mez (1), obr. 6.10 [8] (viz též obr. 3 ČSN 73 6203).

Pokud není dynamická analýza požadována, pak se musí účinky Modelu zatížení 71, SW/0 a SW/2 násobit dynamickým součinitelem Φ, který závisí na náhradní délce (obdobně jako v ČSN 73 6203) a na kvalitě údržby koleje. Podle národní přílohy k ČSN EN 1991-2 se používá dynamický součinitel Φ_3, což je hodnota pro standardně udržovanou kolej.

Další proměnná zatížení:

- zatížení teplotou - v EN [5] je mostům věnována kap. 6 s drobnými úpravami oproti dnes platné ČSN 73 6203,
- zatížení větrem - pro většinu mostů bude postačující postupovat zjednodušenou metodou podle [4].
- zatížení při provádění - tato zatížení jsou definována v [6]. Jsou uvedeny kombinace zatížení včetně zatížení staveništních (osoby a ruční nářadí, přemístitelná skládka, dočasné vybavení, přemístitelné strojní zařízení) a také mimořádná zatížení (např. pád zavěšeného břemena, náraz vozidla).

Kombinace zatížení

a) pro mezní stavy únosnosti:

- *pro trvalé a dočasné návrhové situace* může být obecně vyjádřena buď jako:

$$\sum_{j\geq 1}\gamma_{G,j}G_{k,j}"+"\gamma_P P"+"\gamma_{Q,1}Q_{k,1}"+"\sum_{i>1}\gamma_{Q,i}\psi_{0,i}Q_{k,i}$$

nebo alternativně pro mezní stavy STR a GEO (viz mezní stavy únosnosti) jako méně příznivá kombinace z následujících dvou výrazů:

$$\sum_{j\geq 1}\gamma_{G,j}G_{k,j}"+"\gamma_P P"+"\gamma_{Q,1}\psi_{0,1}Q_{k,1}"+"\sum_{i>1}\gamma_{Q,i}\psi_{0,i}Q_{k,i}$$

$$\sum_{j\geq 1}\xi G_{k,j}"+"\gamma_P P"+"\gamma_{Q,1}Q_{k,1}"+"\sum_{i>1}\gamma_{Q,i}\psi_{0,i}Q_{k,i}$$

kde ξ je redukční součinitel pro nepříznivá stálá zatížení G,

- *pro mimořádné návrhové situace* se sestaví podle následujícího pravidla:

$$\sum_{j\geq 1}G_{k,j}"+"P"+"A_d"+"(\psi_{1,1}nebo\,\psi_{2,1})Q_{k,1}"+"\sum_{i>1}\psi_{2,i}Q_{k,i}$$

b) pro mezní stavy použitelnosti

- *charakteristická kombinace zatížení* (obvykle se používá pro nevratné stavy):

$$\sum_{j\geq 1}G_{k,j}"+"P"+"Q_{k,1}"+"\sum_{i>1}\psi_{0,i}Q_{k,i}$$

- *častá kombinace zatížení* (obvykle se používá pro vratné - opakované stavy):

$$\sum_{j\geq 1}G_{k,j}"+"P"+"\psi_{1,1}Q_{k,1}"+"\sum_{i>1}\psi_{2,i}Q_{k,i}$$

- *kvazistálá kombinace zatížení* (obvykle se používá pro dlouhodobé účinky a deformace - vzhled konstrukce):

$$\sum_{j\geq 1}G_{k,j}"+"P"+"\sum_{i\geq 1}\psi_{2,i}Q_{k,i}$$

Navrhování a posuzování mostů

V mezních stavech použitelnosti se posuzuje zejména:

- *Mezní stav omezení napětí:* předmětem posouzení konstrukce v tomto mezním stavu je ověření,že konstrukce v provozním stavu působí pružně. Podle 7.2 [10] nemá napětí betonu při charakteristické kombinaci zatížení překročit hodnotu $k_1.f_{ck}$. EN Doporučuje k_1 = 0,6, přičemž je možné tuto hodnotu upravit v národní příloze. V ČR se tato hodnota nemění.

- *Mezní stav omezení trhlin:* pro omezení šířky trhlin je třeba navrhnout alespoň minimální průřezovou plochu výztuže a splnit podmínky podle 7.3.2 a 7.3.3 [10] nebo posoudit šířku trhlin výpočtem, např. podle 7.3.4 [9].

- *ověření železničních mostů s ohledem na přetvoření a kmitání* z hlediska bezpečnosti dopravy, tzn. posoudit:

  - svislé zrychlení nosné konstrukce,
  - zkroucení hlavní nosné konstrukce,
  - svislá přetvoření hlavní nosné konstrukce,
  - příčná přetvoření a kmitání hlavní nosné konstrukce,
  - podélné posunutí hlavní nosné konstrukce,

- *ověření mezních hodnot* maximálních svislých průhybů z hlediska pohody cestujících.

V mezních stavech únosnosti zejména:

a) EQU: ztráta statické rovnováhy

$$E_{d,dst} \leq E_{d,stb}$$

kde $E_{d,dst}$ je návrhová hodnota účinku destabilizujících zatížení,

$E_{d,stb}$ je návrhová hodnota účinku stabilizujících zatížení.

b) STR: porucha konstrukce nebo nosných prvků včetně základových patek, pilot, podzemních stěn atd., kde rozhoduje pevnost konstrukčních materiálů;

$$E_d \leq R_d$$

kde E_d je návrhová hodnota účinku zatížení, jako je vnitřní síla, moment nebo vektor několika vnitřních sil nebo momentů,

R_d je návrhová hodnota příslušné únosnosti.

c) GEO: porucha základové půdy, kde pevnosti zeminy nebo skalního podloží jsou významné pro únosnost;

d) FAT: únavová porucha konstrukce nebo nosných prvků.

Při posouzení na únavu je třeba provést:

- *posouzení betonu:*

Odolnost na únavu betonu namáhaného tlakem lze považovat za dostatečnou, pokud je splněna podmínka:

$$14.\frac{1-E_{cd,\max,equ}}{\sqrt{1-R_{equ}}} \geq 6$$

kde $R_{equ} = \frac{E_{cd,\min,equ}}{E_{cd,\max,equ}}$, $E_{cd,\min,equ} = \gamma_{sd}\frac{\sigma_{cd,\min,equ}}{f_{cd,fat}}$, $E_{cd,\max,equ} = \gamma_{sd}\frac{\sigma_{cd,\max,equ}}{f_{cd,fat}}$

$\sigma_{cd,max,equ}$, $\sigma_{cd,min,equ}$ jsou horní a dolní napětí poškozujícího ekvivalentního napěťového spektra pro počet cyklů N = 10^6.

- *posouzení výztuže (betonářské, přepínací):*

Poškozující ekvivalentní rozkmit napětí pro betonářskou a přepínací výztuž se vypočítá podle vztahu

$$\Delta\sigma_{s,equ} = \lambda_s.\Phi.\Delta\sigma_{s,71}$$

kde $\Delta\sigma_{s,71}$ je rozkmit napětí od modelu zatížení 71 (a od SW/0, pokud je to požadováno), umístěného v nejnepříznivější poloze pro uvažovaný konstrukční prvek, avšak bez součinitele α podle [8]. U konstrukcí nesoucích více kolejí se model zatížení 71 umísťuje maximálně na dvě koleje,

λ_s je opravný součinitel pro výpočet poškozujícího ekvivalentního rozkmitu napětí z rozkmitu napětí vyvolaného $\Phi.\Delta\sigma_{s,71}$,

Φ je dynamický součinitel podle [8].

Literatura:

[1] ČSN EN 1990 (73 0002) Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí

[2] ČSN EN 1991-1-1 (73 0035) Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-1: Obecná zatížení - Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb

[3] ČSN EN 1991-1-3 (73 0035) Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-3: Obecná zatížení - Zatížení sněhem, vč. Změny NA ed. A (2005), NA/Z1 ed. A (2006) a Z1 (2006)

[4] ČSN EN 1991-1-4 (73 0035) Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-4: Obecná zatížení - Zatížení větrem

[5] ČSN EN 1991-1-5 (73 0035) Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-5: Obecná zatížení - Zatížení teplotou, vč. Změny NA ed. A (2005)

[6] ČSN EN 1991-1-6 (73 0035) Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-6: Obecná zatížení - Zatížení během provádění, vč. Změny NA ed. A (2007)

[7] ČSN EN 1991-1-7 (73 0035) Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-7: Obecná zatížení - Mimořádná zatížení

[8] ČSN EN 1991-2 (73 6203) Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 2: Zatížení mostů dopravou", vč. Změny NA ed. A (2005)

[9] ČSN EN 1992-1-1 (73 1201) Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby, vč. Změny NA ed. A (2007)

[10] ČSN EN 1992-2 (73 6208) Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 2: Betonové mosty - Navrhování a konstrukční zásady

[11] ČSN EN 1997-1 (73 1000) Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí – Část 1: Obecná pravidla

[12] ČSN EN 206-1 (73 2403) Beton - Část 1: Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda

Tento příspěvek vznikl za finančního přispění MŠMT ČR, projekt 1M0579, v rámci činnosti výzkumného centra CIDEAS.

Nové spojení – vize a realita

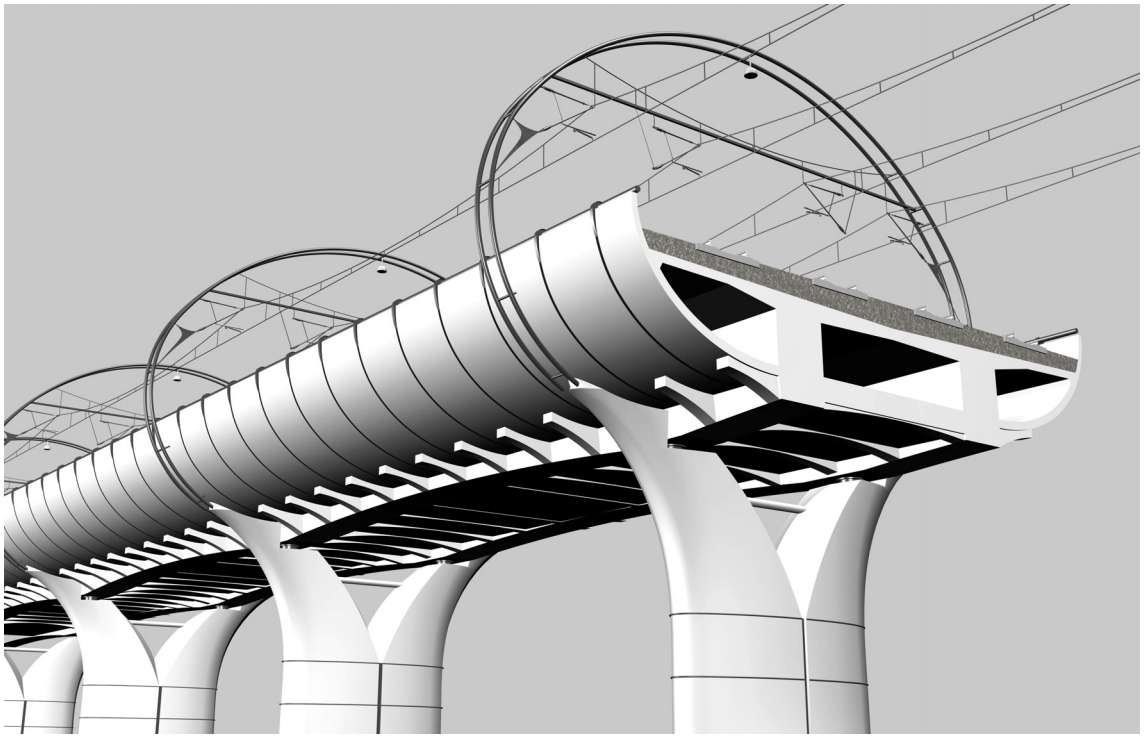
Doc. ing. arch. Patrik Kotas, Ateliér designu a architektury
Ing. arch. Petr Šafránek, Architektonický a projekční ateliér

Tento příspěvek je pokusem ukázat některé původní architektonické představy a jejich přenesení do reality, do realizované stavby Nového spojení.

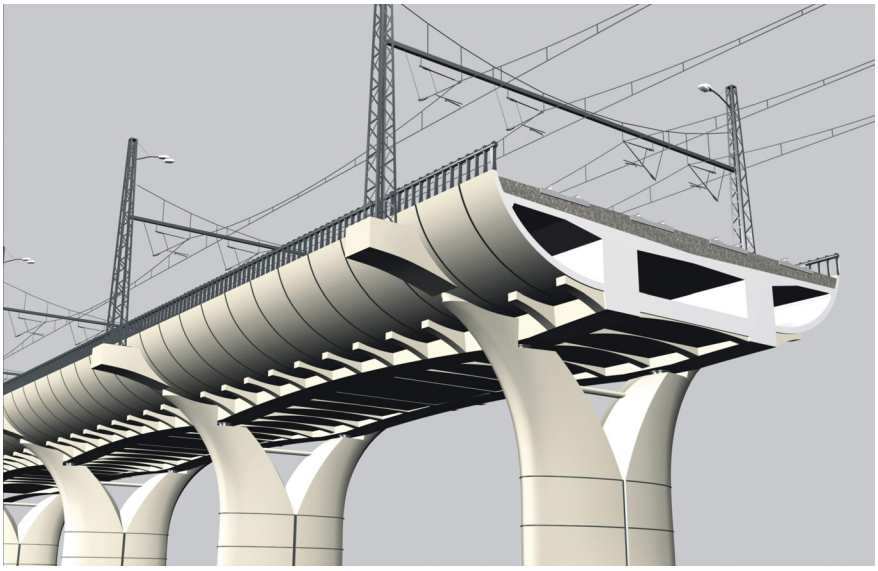
Principy architektonického řešení

Vzhledem k tomu, že Nové spojení představuje poměrně výrazný zásah do centrálních částí Prahy, bylo architektonické řešení vedeno snahou o maximální odlehčení konstrukcí, aby nebyla zdůrazňována robustnost, hmotnost a arogance stavby. V kontrastu vůči velkým silám a momentům, působícím v těchto konstrukcích byly navrhovány pokud možno subtilní dimenze s oblými měkkými tvary a architektonickými detaily.

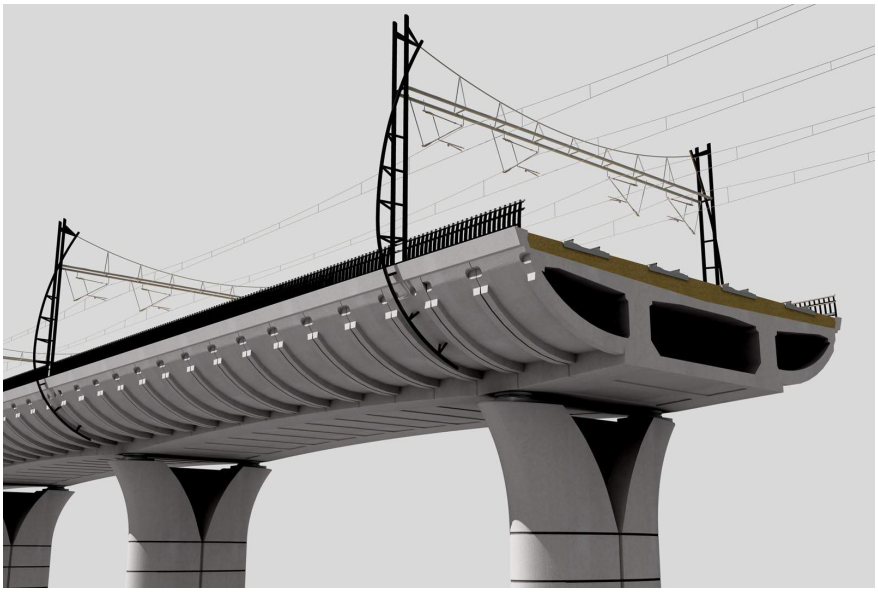
Tyto snahy jsou dokumentovány ve vizualizacích z průběhu projektování a zároveň jsou konfrontovány s fotografiemi hotového díla. Ne vždy je výsledná realita zcela shodná s původními vizemi, ale domníváme se, že základní ideje zůstaly zachovány, že se propsaly i do realizovaných staveb a konstrukcí. Někdy byly korekce architektonického pojetí prospěšné, zejména když odrážely skutečné možnosti statického a technického řešení, protože vize se přiblížily skutečným možnostem a opravdu zohlednily zemskou přitažlivost. Někdy byly úpravy architektonického řešení diskutabilní, jako např. změna nosných bran trolejového vedení.



Obr. 1 Vizualizace estakády Masarykovo nádraží - původní návrh



Obr. 2 Varianta trakčních stožárů preferovaná zástupci památkové péče

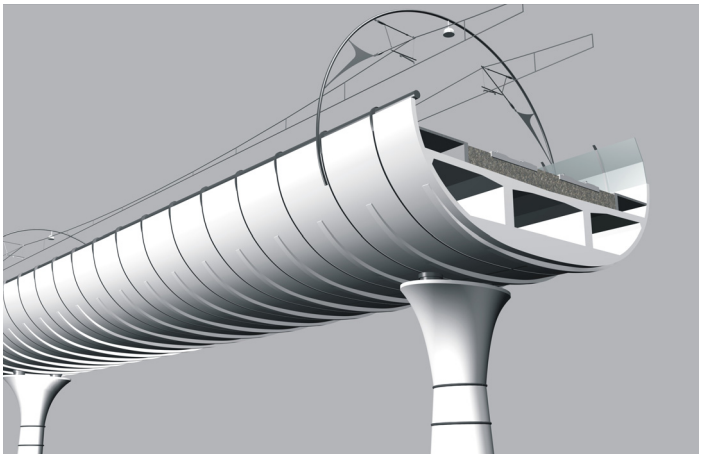


Obr. 3 Vizualizace estakády Masarykovo nádraží - výsledná varianta

Obr. 4 Realizace estakády Masarykovo nádraží

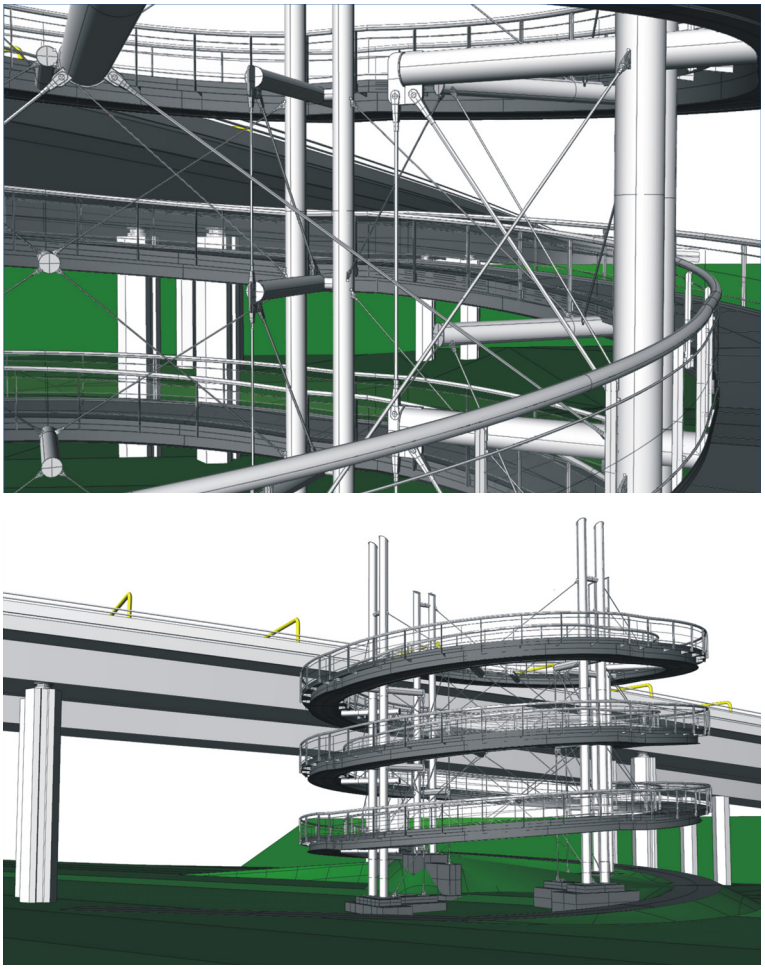
Obr. 5 Estakáda Masarykovo nádraží a vjezd do tunelů

Obr. 6 Estakáda Masarykovo nádraží - přemostění ul. Husitské



Obr. 7 Estakáda Sluncová - vizualizace

Obr. 8 Estakáda Sluncová - realizace



Obr. 9 Šroubovicová rampa pro pěší na Krejcárku - srovnání zamýšlené varianty ocelové a realizované železobetonové

Příklady původních architektonických návrhů a vizí versus realizované dílo

Vizualizacemi a fotografiemi jsou dokumentovány tyto části stavby:

- estakáda přes Masarykovo nádraží,
- trakční brány na estakádě Masarykovo nádraží,
- estakáda Sluncová,
- rampa pro pěší na Krejcárku.

Původní návrh pilíře estakády Masarykovo nádraží počítal s širokým rozvětvením hlavice a s ocelovým táhlem svazujícím toto rozvětvení. Statickým výpočtem se prokázalo, že toto řešení je nereálné, avšak motiv rozevření a rozšíření pilíře zůstal v principu zachován. Oproti původní představě, že konstrukce estakády bude monolitická bylo pro realizaci zvoleno použití prefabrikátů.

Trolejové brány byly v územním rozhodnutí odsouhlaseny jako eliptické, později musely být dle požadavku památkářů změněny.

Pilíře estakády Sluncová musely být mírně zesíleny, ale základní vyznění realizovaných konstrukcí zůstalo zachováno.

V průběhu realizačního projektu rampy Krejcárek byla zvažována i varianta s ocelovou konstrukcí, která by skýtala subtilnější a lehčí dojem. Tento záměr však neuspěl, konstrukce je železobetonová tak, jak to odpovídalo dokumentaci pro stavební povolení.

Je zřejmé, že při návrhu a projektování inženýrských a dopravních staveb přináší spolupráce s architekty nejeden problém či komplikaci, ale dle našeho názoru je tato spolupráce důležitá a podnětná a měla by být podporována a prosazována. Jsme přesvědčeni, že přes případné komplikace přináší více pozitivního než negativního a že je technicky i společensky prospěšná.

Základní údaje o stavbě

Investor:	Správa železniční dopravní cesty, s.o., Stavební správa Praha
Realizace stavby:	Sdružení „Pražské spojení“
Generální projektant:	SUDOP PRAHA a.s.
Architektonické řešení stavby:	Doc. ing. arch. Patrik Kotas Ing. arch. Petr Šafránek spolupráce Ing. arch. Martin Smrž

Technická řešení dlouhých železničních tunelů z pohledu investora a projektanta

Ing. Josef Hloušek, SŽDC, s. o.
Ing. Otakar Hasík, METROPROJEKT Praha a.s.

1. ÚVOD

Železniční doprava byla v uplynulých dvou stoletích jedním z důležitých faktorů technického a hospodářského rozvoje mnoha českých regionů. V 19. století a v první polovině 20. století na našem území vznikaly železniční tratě, jejichž trasování a parametry odpovídaly tehdejším potřebám a hospodářským zájmům. Velký vliv na výběr trasy železnice má potřeba dodržení malého stoupání a limitní velikost směrového oblouku, které podstatně ovlivňují traťovou rychlost.

Něco z minulosti

S největšími problémy při trasování se setkávali stavitelé alpských železnic v 19. století. Obtížné trasovací podmínky přiměly často naše dávné předky, aby se v kopcovitém či hornatém terénu rozhodli překážku provrtat a vést trať raději tunelem. Jedním z prvních byla stavba trati přes horský průsmyk Semmering v letech 1848 - 1854. O její obtížnosti svědčí fakt, že na trati o délce 41,7 km pracovalo téměř 20 000 dělníků, je na ní kromě 129 mostů i 16 viaduktů a 14 tunelů. Nejkratší tunel je pouze čtrnáctimetrový a nejdelší má 1431 m. Na stavbě při nejrůznějších nehodách zahynulo 89 lidí.

Dalšími náročnými alpskými železničními trasami bylo překonání Svatogotthardského a Simplonského průsmyku ve Švýcarských Alpách. Svatogotthardský tunel má délku 15 km, byl dokončen po desetiletém budování v roce 1882 a stavitelé se museli potýkat s velmi složitými geologickými podmínkami. Mladší, západněji situovaný tunel Simplonský o délce 7,3 km byl stavěn v letech 1895 – 1906.

Současnost

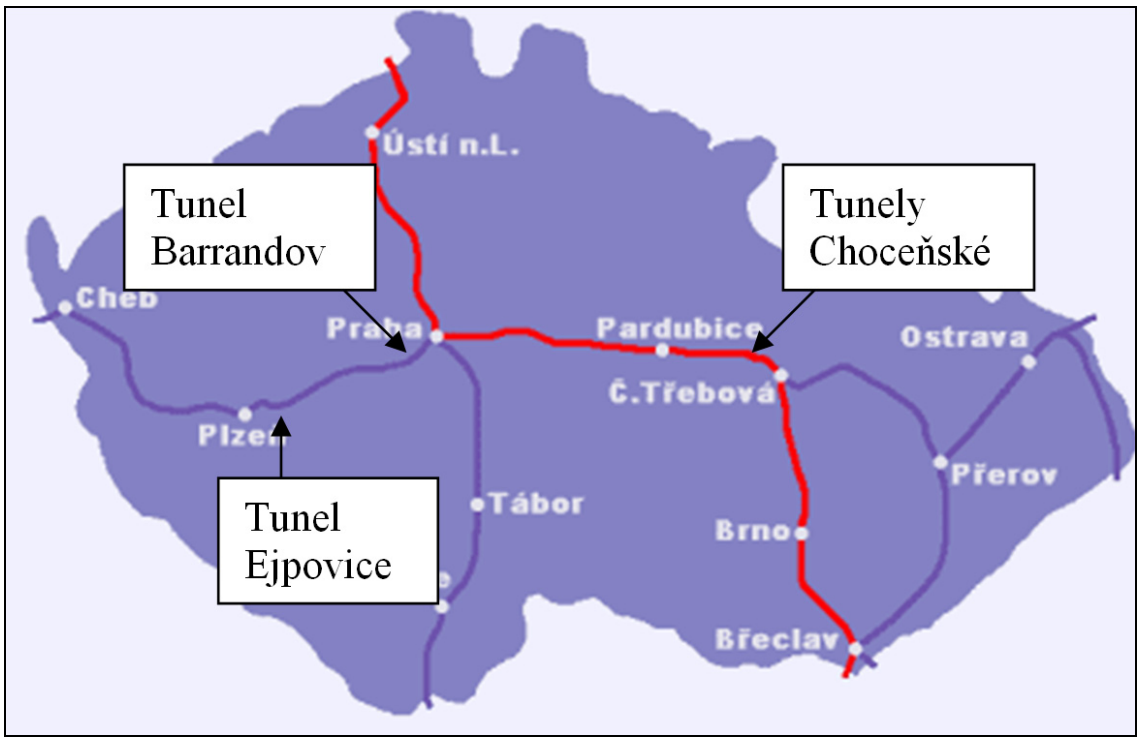
Železniční doprava prožívá v současné době určitou renesanci. Její udržení a rozvoj je mimo jiné také podporován dopravní politikou Evropské unie. Pro velké přepravní proudy cestujících mezi nejdůležitějšími evropskými centry a aglomeracemi nejlépe vyhovují koridorové konvenční a vysokorychlostní železniční spoje, které jsou konkurenceschopné automobilové i letecké dopravě. V ČR byly trati určené k modernizaci označeny jako I. – IV. tranzitní železniční koridor. Cílem modernizace je umožnění vyšší přepravní rychlosti a zajištění vyšší bezpečnosti. Dosažení lepších traťových parametrů bylo v mnohých úsecích umožněno zvětšením či odstraněním oblouků a vedením trati v nové stopě.

Nové návrhové parametry vyvolaly nutnost vybudování mnoho nových inženýrských objektů. Od roku 2000 byla na našich tratích postupně realizována výstavba tunelů Vepřek, Krasíkovský, Tatenický, Třebovický, Malá Huba, Hněvkovský I, Hněvkovský II, Březenský, Vítkovský jižní a Vítkovský severní. Řada dalších tunelů je v projektové nebo předprojektové přípravě.

SŽDC, s.o. v rámci své investiční činnosti připravuje další nové tunelové stavby. Mezi nejnáročnější, které vyžadují individuální přístup k bezpečnostnímu řešení, patří dlouhé tunelové objekty:

- Modernizace trati Rokycany – Plzeň, tunel Ejpovice, dva jednokolejné tunely, délka 2 x 4 150 m,

- Ústí nad O. – Choceň, nová trať, tunely Choceňské, 2 x dva jednokolejné tunely, délky 5 027 m a 5000 m, 1 171 m a 1 185 m,
- Praha – Beroun, nové železniční spojení, tunel Barrandov, dva jednokolejné tunely, délka 2 x 24 760m.



Obr. 1 Situace dlouhých tunelů na koridorových tratích

2. VÝVOJ ZPŮSOBU RAŽBY

Nedílnou součástí vznikající železniční sítě byly od samého počátku i tunelové stavby. Objevy nitroglycerinu a bezpečnějšího dynamitu (1876 – Alfred Nobel) ve spojení s objevem pneumatického vrtání, znamenaly podstatnou racionalizaci prací. Provizorní vyztužení výrubu obvykle tvořila výdřeva, ražba byla prováděna po jednotlivých tunelových pasech ze směrové štoly až po definitivní vystrojení tunelu obezdívkou.

Rozvoj moderních tunelářských technologií v 2. polovině 20. století umožnilo zavedení milisekundových odstřelů a řízených výlomů. To znamenalo zvýšení přesnosti trhacích prací a současně snížení seismických účinků na povrchu. V poloskalních horninách a v zeminách doznalo v období 60. a 70. let 20. století značného úspěchu nemechanizované štítování při výstavbě tunelů metra v Praze.

Dnešní způsob ražení pomocí Nové rakouské tunelovací metody, která vědomě a cíleně využívá nosných vlastností horninového masivu, se začal v ČR používat začátkem 90. let 20. století. Velké a takřka výhradní zaujetí Novou rakouskou tunelovací metodou (NRTM) přetrvává v České republice i v současnosti. NRTM je v našich poměrech, charakteristických relativně krátkými tunely, oprávněně preferována.

Poslední projekty dlouhých železničních tunelů v České republice již počítají s ražbou pomocí plnoprofilových tunelovacích strojů (TBM) a měly by tak přinést potřebné oživení vývoje. Ve světě je nejrozšířenější metoda výstavby dlouhých tunelů právě ražba pomocí TBM. Vedou k tomu různé důvody, z nichž některé uvádíme:

- rychlejší postup ražby oproti konvenční metodě, kratší doba výstavby,

- po velkém počtu ve světě strojem ražených tunelů jsou stroje TBM stále dokonalejší, jsou schopné si poradit s proměnlivými geologickými podmínkami,
- stroj TBM zajišťuje vyšší bezpečnost a kulturu práce; pracovníci nejsou v přímém kontaktu s horninou, nemohou být zasaženi závalem,
- stroj TBM má stálou kontrolu objemu odtěženého materiálu a nenarušuje okolí výrubu trhacími pracemi; nedochází tedy ke vzniku volných prostor za ostěním v důsledku nekontrolovaného odtěžení rozvolněné horniny; poklesy na povrchu jsou pak minimální, což je výhodné zejména při podcházení zastavěným územím,
- kruhový profil tunelu je staticky nejvýhodnější a tedy nejbezpečnější při přiměřených nákladech.

3. PŘÍČNÝ ŘEZ TUNELU A DEFINITIVNÍ OSTĚNÍ

Velikost příčného řezu tunelu má zásadní vliv na cenu. Rozměr vychází z tunelového průjezdného průřezu dle ČSN 73 7508 Železniční tunely. Pod tunelovým průjezdným průřezem je prostor pro konstrukční uspořádání koleje, nutné kolejové lože a tunelovou stoku a nahoře je nutný prostor pro trakční vedení.

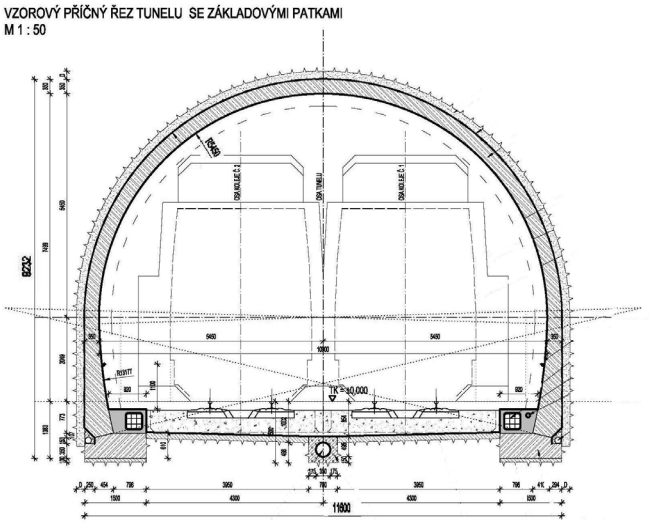
Nové železniční tunely, realizované u nás na koridorových tratích, jsou všechny **dvoukolejné**. Je to vhodné řešení pro **krátké tunely** (délka cca do 1 km). Dvoukolejná železniční trať je jimi vedena v nezměněné vzdálenosti kolejí 4,0 m. Plocha teoretického výrubu je cca 95,0 m^2. Konstrukce se vyznačuje dvojím ostěním (primárním i sekundárním). Zpravidla deštníková izolace s bočními drenážemi za patkami opěr znamená, že ostění není zatíženo tlakem podzemní vody a není na něj dimenzováno. Odvodnění tunelu je umožněno jednotným sklonem trati v krátkém úseku tunelu. U tunelů délky do 1 km také není třeba budovat únikové štoly.

Jiná situace je u **dlouhých železničních tunelů**. V souladu s evropskými zkušenostmi a zvyklostmi jsou dlouhé železniční tunely u nás navrženy jako **dvojice jednokolejných tunelů**. Při nehodě v jedné tunelové troubě slouží druhá tunelová trouba jako bezpečný prostor pro únik osob, současně je vyloučeno potkávání protisměrných vlaků.

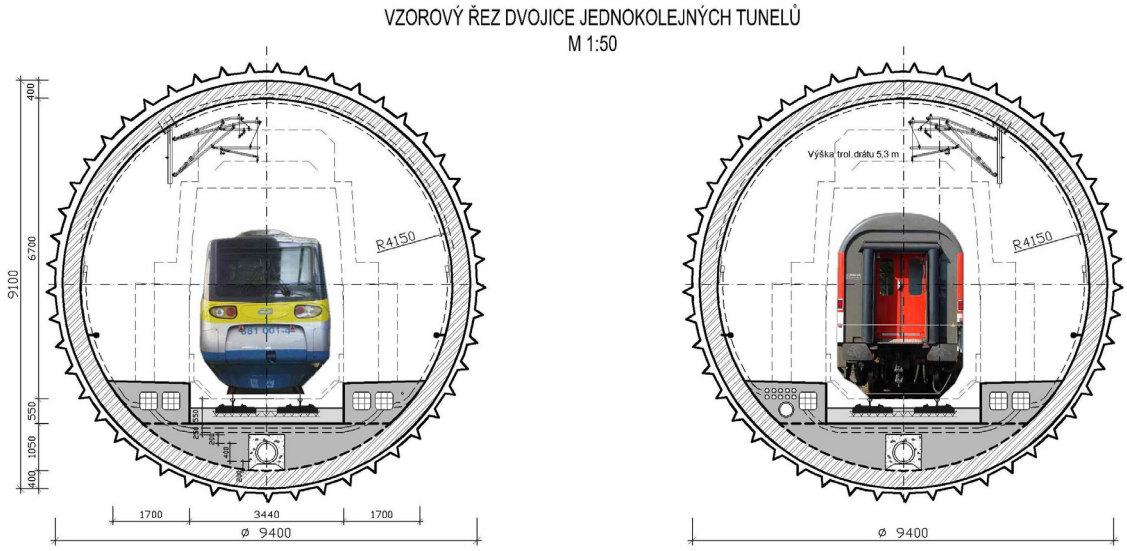
Základní příčný řez pro ražbu tunelovacími stroji je kruhový. Plocha teoretického výrubu je cca 2x 70,0 m^2. Velikost profilu obdobných tunelů ve světě a v Evropě se velmi různí v závislosti na individuálních okolnostech (návrhová rychlost, navržené vybavení tunelu, aerodynamické řešení tunelu, použité vlakové soupravy, atd.). Velikost profilu potvrzuje aerodynamická studie.

Tunely ražené tunelovacími stroji budou zajištěny jednoplášťovým ostěním ze železobetonových dílců / segmentů. To znamená, že tunelovaní stroj se bude při posunu opírat o zabudované ostění. Tohoto řešení se využívá při procházení úseků s horninami relativně malé tvrdosti, kdy je nutno použít typ stroje bez bočních přítlačných desek (rozpěr). Jednoplášťové ostění není provázeno drenáží. Ostění musí být nepropustné po celém obvodu – typ „ponorka“ a musí odolávat tlaku vody. Vzhledem k výšce nadloží do 100 m v našich morfologických podmínkách je to řešení staticky reálné.

Jednoplášťové ostění je obecně optimální řešení pro ražbu tunelovacími stroji (u dvouplášťového ostění je celková tloušťka betonových vrstev větší než u jednoplášťového ostění). Jednoplášťové ostění znamená rychlejší výstavbu a nižší náklady.



Obr. 3 Příčný řez dvoukolejného tunelu Hněvkovský II



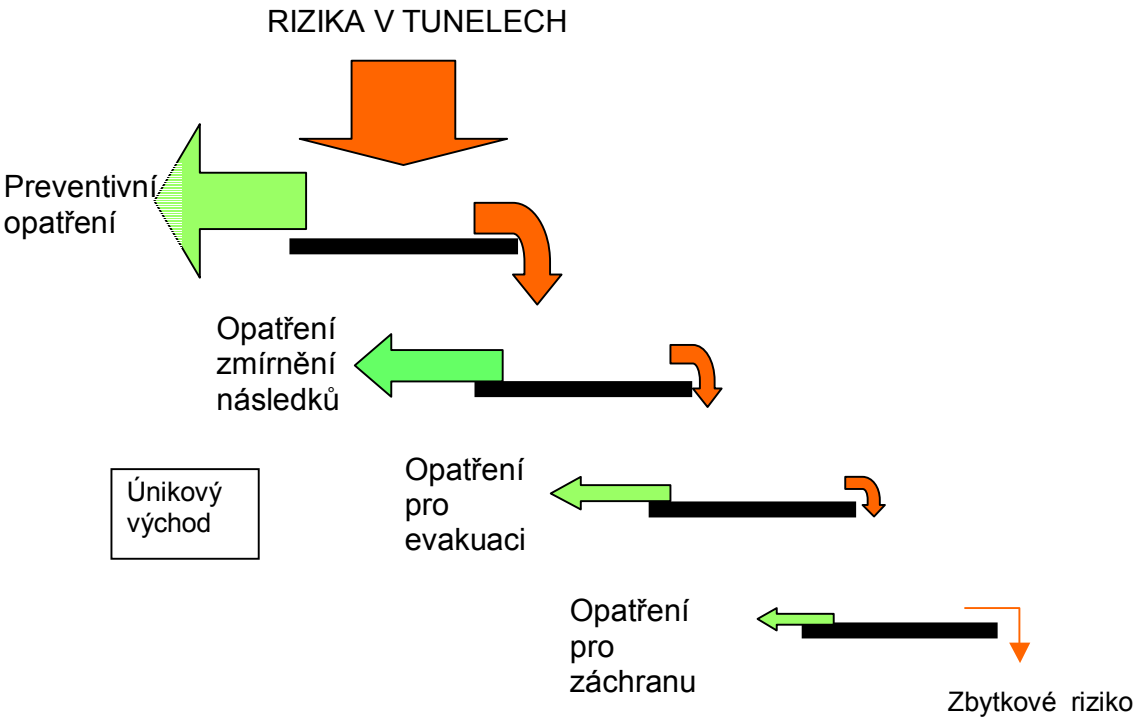
Obr. 4 Příčný řez dvojice jednokolejných tunelů Barrandov

4. BEZPEČNOST V ŽELEZNIČNÍCH TUNELECH

Hlavním legislativním dokumentem v evropského charakteru, stanovujícím konstrukční zásady a vybavení tunelů z hlediska bezpečnosti je Rozhodnutí komise o technické specifikaci pro interoperabilitu subsystému „Bezpečnost v železničních tunelech“ (TSI SRT) v transevropském konvenčním a vysokorychlostním železničním systému s účinností od 1. července 2008. Předpis je závazný pro všechny členské státy EU. TSI SRT jsou jako celek interdisciplinárními TSI a pokrývají subsystémy Infrastruktura, Energie, Řízení a zabezpečení, Provoz a řízení dopravy a Kolejová vozidla.

Všechny specifikace TSI SRT se vztahují na tunely delší než 1 km, pokud není uvedeno jinak. Tunely delší než 20 km vyžadují zvláštní bezpečnostní šetření.

BEZPEČNOSTNÍ KONCEPCE SESTÁVÁ ZE 4 PO SOBĚ JDOUCÍCH FÁZÍ:



Obr. 4 Schéma řešení bezpečností koncepce

Preventivní opatření ke snížení nebo eliminaci možných rizik při drážním provozu v tunelu jsou především stavebně technologická a provozní opatření, např. zásada jednokolejných tunelových trub a tím vyloučení potkávání se s protisměrnými vlaky; minimální množství výhybek (preferuje se úplná absence); osazení indikátorů horkoběžných ložisek; požadavky na konstrukci vagonů a volba materiálů, zohledňující jejich vlastnosti z hlediska reakce na oheň; omezení druhu osobní a nákladní přepravy a počtu vlaků, které současně mohou projíždět tunelem. Jsou dána mj. provozním řádem.

Opatření pro zmírnění následků jsou především zajištění, aby vlak při vzniku požáru v tunelu nezastavil a dojel na volnou trať, kde je možný únik osob do bezpečného prostoru a snadnější a účinnější zásah hasičů a ostatních záchranných sborů (potlačení funkce záchranné brzdy, požární odolnost vlaku, vybavení vlaku hasicími, komunikačními a nouzovými osvětlovacími prostředky, školení personálu a informace cestujících).

Opatření pro evakuaci a záchranu (sebezáchranu) jsou všechna opatření, která učiní vlakový personál nebo cestující pro možnost odvrácení bezprostředního a aktuálního nebezpečí, především evakuace vlaku a dosažení bezpečného prostoru. Tato opatření jsou podpořena stavebními úpravami (zařízeními), jako:

- únikovými cestami,
- nouzovými východy,
- nouzovým osvětlením,
- nouzových telefonů,
- označením únikových cest.

Záchrana cizími jsou všechna opatření vykonaná požárními sbory, záchrannými službami a jinými úkony k omezení dalších škod. Síly cizí záchrany jsou v této souvislosti nasazené síly příslušných správních útvarů a organizací. Opatření cizí záchrany jsou podpořena stavebními úpravami, jako:

- zajištěním komunikace (spojení),
- vybudováním příjezdových komunikací, nástupních a záchranných ploch,
- zásobováním požární vodou,
- zásobováním elektřinou.

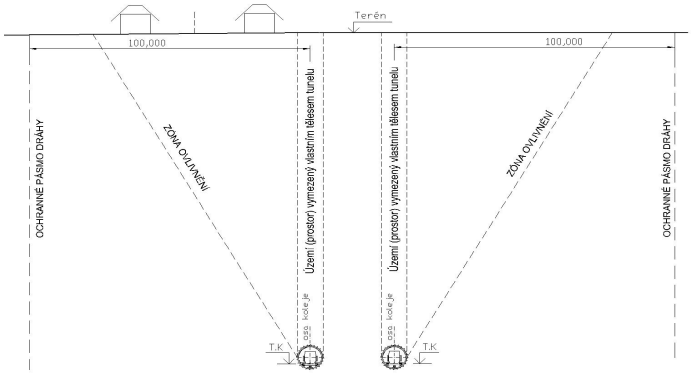
Obr. 5 Vstup do záchranné chodby (propojky)

5. ZMĚNA STAVEBNÍHO ZÁKONA A JEHO DOPAD

Zákon č. 50/1976 Sb., o územním plánování a stavební řádu („starý stavební zákon“) obsahoval speciální úpravu pro podzemní stavby. „Stavebník podzemních staveb podléhajících tomuto zákonu neprokazuje vlastnické nebo jiné právo k pozemku či stavbě na něm, jde-li o stavby, které funkčně ani svou konstrukcí nesouvisejí se stavbami na pozemku ani s provozem na něm a které ani jinak nemohou mít vliv na využití pozemku k účelu, pro který je určen“. Toto fakticky znamenalo, že majitelé pozemků nad tunelem nebyli účastníky územního ani stavebního řízení.

Zákon č. 183/2006 Sb., o územním plánování a stavebním řádu („platný stavební zákon“) úpravu ze starého stavebního zákona nepřevzal. Platný stavební zákon tedy žádnou speciální úpravu pro podzemní stavby neobsahuje. Pozemkem, na kterém má být stavba prováděna, je pozemek přímo dotčený stavbou. V případě podzemních staveb se jedná o pozemek, do kterého budou ortogonálně promítnuty vnější líce svislých konstrukcí podzemní stavby.

Ze změny stavebního zákona vyplývá zásadní změna pro projednání staveb tunelů, počet účastníků se mnohonásobně zvýšil.



Obr. 6 Průmět vlivu podzemní stavby na povrch terénu

Optimalizace trati st. hranice SR – Mosty u Jablunkova – Bystřice nad Olší, přestavba železničního tunelu Jablunkovský č. 2

Ing. Emil Macháček, Subterra a.s.
Ing. Jiří Tesař, Subterra a.s.

Tato stavba je součástí celkové rekonstrukce železniční sítě, která má za úkol zkvalitnit a především zrychlit železniční dopravu na našem území. V rámci Optimalizace traťového úseku státní hranice SR – Mosty u Jablunkova – Bystřice nad Olší je navržena rekonstrukce úseku km 288,702 – 289,314 se dvěma stávajícími jednokolejnými tunely. Jde o návrh rekonstrukce, přesněji přestrojení stávajícího jednokolejného tunelu č. 2 na tunel ražený dvoukolejný délky 612 m. Dále bylo do projektu zapracováno na základě vyjádření HZS Moravskoslezského kraje vybudování únikové štoly celkové délky 273 m. Úniková štola je vedena od jižního portálu nepoužívaným jednokolejným tunelem délky 257 m a pak 16 m dlouhou propojkou do nového dvoukolejného tunelu.

ZÁKLADNÍ ÚDAJE

Region:	Moravskoslezský kraj
Investor:	Správa železniční dopravní cesty, státní organizace České dráhy, a.s.
Projektant tunelu:	METROPROJEKT Praha a.s.
Zhotovitel:	„Sdružení SRB“ tvořené společnostmi Subterra a.s. (vedoucí účastník sdružení), OHL ŽS, a.s., TCHAS spol. s r.o.
Období výstavby:	2007 – 2011

ZÁKLADNÍ INFORMACE – POPIS STÁVAJÍCÍHO TUNELU

Jednokolejný železniční tunel „Jablunkovský č. 2“ na trati st. hranice SR – Dětmarovice je situován v koleji č. 2. Se stavbou se započalo v roce 1914, tunel byl dokončen v roce 1917. Tunelová trouba je v celém rozsahu situována v přímé trase, pouze v posledních 60-ti metrech je vedena v přechodnici s maximálním převýšením 23 mm. Světlá výška tunelové trouby činí cca 6,0 m, světlá šířka cca 5,5 m. Portálový pás vjezdový i výjezdový je dlouhý 3,0 m, zdivo je kvádrové z beskydského pískovce, klenba kvádrová, klenbový věnec z rustikových kvádrů. Čelné zdi a svahová křídla jsou rovněž z pískovce.

Ochranné výklenky jsou po obou stranách koleje, 6 vpravo, 5 vlevo dráhy. Odvodnění tunelu je provedeno kamennou rovnaninou nad rubem klenby a za rubem opěr a dále kanálky v opěrách s vyústěním do kameninových rour Ø 200 mm zapuštěných do hlavní stoky. Hlavní stoka profilu 400/300 mm jde uprostřed dna tunelu a má spád k oběma portálům. Voda vytékající z tunelu na straně vjezdové je součástí povodí říčky Čierpanky, voda vytékající z tunelu na straně výjezdové je součástí povodí řeky Osetnice.

GEOTECHNICKÉ POMĚRY ZÁJMOVÉHO ÚZEMÍ

Z dokumentace archivních i nově provedených vrtů vyplývá, že horniny jsou vesměs silně rozpukané. Z geotechnického hlediska jsou zastižené horniny zatříděny do 3 geotechnických typů H1 až H3.

Při rozdělení horninového masívu na kvazihomogenní celky bylo kromě geologických poměrů přihlédnuto i k mocnosti nadloží nad tunelem a k uvažovaným fázím přestavby (členění výrubu) tunelu na dvoukolejný. Byla rovněž zohledněna změna hydrogeologických poměrů drenážním účinkem stávajícího tunelu.

Obr. 1 Vjezdový portál tunelu Jablunkovský č. 2 a ZS

TECHNICKÉ ŘEŠENÍ TUNELU

Nový dvoukolejný tunel je navržen jako ražená přestavba stávajícího jednokolejného tunelu s hloubenými portálovými úseky. Tunel je veden v přímé linii a v koncové části v přechodnici. Ostění raženého tunelu je navrženo jako dvouplášťové s mezilehlou izolací.

Dle požadavku HZS Moravskoslezského kraje je na obou portálech navržena přístupová komunikace s nástupní plochou. V tunelu je po levé straně navržen požární suchovod, přípojná místa jsou navržena v šachtách u nástupních ploch na vjezdovém i výjezdovém portálu tunelu.

HLOUBENÁ ČÁST TUNELU

Portálové úseky jsou realizovány ve svahované stavební jámě. Délka vjezdového i výjezdového hloubeného úseku je 24,0 m.

Vjezdový portál P1

Stavební jáma je s ohledem na svou hloubku vertikálně členěna převážně na 3 etáže. Svahy jsou více prokotveny pomocí tyčových i lanových kotev s převázkami. Po obvodu celé stavební jámy je tedy kromě kotev dl. 4 m, použito zhuštěné kotvení s délkou 8 m. Přes ocelové převázky, které jsou rozmístěny po obvodě jámy (ve tvaru U profilu) jsou navrtány a osazeny 2 až 3 pramencové kotvy délky 14 m s kořenem délky 8 m. Tyto kotvy jsou umístěny střídavě k poloze kotev v horní etáži.

Stavební jáma je dále zajištěna stříkaným betonem C16/20 tloušťky 150 mm se 2-mi vrstvami sítí 150x150x6 mm. Před čelní stěnou stavební jámy je proveden tzv. falešný primár, díky němuž není třeba v tomto úseku zajišťovat stavební jámu do úrovně dna kaloty. Jde tedy o železobetonovou konstrukci, kterou tvoří příhradová výztuž (bretex) se 2-mi vrstvami sítí 150x150x6 mm a stříkaným betonem C16/20 tloušťky 500 mm.

Konstrukce falešného primáru není dimenzována na zatížení od zásypu, proto bude zásyp proveden až po vybudování sekundárního ostění.

Výjezdový portál P2

Na základě dodatečného geologického vrtu a získaných geologických informací z tohoto vrtu je stavební jáma zajištěna záporovým pažením rozděleným výškově na dvě části. Zápory jsou kotveny ve čtyřech úrovních pomocí ocelových převázek s pramencovými kotvami délky 16, 19, 20, 22, 23 m s kořenem délky 8 m. Zápory jsou z profilu IPE 400 a jsou délky 10 a 12 m. Ocelové prvky zápor jsou beraněny. Při těžbě jámy jsou mezi příruby vkládány dřevěné pažiny tl. 120 mm.

Po obvodu budoucího výrubu je proveden jednořadový mikropilotový deštník z mikropilot Ø108/16 mm délky 12 m. Ostění hloubených úseků je navrženo jako vodotěsné, třída vodotěsnosti 0. Ve všech pracovních spárách a na styku jednotlivých tunelových pásů jsou osazeny těsnící spárové pásy.

Definitivní ostění hloubených úseků je navrženo z monolitického železobetonu C25/30, tloušťky 600 mm. Čelo portálu je zešikmeno ve sklonu 45º od vodorovné roviny a je opatřeno obvodovým límcem šířky 400 mm a výšky 100 mm. Definitivní ostění je tvořeno základovými pásy, spodní a horní klenbou. Definitivní ostění je navrženo ze železobetonu C25/30, výztuž z oceli 10 505.0 R. Zpětné zásypy portálů budou provedeny vhodně upraveným materiálem získaným při ražbě tunelu.

RAŽENÁ ČÁST TUNELU

Začátek raženého tunelu je v TM 24, konec je v TM 588. Délka raženého úseku tunelu je 564 m. Konstrukce ostění raženého tunelu je navržena jako dvouplášťová

s mezilehlou foliovou hydroizolací tl. 3 mm. Minimální tloušťka definitivního ostění tunelu je 400 mm (resp. 500 a 600 mm) ve vrcholu horní klenby. Směrem k opěří se tloušťka ostění zvětšuje. Pro ražby byly v projektu navrženy tři technologické třídy výrubu Nové rakouské tunelovací metody (dále jen NRTM) 3, 4 a 5.

Ražená část nového dvoukolejného tunelu je budována v pěti fázích:

- V první fázi je provedeno zajištění boku stávajícího jednokolejného tunelu Jablunkovský č. 2 stříkaným betonem a PG kotvami, doplněné o injektáž za ostěním s využitím těchto kotev.
- Ve druhé fázi je vyražena kalota tunelu, která je ihned zajištěna primárním ostěním. Dále rozebrána část klenby stávajícího jednokolejného tunelu.
- Ve třetí fázi je postupně bourána převážná část starého tunelu se současnou ražbou zbytku profilu. Následně je celý profil zajištěn primárním ostěním ze stříkaného betonu.
- Ve čtvrté fázi bude provedena uzavřená mezilehlá hydroizolace.
- V páté se vybuduje sekundární ostění tunelu.

Záchranné výklenky v tunelu mají jednotný rozměr a jsou provedeny vstřícně po obou stranách tunelu, vždy ve středu každého lichého tunelového pasu. Vzájemná osová vzdálenost v podélném směru je 24 m.

Obr. 2 Vjezdový portál tunelu Jablunkovský č. 2 - zahájení ražby

MIMOŘÁDNÁ UDÁLOST

Ražená část rekonstrukce jednokolejného tunelu na tunel dvoukolejný byla zahájena 15. 4. 2008 v technologické třídě NRTM 5. Postup ražby tunelu zkomplikovala dne 4. 5. 2008 v nočních hodinách mimořádná událost ve staničení TM 56,4 m, kdy došlo při provádění razících a vyztužovacích pracích k závalu v délce 7 m včetně vykomínování na povrch. Ihned bylo svoláno místní šetření a byla přijata následující opatření pro zmáhání závalu:

- zajištění vypadaného materiálu uvnitř tunelu přisypáním rubaniny, vyztužení sítí a stříkaným betonem,
- podstojkování přístropí kaloty v ose tunelu dřevěnými stojkami,
- vyplnění kráteru prostým betonem a následným zásypem kráteru jílovitým materiálem včetně zhutnění,
- provedení mikropilotového deštníku po celém obvodě raženého profilu (vyjma počvy) délky 12 m včetně injektáže s cílem co nejvíce vyplnit dutiny závalu,
- další ražba prováděná vertikálně členěným výrubem kaloty s kotvením pomocí IBO kotev délky 6 m na levé straně.

Na základě této skutečnosti byly doplněny tři nové modifikace nejtěžší třídy výrubu NRTM 5; třídy 5a, 5b a 5c s uzavřením profilu kaloty protiklenbou po celé délce. Opatření byla úspěšná a další ražby již nepřinesly žádná mimořádná překvapení. Dne 2. 8. 2008 od staničení TM 89,9 m se na základě vyhodnocení konvergenčních měření přešlo z ražby kaloty členěným výrubem na ražbu kaloty plným profilem s protiklenbou (technologická třída NRTM 5a).

Znalecké vyjádření k otázkám příčiny havárie tunelu Jablunkovský č. 2, zpracované prof. J. Aldorfem, stanovuje jako příčinu havárie a závalu pouze faktory, které souvisejí s náhlou změnou přírodních geotechnických podmínek v místě havárie a v důsledku toho se vznikem zatěžovacího stavu ostění, který způsobil překročení jeho únosnosti.

Do konce roku 2008 ražba v technologické třídě 5a postoupila do staničení TM 340,0 m. Závěr z technicko-poradní komise z prosince 2008 je razit v technologické třídě NRTM 5a i nadále. Práce probíhají podle aktualizovaného harmonogramu postupu prací s termínem prorážky v 05/2009.

Obr. 3 Tunel Jablunkovský č. 2 – ražba vertikálně členěným výrubem kaloty

ÚNIKOVÁ ŠTOLA

Výstavba únikové štoly začne až po převedení provozu do nového dvoukolejného tunelu. Po úpravě povrchu se provede položení mezilehlé foliové izolace tl. 3 mm, která je navržena v celém profilu tunelu.

Jako poslední bude vybudováno definitivní ostění se spodní klenbou, na kterou se provede pochozí vrstva spádového betonu C 16/20, která bude střechovitě vyspádována ve sklonu 1% do dvojice povrchových žlábků vedoucích podél stěn.

Definitivní ostění klenby a opěr je navrženo ze železobetonu C25/30 v tloušťce 350 mm. Spodní klenba je navržena ze železobetonu C25/30 v tloušťce max. 860 mm. Betonáž se předpokládá po sekcích délky 12 m do jednostranného bednění.

Stávající portál tunelu bude zachován, provede se sanace ostění a odvodňovacích žlabů okolo portálu. V čelní stěně únikové štoly se osadí ocelové dvoukřídlé dveře o rozměru 3,0 x 2,5 m.

PROPOJKA (PŘETLAKOVÁ KOMORA)

Část únikové cesty bude budována v nově vyražené propojce mezi stávajícím jednokolejným tunelem Jablunkovský č. 1 a nově budovaným dvoukolejným tunelem. Celková délka propojky je 16 m. Propojka bude zaústěna do dvoukolejného tunelu v místě výklenku.

VYBAVENÍ TUNELU

Po obou stranách ostění tunelu bude veden služební chodník šířky 929 mm, ve kterém budou uloženy kabelovody pro rozvody inženýrských sítí. V prostoru před výklenky budou na kabelovodech provedeny šachty 1,0 x 0,5 m zakryté ocelovými poklopy, ze kterých budou vyústěny chráničky pro rozvody elektroinstalací a měření bludných proudů. Kabelovody budou v prostoru před portály zakončeny v plastových šachtách Polyvault o rozměru 800 x 1690 x 1220 mm, které budou zakryty typovým ocelovým poklopem. Osvětlení tunelu je navrženo po obou stranách zářivkovými svítidly po 12 m.

Odvodnění kolejového lože je řešeno vyspádováním v příčném směru ve sklonu 3 % směrem ke střední tunelové stoce, o profilu 350 mm a je navržena ve sklonu tunelu.

Po celé délce tunelu bude umístěn do chodníkového ústupku na levé straně požární suchovod DN 100 mm z PE potrubí. V každém lichém záchranném výklenku (tj. ve vzdálenosti po 48 m) budou do šachet 800 x 800 mm vyvedeny výtokové rychlouzavírací ventily DN 52.

Mezi záchrannými výklenky bude umístěno po obou stranách tunelu madlo z ocelové trubky. Portály budou opatřeny ochrannou konstrukcí se sítí, která plní funkci protidotykové zábrany.

V klenbě tunelu budou umístěny závěsy trakčního vedení pro obě koleje, ukolejňovacího lana a zesilovacího vedení. Na definitivním ostění tunelu budou umístěny staničníky.

ZÁVĚR

Stavba má charakter rekonstrukce stávajícího tunelu, jehož výstavba a provoz zasahuje do období Rakouska-Uherska, prochází přes první republiku až do současnosti. Během této doby byl tunel několikrát rekonstruován, ale i přes tyto částečné rekonstrukce zanechal čas na tunelu značné stopy poškození.

Z historických dokladů, z provedených průzkumů a z vlastní realizace ražby je rekonstrukce tohoto tunelu značně obtížná. Pro komplikovanou geologickou stavbu zájmového území, složité hydrogeologické poměry, území tektonicky narušené, je proto přestavba tunelu značně náročná jak časově, tak technicky i ekonomicky. O dalším průběhu výstavby Vás budeme průběžně informovat.

Tunel Jablunkov – zhodnocení geotechnických rizik přestavby železničního tunelu

Ing. Ota Jandejsek, Stavební geologie – Geotechnika, a.s.
Ing. Václav Veselý, Stavební geologie – Geotechnika, a.s.
Ing. Jiří Mára, METROPROJEKT Praha a.s.

Do stavby „ Optimalizace trati státní hranice SR – Mosty u Jablunkova – Bystřice nad Olší“ spadá i stavební objekt přestavby tunelu Jablunkov. Jablunkovským průsmykem byly na konci 19., resp. začátku 20. století vyraženy dva jednokolejné tunely, které jsou v dnešní době na konci svých životností. V rámci rekonstrukce III. železničního koridoru se proto přistoupilo k přestrojení mladšího tunelu na dvojkolejný v parametrech, které odpovídají aktuálním normám.

Geologická stavba území

Geologicky se širší okolí nachází ve Vnějších Západních Karpatech tvořenými převážně sedimenty flyšového charakteru (střídání jílovců, prachovců, pískovců a slepenců), které jsou zastoupeny slezskou a račanskou jednotkou. Obě tyto jednotky tvoří samostatné příkrovy nasunuté přes sebe tzv. magurským nasunutím. Linie magurského nasunutí probíhá na východním úbočí Jablunkovského průsmyku (podél nového silničního tahu E 75, Jablunkov – Čadca). Složitá příkrovová stavba je doprovázena zlomovou tektonikou. Z inženýrsko-geologického hlediska je flyšový komplex typickým sesuvným územím.

Vlastní trasa tunelu se nachází ve svrchní části slezské jednotky paleogenního stáří (30 – 45 mil. let), tvořené převážně jílovci s rohovcovitými a pískovcovitými polohami (menilitové souvrství). Tunely jsou raženy v nejméně příznivých geologických podmínkách, v souvrství drobně cyklického flyše, s převahou vápnitých jílovců, s velmi nízkou až extrémně nízkou pevností (dle ČSN 73 1001 třídy R5-R6). Současnou ražbou byly zastiženy laminované tmavošedé jílovce, drobně provrásněné, částečně zbřidličnatělé až podrcené. Jílovce obsahují tenké, nepravidelné vložky prachovců až pískovců (mocnost do 5 cm). Převažuje vrstevnatost se středním úklonem k jihovýchodu, břidličnatost je strmého úklonu s převládajícím směrem východ – západ. Jílovce jsou silně zvětralé s převládající pevností R6, směrem do nadloží přecházejí do pevného jílu (F8). Po natěžení se hornina rozpadá na nesoudržnou zeminu. Přítoky vody nebyly zjištěny, výrub je suchý až vlhký. Počtem bodů QTS (< 30 bodů) spadá ražba do technologické třídy NRTM 5a. Diskontinuity (vrstevnatost) je třeba hodnotit jako nepříznivé (dle Bieniawski).

Popis stavby

Přestrojení resp. rekonstrukci tunelu Jablunkov, jak se často uvádí, je třeba chápat jako ražbu nového podzemního díla, kdy z kamenného ostění původního tunelu (1917) je zachována jen část pravého opěří (v pohledu směru ražby, resp. staničení).

Nový tunel je budován pomocí NRTM a je situován do meziprostoru historických objektů. Jeho celková délku bude 612 m, z toho 564 m ražených. Hloubené úseky náleží portálovým objektům (P1 - vjezdový, P2 - výjezdový). Po zprovoznění jedné koleje v novém tunelu bude proražena úniková propojka do staršího tunelu (1871), který bude z poloviny sloužit jako úniková štola, druhá jeho část bude zasypána.

Obr. 1 Historické tunely, 1871- vlevo, 1917- vpravo, místo portálu P1

Geotechnická rizika stavby

Portály tunelu

V důsledku velmi náročných inženýrsko-geologických a hydrologických poměrů zájmového území je stavba provázena řadou komplikací již od svého počátku. V první fázi realizovaná portálová jáma P1 musela být přeprojektována za účelem vyřešení stability jejích svahů. Původní projekt zajištění svahů počítal se zeminovými hřebíky a nástřikem betonu s dvěma vrstvami KARI sítě. Toto zajištění se však ukázalo jako nedostatečné a bylo rozšířeno o 2 resp. 3 řady ocelových převázek kotvených pomocí lanových kotev. Trend mírného uklidnění deformací, který poté nastal, byl zlomen v momentě zahájení ražby kaloty tunelu. Pravidelný monitoring objektu v podobě geodetického měření přinášel alarmující výsledky. Vyvrcholením byl vznik celého systému trhlin v betonovém nástřiku svahů, kdy rozevření některých trhlin dosáhlo centimetrových hodnot. Projektant stavby se, po přepočtu na základě upřesněných parametrů IG prostředí, rozhodl realizovat tzv. „falešný primár“. 12 m dlouhá konstrukce přiléhající k čelu portálu byla zhotovena podobnou cestou jako primární ostění v tunelu, tj. ocelové příhradové ramenáty o rozteči 1m, 2x KARI síť a jako pomocný prvek pro aplikaci stříkaných betonů jemné ocelové pletivo. Mocnost betonové skořepiny činní 500 mm. Příčný profil této konstrukce odpovídá kalotě tunelu a bude sloužit jako ztracené bednění pro definitivní ostění tunelového pásu č. 1. Jeho hlavní funkce však byla splněna krátce po jeho realizace. Konstrukce falešného primárního ostění svou prostorovou tuhostí a hmotností vnesla požadovaný deformační klid do portálu P1.

Obr. 2 Portál P1 s konstrukcí „falešného primáru“

Obr. 3 Portál P2

V důsledku výše popsaných komplikací na portálu P1 investor stavby, na žádost projektanta, rozhodl nechat provést doplňkový průzkumný inženýrsko-geologický vrt v prostoru portálu P2. Z vrtného jádra byla odebrána série laboratorních vzorků, z kterých byly upřesněny parametry zemin (c, φ, E_{def}). Projektant stavby následně provedl statický přepočet konstrukce tzv. želvy, pomocí které měl být portál P2

realizován. Z prezentovaných výsledků bylo zřejmé, že takto navržená konstrukce nemůže v daných podmínkách obstát. Z předložených návrhů tak vykrystalizovala dnešní podoba záporových stěn se 4 resp. 5 řadami ocelových převázek kotvených pomocí soustavy lanových kotev. Tato, na první pohled masivní, konstrukce nese hlavní zásluhu na faktu, že ke konci roku 2008, kdy byl portál P2 vyhlouben téměř na svou definitivní hloubku (~14 m), deformace záporových stěn dosáhly přijatelných hodnot.

Tunel

Od zahájení ražby kaloty tunelu (04/08) byla velikost deformací primárního ostění jiná, než jaká byla původní očekávání. Samotná mechanika přetváření byla shodná, tedy zatláčení levé paty kaloty do horninového masivu, oproti minimální deformaci pravé části, kde dochází k napojení nově budovaného ostění na původní kamennou vyzdívku. Konvergenční profily osazené na prvních cca 30 m ražby vykazovaly křivky sedání s velmi strmou trajektorií, kdy k uklidňování začalo docházet i po více jak týdnu, tedy po vzdálení čelby od profilu o 15 - 20 m. U těchto měřících profilů byla několikanásobně překročena projektem daná limitní hodnota sedání 50 mm. Na tyto hodnoty získané pravidelným měřením bylo vždy operativně reagováno přijetím celé řady opatření (spojovací roznášecí práh, rozšíření patky kaloty tzv. „sloní noha“, mikropiloty (6 - 9 m) v patě kaloty, rastr IBO kotev do boku kaloty, úprava geometrie protiklenby dna kaloty), která měla za úkol jediné, zamezit extrémnímu sedání levé paty kaloty.

V neděli 4. 5. 2008 ve večerních hodinách, při odtěžování kaloty tunelu v 54,5 TM, došlo ke zhavarování primárního ostění v dálce cca 8 m. Rychlost vývoje viditelných deformací byla značná a i přes snahu pracovní osádky zabránit dalším deformacím podepřením daného místa, došlo k závalu tunelu a vytvoření kráteru na povrchu o Ø > 10 m. Mimořádná událost si naštěstí nevyžádala žádná zranění ani významné hmotné škody na stavebním vybavení. Nadloží v místě havárie dosahovalo ~ 10 m. Vznik mimořádné události byl definován jako kombinace několika negativních faktorů. Zejména to byl charakter zeminového prostředí, nerovnoměrné poklesy primárního ostění a historický zával či velký nadvýlom vzniklý ražbou původního tunelu. Tyto faktory zřejmě vyvolaly vznik lokálního nerovnoměrného zatížení primárního ostění. Ze statického hlediska působí primární ostění jako klenbová konstrukce, tj. konstrukce zatížená normálovými silami, u které by nemělo docházet k zatížení ohybovými momenty. Toto platí právě jen při působení rovnoměrného zatížení horninovým masivem na konstrukci.

Ražba tunelu závalem proběhla pod ochranou mikropilotového deštníku a pomocí horizontálně dělené čelby kaloty na levou a pravou dílčí část. Po vyzmáhání 10 m závalu však ražba dělenou kalotou pokračovala až do staničení 90 TM. Výsledkem celé řada jednání, vyvolané mimořádnou událostí, které se účastnily všechny zainteresované strany projektu, bylo přeprojektování třídy NRTM 5, resp. její rozdělení na podtřídy 5a, 5b, 5c. Třída 5a představuje ražbu kaloty v plném profilu s okamžitým uzavíráním protiklenby, tedy vytváření uzavřeného prstence v co nejkratším časovém horizontu. Třída 5b představuje horizontálně dělenou čelbu kaloty na levou a pravou dílčí část s postupným uzavřením protiklenby. Třída 5c vychází z 5b, když je doplněna o ochranný mikropilotový deštník. Tato třída je projektována pro ražbu tunelu v nejobtížnějším geologickém prostředí, které by mohlo nastat, kdyby již tak silně degradované horninové prostředí bylo dále postiženo přítoky podzemní vody.

Od TM 90 do dnešních dnů (konec roku 2008), tj. do staničení 340 TM, byla ražba kaloty tunelu realizována pouze v třídě NRTM 5a. Je naprosto zřejmé, že právě tento typ ražby je schopen eliminovat negativní deformační chování primárního ostění nově budovaného tunelu. Deformace, sledované na konvergenčních profilech osazených

v úseky ražby realizované třídou NRTM 5a, se podařilo výrazně eliminovat. Sedání i příčné posuny se pohybují výhradně v oblasti „ přípustných změn“.

Obr. 4 Ražba kaloty závalem horizontálně dělenou čelbou pod ochranou mikropilotového deštníku

Doprovodným aspektem, který umocňuje již tak obtížné geotechnické prostředí stavby (tektonicky postižené a rozložené jílovce charakteru zemin), je fakt, že okolní masiv přestrojovaného tubusu je poznamenán zejména původní historickou ražbou. Při inženýrsko-geologických dokumentacích čeleb jsou nezřídka zaznamenány historické nadvýlomy rozličných objemů. Avšak i samotná historie tunelu Jablunkov nebyla ke stavbě vždy vlídná. Roku 1939 byl tunel sabotován polskou armádou, když ustupovala nacistům. Jedním z takto zničených míst tunelu stavba nedávno prošla. Destrukce byla dokumentována ve st. 278 - 330 TM. Perličkou stavby je zajisté také v oblasti portálu P1 objevený vlakový nárazník, který s největší pravděpodobností patřil jednomu z vozů, které byly za II. světové války v tunelu odpáleny.

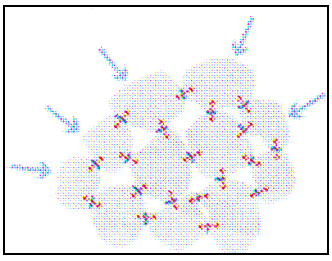
Systém chemické stabilizace štěrkového lože (most Žichlínek, tunely pod Vítkovem)

Ing. Tomáš Plicka, MC-Bauchemie s.r.o.

Během několika posledních desetiletí zažila železnice neobyčejný rozvoj a proměnu. Očividně se zvýšily nároky především na vyšší rychlost jízdy, na přepravu většího počtu cestujících a nákladu, jakož i na vyšší pohodlí jízdy. To všechno však mělo být spojeno s vyšší bezpečností a tento požadavek přirozeně vyžaduje rovněž opatření ke zlepšení bezpečnosti železnice. Se stoupající rychlostí vlakových souprav rostlo i zatížení stavebních konstrukcí a běžná technická a technologická řešení často nesplňovala očekávání. Když byly uvedeny do provozu první vysokorychlostní vlaky, objevil se další problém. V důsledku turbulence při vysoké rychlosti se uvolňovaly drobné částice štěrku, což mělo za následek nebezpečí nehody u protijedoucích vlaků. Aby se tomu zabránilo, zavedlo se lepení štěrku jako způsob řešení, který otevřel nové perspektivy v oblasti techniky.

Všeobecná informace o lepení štěrku

Lepení štěrku je chemický stabilizační postup, při němž se částice štěrku slepí na hranách a kontaktních plochách (obr. 1 a 2). Dvousložkové lepidlo (pryskyřice) se značnou pevností v lomu drží štěrkové lože ve tvaru, který zaujímaly částice štěrku před lepením (obr. 3).



Obr. 1 Fyzikální kontakt mezi lepidlem a štěrkem

Obr. 2 Kameny spojené na hranách a plochách

Obr. 3 Geometrické těleso vytvořené lepením štěrkového lože

Je velmi důležité nezaměňovat lepení s injektáží. Zatímco během injektáže se dutiny mezi částicemi úplně zaplní, vyznačuje se lepení štěrku tím, že lepidlo spojuje částice jen v místech jejich doteku a tím zůstávají průchozí dutiny pro odvod srážkové vody.

Předpoklady pro kvalitního lepení

Pro dosažení požadovaného výsledku i požadované jakosti pomocí technologie lepení štěrku, musí být bezpodmínečně splněny následující předpoklady:

- pevný základ (spodní stavba),
- dobře zhutněné štěrkové lože,
- dokonalá geometrie tratě,
- odborné provedení lepících prací.

Přednosti lepení štěrku

Použití technologie lepení štěrku má mnohé výhody; nejdůležitější z nich jsou:

- stabilizace štěrkového lože,
- ochrana štěrkového lože před rozvolněním,
- zvýšení odolnosti štěrkového lože,

- zachování mřížkovité struktury štěrkového lože,
- zlepšení vertikálního a horizontálního rozložení zatížení,
- žádné ovlivnění vodopropustnosti štěrkového lože,
- nastavení pružnosti / tuhosti štěrkového lože.

Metody a oblasti použití lepení štěrku

V zásadě existují pro lepení štěrku dvě základní dobře odlišitelné metody:

- lepení povrchové,
- lepení strukturní.

Povrchovým lepením se zamezuje uvolnění materiálu z povrchu štěrkového lože. Cílem není zlepšení mechanických vlastností štěrkového lože, tedy zahrnutí lepené struktury do přenosu zatížení. Při povrchovém lepení je tloušťka lepené vrstvy v rozmezí do 10 cm. Povrchové lepení se používá v následujících oblastech:

- lepení štěrku pro zabránění jeho úletu (obr. 4),
- lepení štěrku pro ulehčení čištění štěrkového lože průmyslovými vysavači (obr. 5),
- lepení štěrku pro ochranu štěrkového lože proti deformaci při pochozím zatížení (obr. 6),
- lepení štěrku pro zpevnění boční strany štěrkového lože, především u úseků tratě ve stavbě, např. při stavbě druhé koleje (obr. 7).

Obr. 4 Úsek trati s lepeným štěrkem pro zabránění jeho úletu

Obr. 5 Kolej s lepeným štěrkem pro usnadnění čištění v oblasti zastávky

Obr. 6 Zastávka s lepeným štěrkem pro ochranu před deformací od pochozího zatížení

Obr. 7 Úsek trati s lepeným štěrkem pro zpevnění boční strany štěrkového lože

Dalším způsobem je lepení strukturní. Vedle snahy zamezit uvolňování částic pomocí strukturního lepení štěrku je hlavním cílem i uvážení mechanického zatížení štěrkového lože, tedy zahrnutí technologie lepení do přenosu zatížení. U strukturního lepení je tloušťka vyšší, používá se i lepení po vrstvách, kdy tloušťka každé lepené vrstvy je 10 až 25 cm. Strukturní lepení se používá v následujících oblastech:

- vytváření tzv. přechodových oblastí mezi drážními úseky se štěrkovým ložem a úseky s pevným podložím – při napojování mostů, tunelů, přejezdů (obr. 8),
- lepení štěrku pro zvýšení odporu proti příčnému posunutí u oblouků s malým poloměrem (obr. 9),
- lepení štěrku pro zvýšení polohové stability a životnosti izolovaných styků kolejnic (obr. 10),
- lepení štěrků pro zvýšení únosnosti (obr. 11).

Obr. 8 Přechodová oblast mezi úsekem se štěrkovým ložem a úsekem s pevným podložím

Obr. 9 Železniční úsek s lepením štěrku pro zvýšení odporu proti příčnému posunutí

Obr. 10 Železniční úsek s lepením štěrku pro zvýšení polohové stability a životnosti izolovaných styků kolejnic

Obr. 11 Železniční úsek s lepením štěrku pro zvýšení únosnosti

Naše první aplikace na tratích v České republice

V roce 2005 jsme tuto metodu poprvé představili na námi pořádaném odborném semináři a díky tomu se nám podařilo ji prosadit při realizaci stavby nového železničního mostu u obce Žichlínek v roce 2007. Tento most byl součástí výstavby jedné z nejvýznamnějších staveb protipovodňové ochrany v České republice, poldru Žichlínek. Nový železniční inundační most má rozpětí 23 m a výšku 2,8 m. a propojuje dvě části retenčního prostoru poldru rozděleného železnicí. Nachází se v severní části ochranných hrází v trase železničního koridoru Česká Třebová – Olomouc. Z důvodu významnosti této dvoukolejné železniční tratě a její frekventovanosti byl základním požadavkem výstavby mostu zachování provozu vždy alespoň na jedné koleji. Generálním dodavatelem stavby byla společnost D.I.S. Brno. Vzhledem k požadavku na výstavbu bez celkové výluky byl most realizován po polovinách, vždy s jednokolejnou výlukou provozu na dané koleji. Vzhledem ke krátkosti uvažované doby výluky byly železobetonové rámy obou polovin mostu realizovány vně železničního tělesa, na podvozcích, a do profilu tratě byly v průběhu výluky zasunuty. Po zasunutí první poloviny mostu a provedení následných stavebních prací (izolace mostovky, zábradlí, nové štěrkové lože, položení kolejnic atd.) bylo nutné odstranit mechanické pažení pomocí štětovnicových stěn a začít s odtěžováním druhé poloviny původního náspu tak, aby bylo možné zasunout druhou polovinu mostu.

V této části výstavby bylo nutné část kolejového lože ve směru od kolejnice ke středu mostu polohově dočasně stabilizovat. Vzhledem k rychlosti aplikace a následnému rychlému zatížení a vzhledem k omezenému manipulačnímu prostoru byla použita metoda chemické stabilizace pomocí nástřiku reakční pryskyřicí MC-Ballastbond (obr. 12 a 13).

Obr. 12 Nástřik reakční pryskyřicí

Obr. 13 Stabilizované štěrkové lože po odtěžení náspu

Zpevnění štěrkových ploch před tunely pod Vítkovem

Součástí projektu Nové spojení v Praze jsou také dva tunely pod Vítkovem. Z důvodu možnosti efektivního zásahu požární techniky v případě nutného zásahu v tunelech byla požadována zlepšená pojízditelnost štěrkových ploch před oběma portály tunelů. Již ve fázi projektu byla navržena trvalá stabilizace těchto ploch metodou nástřiku reakční pryskyřicí. Tato stabilizace byla jedna z posledních stavebních prací před uvedením tunelů do provozu a byla provedena během 3 pracovních dnů v srpnu roku 2008 na ploše cca 500 m^2 (obr. 14 a 15).

Obr. 14 Realizace ploch před tunelem

Obr. 15 Stav po dokončení stabilizačních prací

Závěr

Do dnešního dne jsme realizovali na tratích v ČR 6 samostatných projektů bez jakýchkoliv následných problémů. Dále máme k dispozici celou řadu dalších referenčních objektů v Belgii, Německu, Maďarsku, Rakousku nebo Švýcarsku. Spektrum možných použití je velice rozmanité a metoda chemické stabilizace se během jejího používání ukázala jako velice efektivní a časově i finančně výhodná.

Literatura a použité materiály:

[1] Interní materiály společnosti MC-Bauchemie,

[2] Szabó, J. sen.; Szabó, J. jun.: Možnosti použití technologie lepení štěrku... Část I, 2008

Nové spojení – definitivní ostění tunelů pod Vítkovem

Ing. Miroslav Marek, SUDOP PRAHA a.s.
Ing. Michal Gramblička, SUDOP PRAHA a.s.

Úvod

Stavba Nového spojení propojuje železniční stanice Praha hlavní nádraží a Praha Masarykovo nádraží se stanicemi Libeň, Vysočany a Holešovice. Stavba slouží od 2. 12. 2008 cestující veřejnosti a společně s Modernizací západní části Praha hl. n. a nadjezdem v křižovatce „U Bulhara“ se významně podílí na „zkulturnění“ prostředí v této části hlavního města. Dominantními objekty stavby jsou dva „vítkovské“ tunely. Základ příspěvku představuje návrh a statické posouzení nevyztuženého betonu horní klenby dvoukolejných tunelů. Výpočet byl realizován pomocí programu Atena firmy Červenka Consulting s.r.o. autory příspěvku ve spolupráci s ing. Radomírem Puklem jako spoluautorem programu a ing. Michalem Sedláčkem z firmy Ko-ka s.r.o. Autoři za tento návrh definitivního ostění z prostého betonu - Železniční tunel obdrželi Čestné uznání od České komory autorizovaných inženýrů a techniků v roce 2007.

Obr. 1

Základní informace o tunelech

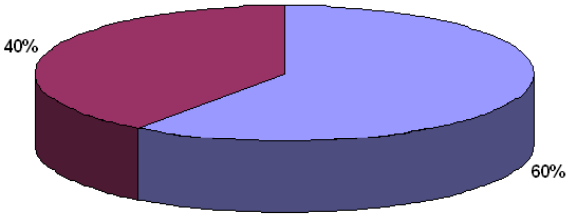
Dva tunely, severní a jižní jsou navrženy v celé své délce jako dvojkolejné. Jsou vzájemně propojeny čtyřmi propojovacími chodbami o celkové délce 100m, které jsou vybaveny požárními dveřmi se signalizací, ventilátory a požárními klapkami. Při provozu chodby slouží jako únikové cesty. Do obou prostorů před vjezdový a výjezdový portál tunelu je umožněn přístup silničním vozidlům a jsou zřízeny nástupní plochy pro požární techniku.

Ražby tunelů dle principů NRTM (Nové rakouské tunelovací metody, převážně s použitím trhacích prací) probíhaly v letech 2005 a 2006 v ordovických horninách (prachovitých břidlicích a křemencích). Jižní tunel razil Metrostav a.s. a severní tunel Subterra a.s. Nejsložitějšími objekty byly hluboké stavební jámy se svislými kotvenými stěnami, na západě vysoké 24 m výškou a na východě 27 m.

Tunely mají podkovovitý tvar v portálech, v částech s nepříznivými geologickými podmínkami a tam, kde tunely procházely nad podzemními objekty (např. tunel pro pěší propojující Karlín se Žižkovem) s protiklenbou, jinak s patkami (viz. vzorový příčný řez). Po ražbách se na vyztužený stříkaný beton upevnila hydroizolační folie, která se napojila na drenážní systém, aby se v masivu zabránilo vzniku hydrostatického tlaku podzemních vod. Horní klenba se realizovala pomocí posuvného bednění dl. 12,5 m.

Definitivní ostění ražených tunelů

Definitivní ostění ražených tunelů bylo navrženo jako monolitická betonová konstrukce. Vzhledem k proměnlivým geologickým podmínkám a podzemním objektům byla definitivní konstrukce v ražených částech realizována z nevyztuženého betonu (cca 60% celkového množství) i z vyztuženého (cca 40%).

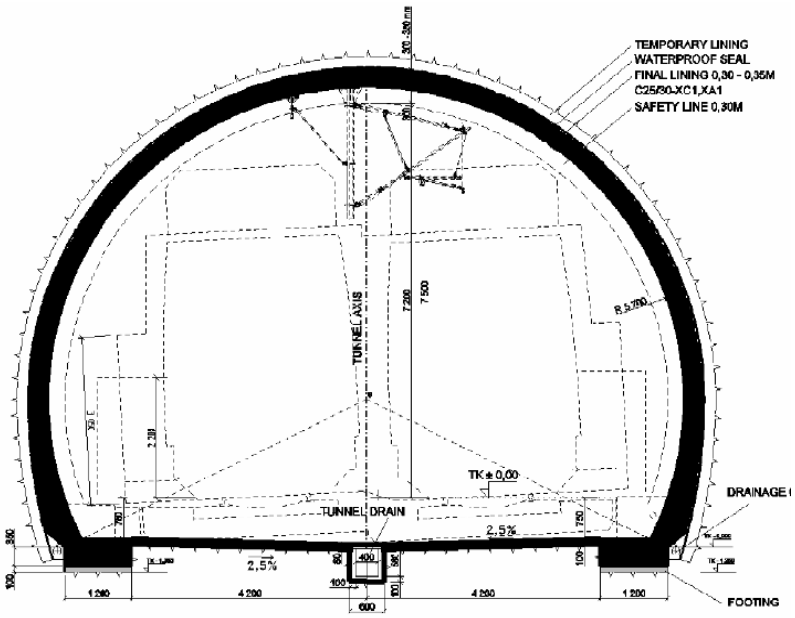


Obr. 2 % využití nevyztužených konstrukcí v tunelu

Základním tvarem ostění je kruhová horní klenba o vnitřním poloměru 5,70 m.

Světlá výška tunelu je 8,45 m a min. šířka v ose 11,4 m.

Min. tloušťka horní betonové klenby je 0,35 m. V opěří se směrem k bočním drenážím tloušťka ostění zesiluje.



Obr. 3 Vzorový příčný řez dvoukolejného tunelu

Návrh a posouzení klenby z prostého betonu

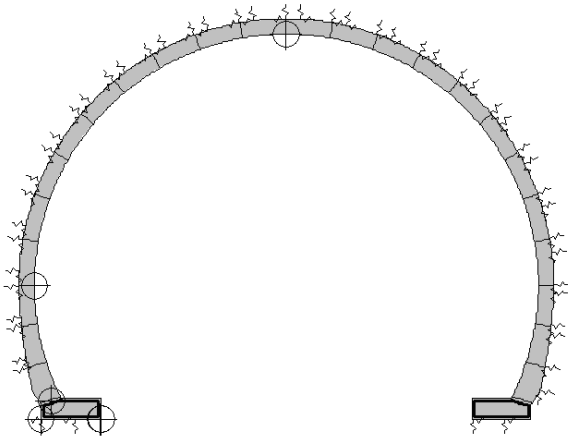
Návrh nevyztuženého ostění byl proveden pomocí nelineární analýzy metodou konečných prvků v programu ATENA 2D, který byl vyvinut firmou Červenka Consulting. Program umožňuje modelovat chování a odezvu konstrukce včetně vzniku a šíření trhlin v taženém betonu až do případného porušení konstrukce. Pro realistický výpočet odezvy betonových konstrukcí byly použity nelineární materiálové modely uvažující všechny důležité aspekty chování betonu v tlaku i v tahu. Vznik trhlin je kontrolován tahovou pevností betonu, otevírání a šířka trhlin závisí na lomové energii materiálu. Pro beton v tlaku je použit plasticitní model, který je schopen realisticky postihnout drcení betonu při víceosé napjatosti a zvýšení tlakové pevnosti v důsledku příčného sevření.

Charakteristika ostění

- minimální tloušťka horní kruhové klenby tunelu je 0,35 m
- beton C25/30

Charakteristika základové patky

- tloušťka vyztužené základové patky je 0,50 m
- beton C25/30 XA1, XF1
- prutová výztuž z oceli R 10505 ϕ16



Obr. 4

Model byl rozdělen na konečné prvky o směrné velikosti 0,05 m. Celý model byl tvořen 3954 konečnými prvky s 58 uzlovými body. V případě vyztužené základové patky byla použita prutová výztuž s dokonalou soudržností. Výpočtové hodnoty vlastností horninového prostředí korespondují s velikostmi použitými v pravděpodobnostním řešení primárního ostění a tím zhodnocují vliv proměnlivosti prostředí na hodnoty

zatížení ostění a na tvorbu porušených oblastí v okolí tunelu. Horninové prostředí je modelováno pružným uložením s vyloučením tahového působení. Tuhost prostředí byla stanovena dle vztahu uvedeného v ČSN 73 7501 pro modul reakce horninového prostředí.

Zatížení definitivní konstrukce

Definitivní ostění ražených tunelů bylo zatíženo kombinacemi těchto samostatných zatížení:

- *vlastní tíhou konstrukce*: pro výpočet zatížení od vlastní váhy konstrukce byly použity vstupní parametry objemové hmotnosti betonu $\gamma d=24kN/m^3$
- *smrštěním a dotvarováním*: pro výpočet byla použita hodnota smrštění makroprvku εcs = 1,12.E-04 μstreinu
- *teplotními změnami, oteplením a ochlazením*: v kombinacích zatěžovacích stavů byl zohledněn i stav nerovnoměrného oteplení a ochlazení, jehož intenzita je závislá na vzdálenosti sledovaného úseku od portálu a ročním období. Ve výpočtu byly použity hodnoty od 200m do 1000m od portálu.
- *horninovým tlakem*: zatížení bylo stanoveno na základě výsledků matematického modelovaní ražeb tunelu metodou konečných prvků MKP.
- Ve výpočtu bylo uvažováno zatížení jako spojité po celém obvodu def. ostění o hodnotě 120 kPa.

Přehled kombinací zatěžovacích stavů:

	A (léto)	B (zima)	C (léto+HT)	D (zima+HT)
Vlastní tíha	**x**	**x**	**x**	**x**
Teplota – Léto	**x**		**x**	
Teplota – Zima		**x**		**x**
Smrštění a dotvarování	**x**	**x**	**x**	**x**
Horninový tlak			**x**	**x**

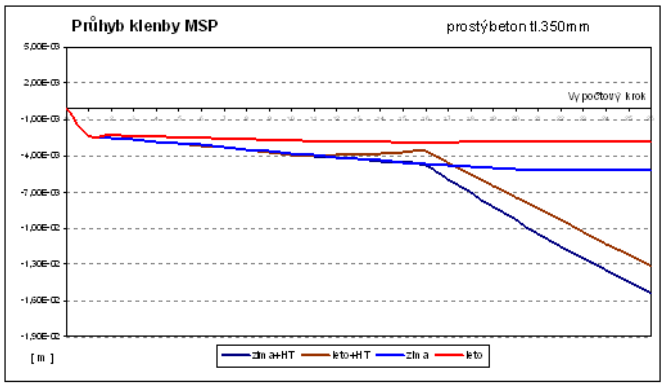
Posouzení definitivní konstrukce z hlediska mezního stavu použitelnosti (MSP)

Obr. 5 Pohled na dokončený dvoukolejný tunel

Posouzením mezních stavů použitelnosti (MSP) se prokazují vlastnosti betonové konstrukce z hlediska potřeb uživatele objektu.

Cílem posudku betonové konstrukce dle mezních stavů použitelnosti je zabránění takovým stavům konstrukce, při kterých by bylo omezeno užívání objektu.

Pro konstrukce def. ostění z prostého a vyztuženého betonu byl posuzován mezní stav trhlin a mezní stav přetvoření dle EN 1992-1-1 a EN 1992-1-6.



Obr. 6 Průběh deformaci v horní klenbě (m)

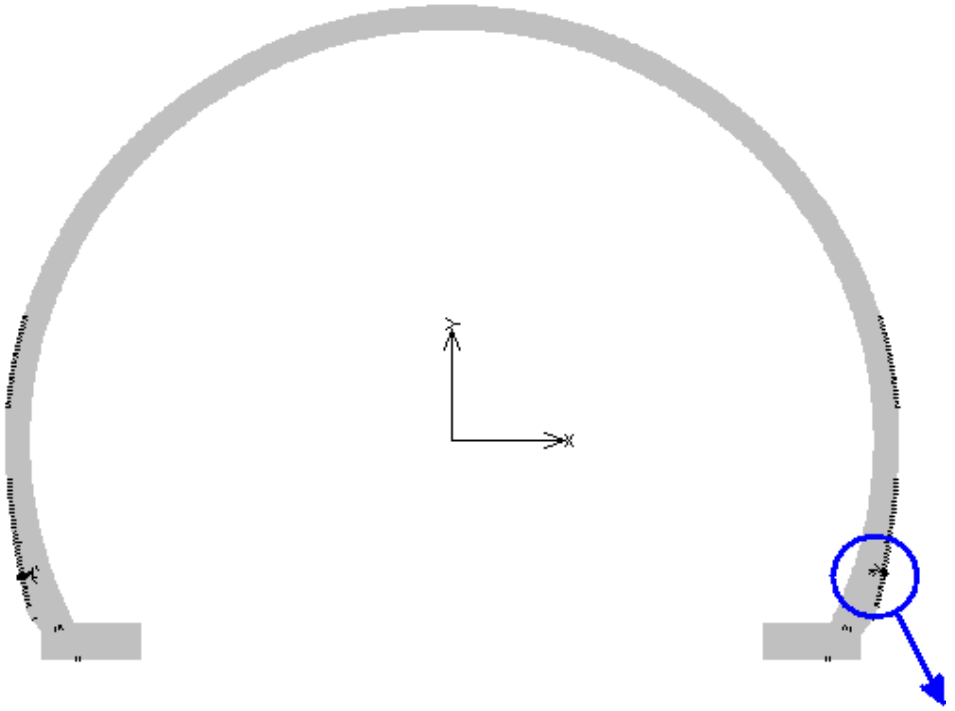
Přetvoření - ostění z prostého betonu

Přetvoření prvku nebo konstrukce musí být takové, aby nepříznivě neovlivňovalo funkčnost ani vzhled konstrukce.

Limitní hodnoty přípustných posunů ostění jsou dle vyjádření projektanta uvažovány ve velikosti Δlim = 50 mm.

Hodnota maximálního posunu dosažená ve výpočtu byla 15 mm.

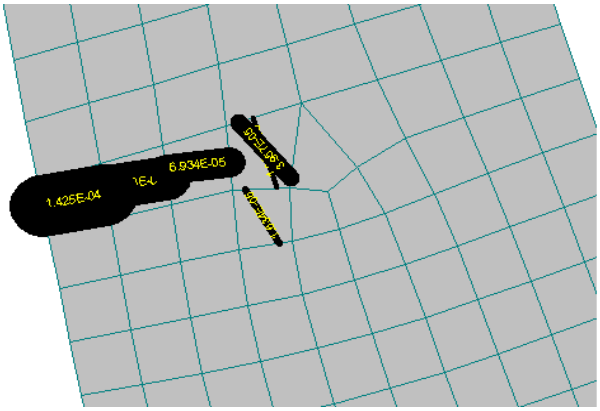
Šířka trhlin - ostění z prostého betonu



Obr. 7 Rozmístění trhlin na konstrukci z prostého betonu a detail

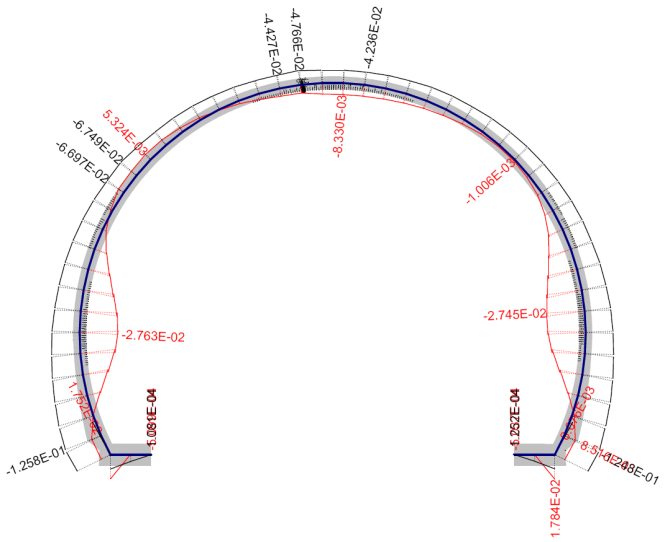
Norma ENV 1992-1-6 nestanovuje žádné omezení šířky trhlin, proto byla na Radě výstavby dohodnut mechanizmus posouzení a stanovena max. šířka trhliny o hodnotě 1 mm.

Maximální dosažená hodnota šířky trhliny ve výpočtu byla 0,14 mm.

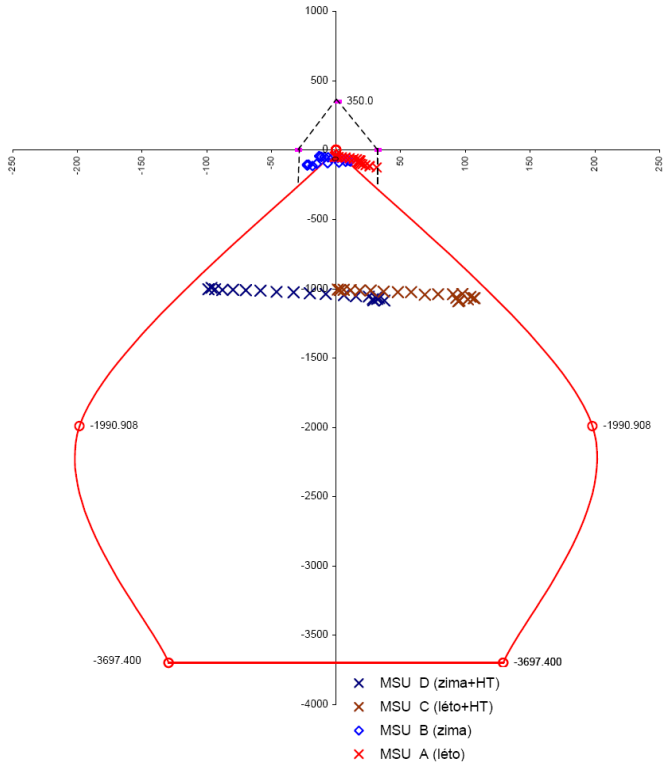


Posouzení definitivní konstrukce z hlediska mezního stavu únosnosti (MSU)

Po ukončení výpočtu dle návrhových hodnot materiálu (beton C25/30) byly zpracovány graficky i tabulkově průběhy vnitřních sil, momentů M (MNm), normálových sil N (MN) a posouvacích sil Q (MN) na konstrukci pro veškeré zatěžovací stavy a jejich kombinace.



Obr. 8 Průběhy vnitřních sil v ostění horní klenby



Obr. 9 Interakční diagram pro prostý beton

Následně bylo možné zobrazit a vyčíslit veškeré potřebné informace o konstrukci v kterékoli fázi jejího zatěžování. Pro jednotlivé tloušťky ostění nevyztuženého profilu byly zpracovány interakční diagramy únosnosti pro zatížení průřezu tlakem a ohybem. Do těchto interakčních diagramů byly zakresleny všechny návrhové kombinace vnitřních sil. Lze konstatovat, že definitivní ostění je plně spolehlivé.

Dále byly posouzeny pro mezní stav únosnosti:

- interakce momentu a normálové síly základové patky,
- návrhová únosnost obdélníkového průřezu,
- schopnost přenosu smykové síly,
- posouzení základové spáry patky na usmýknutí,
- posouzení únosnosti základové spáry patky,
- posouzení kontaktní spáry na usmyknutí mezi ostěním a patkou.

Závěr

Použitím uvedeného postupu jsme nejenom dosáhli prokázání potřebných vlastností nosné konstrukce ale ušetřili jsme i významné množství finančních prostředků v době příprav letních OH 2008, kdy cena oceli na světových trzích lámala rekordy. Dalším zhodnocením bylo také zkrácení doby výstavby.

Ražení s použitím tunelovacích štítů, razicích strojů a mikrotunelování

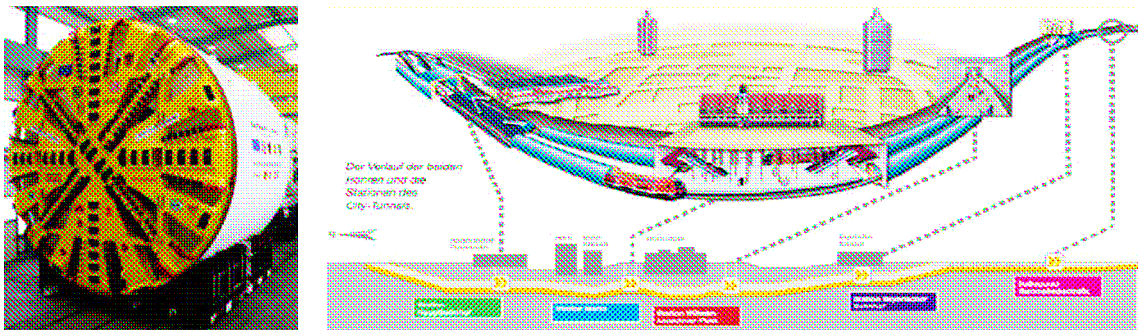
Ing. Lutz zur Linde, HERRENKNECHT AG, Schwanau
Ing. Jaroslav Raclavský, Ph.D., VUT v Brně, FAST

Herrenknecht AG je vedoucí firma v technologii a na trhu ve strojním ražení tunelů. Jako jediná dodává po celém světě nejmodernější razící tunelové soupravy pro všechny druhy základových půd a do všech průměrů – od 0,10 do 19 metrů (obr. 1). Výrobní paleta zahrnuje podle specifických požadavků zákazníka upravené stroje pro ražbu dopravních tunelů (Traffic Tunnelling), zásobovacích a odváděcích tunelů (Utility Tunnelling). Firma vyrábí také nejmodernější vrtné soupravy pro hloubení až do hloubky 6000 metrů (Herrenknecht Vertical). Nejmladší dceřiná společnost dodává menší vrtací soupravy pro podpovrchovou geotermii.

Obr. 1 Tunelovací a mikrotunelovací technika firmy Herrenknecht

Traffic Tunnelling – výstavba dopravních tunelů pro výkonné dopravní tepny

Pravděpodobně v polovině tohoto století bude žít na zemi okolo devíti miliard lidí, dvě třetiny z nich pak ve velkých městských aglomeracích. Aby lidé a zboží mohlo zůstat mobilní, je třeba zajistit výkonnější dopravní infrastrukturu (obr. 2). Budoucnost tohoto rozvoje je v umístění pod zem.



Obr. 2 Mix-štít pro železniční městský tunel v Lipsku o průměru: 9,02 m, Délka tunelu: 2 x 1782 m

S pomocí techniky od firmy Herrenknecht vznikají například pod Gotthardským horským masívem ve Švýcarsku nejdelší železniční tunely světa (2 x 57 km). Předpokládaný termín ukončení je konec r. 2016. Základní ražba tunelů je prováděna 4 TBM stroji. Dva z nich jsou o vnějším průměru 8,830 m a dva o průměru 9,580 m. Směrová a výšková odchylka ražení byla při první prorážce po vyražení 13,5 km úseku ve vodorovném směru ±50 mm a ve svislém ±20 mm.

V čínské metropoli Šanghaj byl v roce 2008 dvěma na světě největšími tunelovými razicími stroji (každý o průměru 15,43 m viz obr. 3) úspěšně ukončen průkopnicky projekt. Za 20 měsíců rychle a bezpečně postavil každý z těchto štítů - gigantů 7,47 kilometrů tunelu pod třetí největší řekou světa, řekou Jang-c'-ťiang pro kombinovanou dopravu - silniční dopravu s podzemní dráhou. Nadloží tohoto tunelu tvořily písky a hlíny a dosahovalo až 65 m. Přetlak podzemní vody byl až 6,5 baru (0,65 MPa). Výkony tohoto stroje bylo ražba až 26 m trasy za den a týdenní výkon dosahoval až 142 m trasy. Směrová odchylka na tomto 7,5 km dlouhém tunelu byla max. 27 mm od projektované osy.

Obr. 3 Tunelovací razicí štíty o průměru 15,43 m pro projekt v Šanghaji

Utility Tunnelling – výstavba podzemních vedení pro sítě technického vybavení

S vzestupem světové populace narůstá také poptávka po podzemních zásobovacích tunelech nejen v rozrůstajících se rozvojových zemí ale i v moderních metropolích. Po celém světě je v provozu více než 800 mikrotunelovacích a tunelovacích strojů firmy Herrenknecht proto, aby postavily nebo položily trasy a chráničky pro vodovodní a kanalizační sítě, plynovody, ropovody, elektrická vedení, internet a telefonní linky. Přitom bezvýkopově ražené tunely nabízí řadu výhod proti konvenčním stavebním technologiím – ani doprava či hospodářství nebo životní prostředí nebude omezováno prostřednictvím mikrotunelovacích strojů, HDD-systémů nebo zařízení pro hloubení šachet.

Při výstavbě kanalizačního sběrače v Budapešti byl během pouhých 2,5 týdne vyražen 500 m dlouhý tunel pro stoku DN 1400 v jílovité a písčito-jílovité zemině pomocí mikrotunelovacího stroje typ AVN 1200TC (obr. 4). Tento dálkově ovládaný mikrotunelovací stroj od firmy Herrenknecht disponuje velikým točivým momentem 258 kNm.

V Atlantě předepsal americký úřad EPA investorovi zdržení odpadních vod z přívalových dešťů a zamezení jejich odlehčení do řeky bez vyčistění. Proto investor vybudoval dva tunely o celkové délce 13,4 km s kapacitou 670 tis. m^3 odpadních vod. Tunely byly raženy v rule dvěma TBM stroji o průměru 8,230 m s týdenními výkony 187,5 m a 208,5 m.

Obr. 4 Výstavba stoky DN 1400 mikrotunelováním v Budapešti - podzemní křížení Dunaje

Herrenknecht - International

Koncern Herrenknecht měl v roce 2007 obrat 838 mil. Euro a po celém světě zaměstnává asi 2500 spolupracovníků a vycvičil přes 130 mladých lidí. Ke koncernu patří 41 dceřiných společností a 8 obchodně podílových holdingových společností v tuzemsku i v zahraničí.

S jejich pomocí může poskytnout firma Herrenknecht každému zákazníku nejlepší řešení pro jeho tunelový projekt a to vždy a všude.

Závěr

Více a podrobněji k tomuto tématu najdete v nově vydané publikaci WSDTI v anglicko-německé mutaci „Mechanised Tunnelling and Segmental Lining“, kterou pod vedením předsedy představenstva WSDTI Dipl. Ing. Rolfa Bieleckého, PhD. připravil a zpracoval kolektiv 40 odborníků z vědy, hospodářství i státní správy nejen z Německa, ale i z Itálie a Rakouska.

Literatura:

[1] Firemní literatura firmy Herrenknecht

[2] http://www.herrenknecht.com

[3] Wissenschaftsstiftung Deutsch-Tschechisches Institut (WSDTI) (Ed.). Schildvortrieb mit Tübbingausbau. Eine umweltschonende, sichere Baumethode. Mechanised Tunnelling and Segmental Lining. For safe and evnironment friendly tunnelling., 23; Eigenverlag der GbR, Hamburg, 2009, ISBN 978-3-00-025435-2

Dokončení ražeb železničního tunelu Valencie ve Španělsku, dokončení ražeb největšího průměru TBM 15,43 m na projektu v Shanghai

Ing. Jiří Smolík
Ing. Jiří Nový, marketing OŘ ředitelství Subterra a.s.

Uplynulý rok 2008 bude ve vývoji použití plnoprofilových razících strojů (TBM) jistě právem připomínán jako rok, v jehož průběhu byla dokončena ražba a panelová konstrukce železničního tunelu Valencie ve Španělsku a silničních tunelů v Shanghai v Číně. U obou použití TBM bylo dosaženo významného překročení dosavadních výkonů a dalších dřívějších omezení pro použití této technologie při výstavbě dopravních tunelů.

Železniční tunel Valencie

Základní informace o tunelu

Jako tunel Valencie je označován železniční tunel La Cabrera poblíže Valencie. Tunel La Cabrera, celkové délky 7 250 m, je částí 11,2 km dlouhého úseku Siete Aquas - Buňol výstavby vysokorychlostní železnice Madrid - Valencie. Z celkové délky dvou jednokolejných tunelů procházejících pohořím Sierra de la Cabrera bylo rozhodnuto provádět ražbu s použitím technologie TBM na úseku délky 6 200 m. Zbývající část ražeb byla prováděna s použitím technologie NRTM. Úsek tunelu prováděný TBM byl ražen ve skalních podmínkách středomořských vápenců s použití plnoprofilového razicího stroje výrobce Herrenknecht (S – 273) s průměrem hlavy stroje 9,69 m.

Časový průběh výstavby

Provádění ražeb a souběžné zřizování definitivní panelové konstrukce obezdívky prvního tunelu byly zahájeny v poslední dekádě srpna 2007 a ukončeny, po provedení 6 200 m délky úseku TBM, v první dekádě ledna roku 2008. Razicí stroj byl pak přemístěn na opakované použití při provádění ražeb a definitivní konstrukce druhého tunelu stejné délky. Práce na výstavbě druhého tunelu byly ukončeny v srpnu roku 2008. Během jednoho roku tak bylo opakovaným použitím jednoho razicího stroje dosaženo, zřejmě v mimořádně příznivých geologických podmínkách, celkem provedení 12 400 m ražeb a jejich souběžného vystrojení definitivní panelovou konstrukcí.

Subdodavatelem obsluhy TBM pro provádění prvního tunelu byla, pro vedoucí společnost FCC Construccion sdružení španělských dodavatelů, společnost Prominecon S.A. Tato, nyní španělská společnost byla, do roku 2000 částí společnosti Subterra a.s. V průběhu obou ražeb tunelů bylo dosahováno opakovaných mimořádných postupů. V období necelých pěti měsíců ražeb prvního tunelu bylo dosaženo nejlepšího měsíčního postupu 1598 m a nejlepšího týdenního postupu 430,4 m. Nejlepší denní postup 67,2 m a nejlepší postup během 12 hod 44,8 m byly ve Španělsku oslavovány jako nejlepší světové výkony ražeb TBM průměru 9 – 10 m.

Silniční tunel Shanghai

Základní informace o tunelu

Silniční tunely projektu Shanghai Yangtse Under River Tunnel délky 7 472 m pro každý tunel, jsou jednou z částí kapacitního silničního spojení mezi pobřežní částí Pudong města Shanghai a doposud málo využívaným územím ostrovů Chnagxing a Chongming v místě ústí řeky Yangtse do moře. Požadavek výstavby třech silničních pruhů v každém směru budované kapacitní komunikace vyvolal potřebu výroby dvou

plnoprofilových razících strojů TBM s doposud největším vnějším průměrem hlavy stroje 15,43 m. Výrobcem obou TBM byla společnost Herrenknecht A.G (S – 317 a 318). Obří dopravní prostor vybudovaný pro pozemní komunikaci dovoluje předběžně rozvažovat o využití prostoru pod vozovkou tunelu pro umístění souběžné linky metra města Shanghai. Tunely byly raženy ve zvodnělém prostředí písků a jílů pod řekou Yangtse tak, že v nejhlubším místě nivelety byly tunely umístěny v celkové hloubce zhruba 65 m při hloubce vody 47 m v říčním toku. Oba stroje TBM byly proto připraveny pro odolnost proti přetlaku 6,5 bar.

Časový průběh stavby

Ražba a současné provádění definitivní vodotěsné panelové základní kruhové konstrukce tunelu na prvním z tunelů byly zahájeny v listopadu roku 2006, na druhém tunelu v lednu roku 2007. Souběžně s prováděním základní obvodové panelové konstrukce tunelu probíhalo na každém tunelu na pracovišti TBM pokládání panelů výšky 4,56 m a váhy 35 t, které tvořily definitivní úroveň pozemní komunikace. Tato konstrukce komunikace byla okamžitě u každého tunelu v části mezi pracovištěm TBM a portálem tunelu využívána jako hlavní dopravní cesta pro materiálovou obsluhu činností pracoviště TBM po celou dobu výstavby tunelů. Doba provádění ražeb obou tunelů v okamžiku jejich zahájení byla shodně plánována na úrovni 34 měsíců. Oba tunely byly úspěšně dokončeny v průběhu loňského roku. Ražba prvního tunelu byla ukončena 28. 5. 2008, ražba druhého tunelu byla ukončena 05. 8. 2008. Oba tunely tak byly vybudovány v průběhu zhruba 20-ti měsíců s významnou časovou úsporou oproti předpokladu jejich dokončení. Špičkové týdenní postupy dosahované na obou TBM činily 144 m, průměrné za období skutečné doby výstavby 87 m za týden.

Pozemní komunikace napojení ostrovů v ústí řeky Yangtse má být uvedena do provozu nejpozději v roce 2010, v roce konání Světové výstavy 2010 v Shanghai.

Závěr

Překročení nejlepších dosavadních světových výkonů a překročení dosavadních rozměrových hodnot technologie výstavby tunelů s použitím TBM, která byla dosažena na stavbách železničního tunelu Valencie a silničního tunelu v Šanghaj v roce 2008, jsou potřebnou výzvou pro každé další použití této technologie. Samozřejmě s přihlédnutím k podmínkám a potřebám jednotlivých projektů a k podmínkám jejich geologického prostředí.

Obsah

Zkušenosti z provozu mostů z předpjatého betonu na trati Plzeň - Cheb

Ing. Pavel Němec, Pontex
Ing. Miloš Šimler, SM7
Ing. Petr Klimeš, SSŽ
Ing. Stanislav Kejval, SŽDC, SS Plzeň
Ing. Petr Žákovec, SŽDC, SS Plzeň
Ing. František Šťovíček, SŽDC, SDC Plzeň

V rámci výstavby III. železničního koridoru v úseku z Plzně do Chebu došlo v minulém roce ke snesení a následné demolici 4 mostních objektů z nosníků z předpjatého betonu. K rozhodnutí o výměně nosných konstrukcí vedly dva zásadní důvody; nevyhovující prostorové uspořádání mostních objektů z hlediska optimalizace jednotlivých traťových úseků, nevyhovující konstrukční uspořádání trámových nosných konstrukcí a celková morální zastaralost konstrukcí. Na těchto mostech nebylo možno spolehlivě stanovit reálný udržovací stav nosných konstrukcí, zejména ověření spolehlivosti hydroizolace a předpínací výztuže. Ve spojení SŽDC – Stavební správy Plzeň a firem PONTEX, SM7 a SSŽ byl připraven a realizován projekt Ověření nedestruktivních metod diagnostiky předpjatých konstrukcí při jejich následné řízené demolici.

Použité typy prefabrikovaných nosných konstrukcí

Používání prefabrikovaných nosníků z předpjatého betonu bylo snahou o snížení pracnosti na stavbě a zprůmyslnění výroby. V nosných konstrukcích železničních mostů do 30 m se používal systém podélných prvků, které se ukládaly vedle sebe a navzájem spojovaly do nosného systému. Spáry mezi nosníky přenášejí jen posouvající síly a nikoli ohybové momenty. Někdy bylo používáno i příčné sepnutí nosníků. Konstrukce byly tvořeny z počátku z více nosníků pod jednou kolejí, později dvěma nosníky oddělenými podélnou spárou širokou 40 mm. Jsou navrženy pro přímou trať, při šikmém pojíždění a pod výhybkami musely být individuálně posouzeny. Pro použití v oblouku byly omezeny typovými podklady. Po boku nosníků byly připojeny prefabrikované železobetonové římsy v širé trati (typ KO-1) nebo ve staničním obvodu (typ KO-2). Nezřídka byly prováděny monolitické římsy s kabelovým kanálkem pro vedení kabelů sdělovacího a zabezpečovacího zařízení. Nosníky se ukládaly na ocelová nebo hrncová ložiska.

Trať Plzeň – Cheb byla v 50. letech minulého století mimořádně zatížená, hlavně nákladní dopravou a bylo navrženo její zdvoukolejnění v celém úseku. Při výstavbě nových mostních objektů byly uplatněny principy tehdy platné československé typizace.

Typizované nosníky KDP délek 9,0 až 15,0 m i komorového průřezu KT pro délky 18,0 až 24,0 m byly z dodatečně předpjatého betonu zn. 500. Nosníky mohly být pro ulehčení dopravy ve výrobě rozděleny na tři až pět segmentů (korálků), spojovaných na staveništi v kontaktních spárách, vyplněných jemnozrnnými cementy nebo epoxidovým tmelem.

Nově pak byla zavedena řada typizovaných nosníků od skladebné délky 13,5 m až 30 m z předem předpjatého betonu. Pro délky 13,5 a 15,5 m mají nosníky deskový průřez vylehčený kruhovými otvory a jsou označeny PKT. Pro délky 18 až 30 m mají nosníky komorový průřez z korýtkového předpjatého nosníku a monolitickou desku mostovky dobetonovanou ve výrobně a jsou označeny PSKT. Největší hmotnost nosníků je 130 t, tomu odpovídá dnes již neexistující kolejový jeřáb GEPK-130.

Tato typizace byla ukončena začátkem 90. let, výroba a dodávka nosníků PSKT skončila rozdělením ČSFR v roce 1992.

Most v km 362,050 u Bděněvsi

Dvoukolejná betonová spodní stavba z roku 1962, v roce 1963 v jedné koleji osazena nosná konstrukce z nosníků KT - 24 přes tehdejší komunikaci I/5. Rozpětí L = 22,0 m. Šikmost křížení 40°. Z výrobních důvodů byly nosníky rozděleny podélně na 3 segmenty, které byly sepnuty do jediného celku až na stavbě, krajní segmenty jsou sešikmeny a ukončeny monolitickým šikmým příčníkem. Spáry mezi jednotlivými díly nosníků byly tvořeny jemnozrnnou cementovou maltou, ložiska ocelolitinová pod každým nosníkem. Podélná spára byla zakryta pouze ocelovým plechem a utěsněna pomocí asfaltových pásů a zálivek. Horní povrch nosníků byl ve střechovitém spádu a tvořil dno žlabu kolejového lože, boky byly tvořeny monolitickými římsami. Vanovou hydroizolaci zajišťovaly asfaltové pásy s tvrdou ochranou z cementové omítky tl. 50 mm, použité i na bocích kolejového lože.

Pohled zprava

Nosníky před vyjmutím, vybouraný otvor pro závěs

Obr. 1 Bděněves

Most v km 364,984 v Plešnicích

Jednokolejná kamenná spodní stavba z roku 1872. V roce 1985 osazena nosná konstrukce z nosníků komorového průřezu PSKT – 21 na prefabrikované úložné prahy. Vede přes místní komunikaci a vodoteč. Rozpětí L = 21,0 m. Šikmost křížení 90°. Kolmý závěr. Hrncová ložiska byla k nosníkům pouze přilepena plastmaltou, na nosníku vpravo byl nalezen ještě z doby stavby kbelík právě od této zálivky. Podélná spára byla zakryta betonovými destičkami. Pod podélnou spárou mezi nosníky byl zavěšen odvodňovací žlab. Na boky nosníků byly připojeny prefabrikované železobetonové římsy KO-1. Spoj byl vytvořen dvojicí kovaných závěsných čepů o průměru 50 mm. Hydroizolace nosníků byla provedena epoxidovou stěrkou v tloušťce pouze 1 - 2 mm bez jakékoli další ochrany, v přechodu na konzoly KO-1 byly nataveny asfaltové hydroizolační pásy kryté cementovou omítkou tl. 50 mm.

Pohled zprava

Nosníky PSKT po vyjmutí

Obr. 2 Plešnice

Detail hydroizolace

Komora při bourání

Obr. 3 Plešnice

Most v km 386,918 u Milíkova

Dvoukolejná betonová spodní stavba z roku 1968, v obou kolejích osazena nosná konstrukce z prefabrikovaných nosníků tvaru širokopřírubového I s konstantní výškou. Mostní objekt ve výhybně Milíkov překonává komunikaci II/605. Rozpětí L = 32,0 m, samostatná konstrukce v každé koleji se skládá ze 3 nosníků, které byly po osazení do otvoru příčně spojeny výztuží v úrovni horní desky. Ve spodní části byla zalícována dobetonávka. Samotné nosníky byly dodatečně předpínané. Šikmost křížení 65°. Kolmý závěr v každé koleji, konstrukce vzájemně posunuté, bez koncových příčníků. Ložiska ocelolitinová pod každým nosníkem. Podélná spára mezi konstrukcemi byla překryta betonovými deskami. Nosníky byly podélně rozděleny na 3 části, které byly do jediného celku sepnuty na stavbě. Horní povrch nosníků tvořil dno žlabu kolejového lože, na boky nosníků byly připojeny prefabrikované železobetonové římsy KO-2. Vanovou hydroizolaci zajišťovaly asfaltové pásy s tvrdou ochranou z cementové omítky tl. 50 mm, použité i na bocích kolejového lože. Opěry s rovnoběžnými křídly tvoří krabicovou konstrukci, přechod z mostu do pláně byl řešen přechodovou deskou dle vzorových listů ČSD.

Pohled zleva

Sestava nosníků pod oběma kolejemi

Obr. 4 Milíkov

Most v km 450,675 u Všeboře (na Jesenické přehradě)

Dvoukolejná spodní stavba, v obou kolejích osazena nosná konstrukce z prefabrikovaných nosníků průřezu tvaru širokopřírubového I s proměnnou výškou. Mostní objekt byl přestavěn v roce 1963 při zaplavování Jesenické přehrady u Chebu.

Rozpětí L = 36,0 m, konstrukce v každé koleji se skládá z 5 nosníků, které byly po osazení na stavbě příčně sepnuty lany. Samotné nosníky byly spojeny ze 3 částí a dodatečně předpínané. Šikmost křížení 90°. Kolmý závěr v každé koleji. Ložiska ocelolitinová, pod každým nosníkem. Podélná spára byla zakryta betonovou deskou. Horní povrch nosníků tvořil dno žlabu kolejového lože, boky byly tvořeny monolitickými římsami. Vanovou hydroizolaci zajišťovaly asfaltové pásy s tvrdou ochranou z cementové omítky tl. 50 mm, použité i na bocích kolejového lože. Původní spodní stavba je masivní z kamenného zdiva, pro použití prefabrikovaných nosníků z předpjatého betonu bylo oproti původní nosné ocelové konstrukci zmenšeno rozpětí. Nové betonové opěry jsou postaveny před kamenné zdivo opěr tehdejšího jednokolejného mostu.

Pohled zleva

Vyjímání nosníků ve 2. koleji

Obr. 5 Všeboř

Použitá diagnostika k ověření stavebního stavu nosných konstrukcí

Na základě dohody se správcem mostních objektů SDC Plzeň byl pro diagnostiku vybrán most km 362,050 u Bděněvsi. Financování průzkumu bylo zajištěno sdružením finančních prostředků firem SSŽ, a.s. (v roce 1958 firma tyto nosníky vyrobila), SM7, a.s. (dodavatel předpínacího systému Dywidag) a Pontex s.r.o. (společnost provádějící diagnostiku). Cílem diagnostiky bylo ověření stavebnětechnického stavu těchto skříňových nosníků KT - 21 včetně předpínací výztuže.

Pro určení stavebního stavu a rozsahu poškození byl navržen trojfázový diagnostický průzkum, jehož cílem bylo zjistit, zda standardně prováděné průzkumy konstrukcí umožní ve své podstatě detailní ověření skutečného stavebního stavu a dají odpověď na otázku, jak při návrhu rekonstrukce postupovat.

V první fázi standardního průzkumu, byly provedeny jádrové vývrty do stěny komorového nosníku a byl zkoumán stav uvnitř komory. Po odstranění krycí vrstvy betonové konstrukce byly prohlédnuty kabelové kanálky v předem vybraných místech. Ve druhé fázi byl průzkum doplněn o informace, které byly zjištěny po odstranění kolejového lože a hydroizolačních vrstev. Ve třetí fázi, při řízené demolici nosníků na recyklační základně, byly ověřovány závěry ze dvou předchozích stupňů.

V tomto případě bylo na základě první fáze možno konstatovat, že i po 50 letech náročného a téměř bezúdržbového provozu byla nosná konstrukce v překvapivě dobrém stavebním stavu a to včetně předpínací výztuže. To i přes konstrukční a materiálové řešení, které vůbec neodpovídá dnešním standardům. Závěrečná fáze průzkumu při demolici nosníků potvrdila informace z první fáze. Výjimečně byla zjištěna místa s oslabením předpínací výztuže maximálně do 5% plochy. Koroze byla způsobena kondenzací vody v kabelových kanálech při nepřítomnosti injektážní malty

sednutím. Na 3 místech byla objevena částečná koroze předpínacích kabelů v monolitických spárách mezi jednotlivými segmenty nosníků. Dále byly lokalizovány závady v nedostatečné tloušťce krycí vrstvy výztuže a hnízda nezvibrovaného betonu.

Jádrové vývrty ve stěně

Koroze předpínací výztuže na styku korálků

Obr. 6 Diagnostika Bděněves

Celkově lze konstatovat, že standardní odborný diagnostický průzkum je schopen umožnit stanovení skutečného stavebního stavu i rozsah případných poruch a závad. Na základě diagnostiky je možné stanovit zatížitelnost nosné konstrukce přesněji než pouhým odborným odhadem na základě vizuální prohlídky.

Vyhodnocení zkušeností z hlediska provozování, životnosti, ekonomiky

Na základě provedených průzkumů při demolicích výše uvedených mostních objektů z předpjatého betonu bylo hlavní závadou poškození hydroizolace a následné zatékání do nosné konstrukce. Na mostě ve Všeboři dokonce po rozpojení nosníků z dutiny vytékala voda. Další závadou bylo nedodržování technologické kázně při výrobě prefabrikovaných dílců, nedostatečné krytí výztuže nebo závady v proinjektování kabelových kanálků. Kombinace těchto faktorů měla za následek poškození měkké i předpínací výztuže bez možnosti nedestruktivní kontroly a vznik nejistoty provozovatele pro další spolehlivost daných konstrukcí.

Tyto konstrukce, vyráběné na základě tehdejší československé typizace, mají společnou vlastnost. Tou je jedna nebo více podélných spár. Právě tyto spáry se v náročném železničním provozu ukázaly jako hlavní příčina poruch v celistvosti hydroizolace a následnému zatékání. Voda se pak nekontrolovaně šířila i do spár jednotlivých segmentů dělených nosníků. Na základě zjištěných závad se ukázalo, že tehdejší konstrukce z dodatečně předpjatého betonu představují konstrukce s nízkou bezpečností proti korozi předpínací výztuže. U předem předpjatých celistvých nosníků PSKT byla bezpečnost podstatně vyšší.

Z hlediska provozovatele, který požaduje maximální spolehlivost po celou dobu životnosti, která je uvažována 100 let, nelze tyto parametry u stávajících prefabrikovaných konstrukcí splnit bez výrazných stavebnětechnických opatření. Jedná se v první řadě o nové provedení kvalitní hydroizolace, zajištění vodotěsnosti stávající předpínací výztuže, komplexní sanaci povrchu betonových prefabrikátů, provedení vodotěsných mostních závěrů, zejména u starší generace typizovaných prvků KZD, KDP, KT. Vzhledem k finančnímu rozsahu opatření se jeví výhodnější nahradit tyto konstrukce novými nosnými konstrukcemi se spřaženou železobetonovou deskou, u kterých je vyšší bezpečnost v železničním provozu.

Formulace obecných zásad pro další použití nosných konstrukcí z předpjatého betonu

Předpínání jakožto jedna z nejdůležitějších součástí stavebního díla je pokroková technologie, která umožňuje navrhovat mostní konstrukce ekonomicky, navíc technicky i esteticky na výši a je s cílem dosažení maximální spolehlivosti regulována a technologicky ochráněna z několika hledisek:

A – LEGISLATIVA

Používání systémů je upraveno v rámci legislativy trhu Evropského společenství tzv. Směrnicí o stavebních výrobcích a z ní vyplývající Směrnicí pro vydávání Evropských technických osvědčení ETAG 013. Tyto předpisy přesně stanovují, jaké parametry mají předpínací systémy splňovat a rovněž jakými zkouškami a doklady jsou tyto parametry prokazovány. Každý předpínací systém používaný v ČR musí mít Evropské technické osvědčení (ETA), které přesně definuje technické parametry systému, udává podmínky pro návrhy předpětí a pro použití systému. Výroba a aplikace takového systému podléhá nezávislé kontrole notifikované osoby, tj. takové instituce, která má kvalifikaci a oprávnění kontroly v rozsahu daném ETAG 013 a ETA provádět. Integrovaný systém jakosti u výrobce i aplikační firmy jsou samozřejmostí.

Kromě této dokumentace jsou technické a kvalitativní podmínky použití předpínacích systémů konkretizovány ještě v příslušných kapitolách TKP pro SŽDC a ŘSD.

B – TECHNOLOGIE

Každá aplikační firma musí být držitelem ETA prokazatelně školena a podmínky pro aplikaci předpínacího systému jsou přesně stanoveny a kontrolovány. Jsou stanoveny požadavky na kvalifikaci pracovníků, kteří práce provádějí i řídí. Předpínací zařízení jsou v předepsaných intervalech kontrolována a kalibrována tak, aby síly vnášené do konstrukcí bylo možno přesně měřit a skutečné předpětí konstrukce přesně definovat. Povolené tolerance se pohybují v řádu procent.

Velmi důležitou součástí předpínacího systému je jeho protikorozní ochrana. Injektáž kabelových kanálků se provádí cementovou maltou, jejíž vlastnosti jsou upraveny přísadou tak, aby vyplnění kanálků bylo co nejdokonalejší – tomu přispívá i předepsaný postup injektáže a příslušné kontrolní postupy a prokazování kvality.

V případě nebezpečí vlivu bludných proudů na předpínací výztuž je možno použít některý z celé řady systémů, které předpínací výztuž před účinky bludných proudů chrání, např. elektricky izolované kotvy, kabely či celý systém včetně možnosti permanentního měření elektrického odporu mezi předpínací výztuží a ostatní konstrukcí.

Samozřejmou součástí prováděných prací při aplikaci předpínacího systému je kontrola kvality. Kontrolní plány stanovují kontrolované parametry, četnost zkoušek a kontrolní postupy. Jsou kontrolovány všechny důležité materiály, pracovní postupy i dokončené dílo.

C - ÚDRŽBA A OPRAVY

Předpjaté mostní konstrukce v průběhu jejich životnosti lze nejenom kontrolovat již zmíněnými diagnostickými metodami, ale lze je i opravovat případně zesilovat.
Pro případné opravy injektáže existuje metoda dodatečné vakuové reinjektáže, kdy neproinjektované oblasti definované při diagnostice lze dokonale vyplnit injektážní směsí. Pro zesilování konstrukcí je možno použít systémy externího předpětí, kdy dokonale protikorozně ochráněná předpínací lana či celé kabely jsou vedeny mimo průřez konstrukce.

Nové směry ve vývoji a aplikaci konstrukcí s nosníky z předpjatého betonu, rozdělení dle způsobu předpětí

Typizace trámových prvků je dnes široce rozvinuta ve většině technicky vyspělých zemích světa. V ČSSR byla typizace prefabrikovaných nosníků z předpjatého betonu řešena již v roce 1951 pro trámové dílce tvaru I a T, následně nosníky typu KZD, KDP, KT, později vystřídané novou generaci PKT a PSKT.

V současné době je v ČR k dispozici několik systémů spřažené nosné konstrukce s nosníky tvaru T, které již byly realizovány. Nejucelenější technický podklad představují nosníky MK-T pro zatížení zatěžovacím schématem T dle ČSN 73 6203. Zásadním konstrukčním prvkem moderních prefabrikovaných konstrukcí železničních mostů je kromě vlastních nosníků, vyrobených v optimálních podmínkách s využitím vysokopevnostních betonů a možností kontroly kvality před montáží, **monolitická celistvá spřažená deska** a koncové nebo mezilehlé příčníky. Spřažená deska a příčníky zajišťují dokonalý roznos zatížení a vytváří perfektní podklad pro izolaci.

Prefabrikované konstrukce jsou velmi vhodné i pro mosty o více polích. U železničních mostů je návrh spojitých konstrukcí technicky správným řešením. Jedná se o zmonolitnění nosné konstrukce nad vnitřními pilíři ve spojitou konstrukci. Toto spojení je provozně nejvýhodnější a navíc dochází k redukci kladných momentů v poli. Zásadou je vyrábět pouze nosníky, které jsou celistvé na celou svojí délku. Pracovní spáry mezi jednotlivými prvky jsou potom umístěny pouze v místech masivních nadpodporových příčníků. Použití dělených prefabrikátů je nepřípustné.

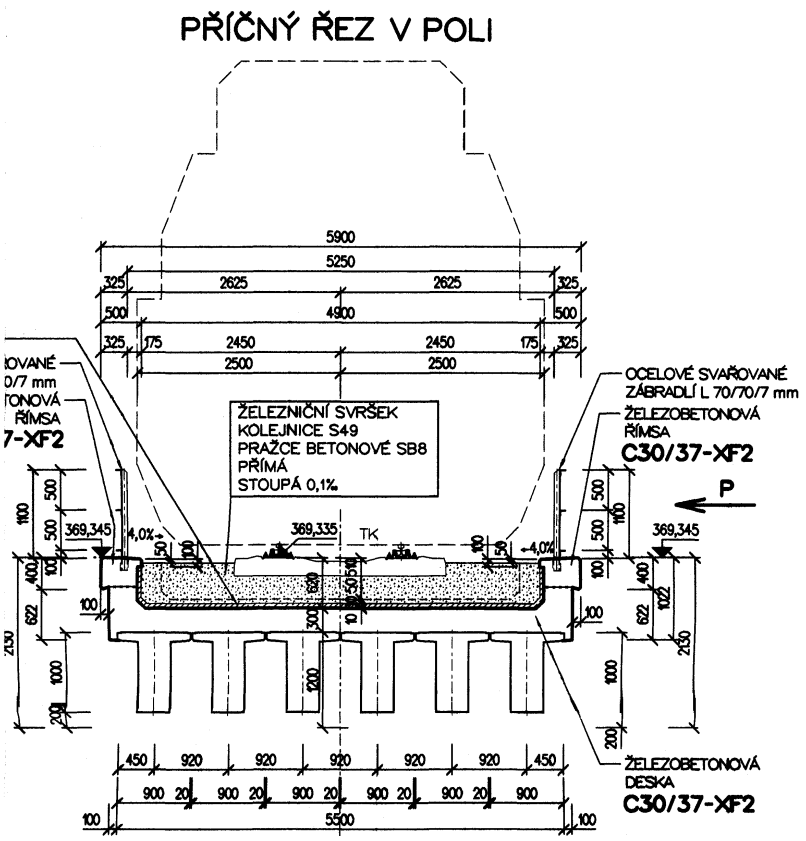
Pro výstavbu drážních mostů pro rozpětí od 9,0 do 21,0 m je vhodné používat prefabrikované nosníky tvaru T, pro rozpětí od 20,0 do 30,0 m již použití plnostěnných nosníků vede k velkým hmotnostem prefabrikovaných dílců. V tomto případě je vhodnějším řešením používat nosníky s profilovanou nosnou stěnou.

Při předpínání nosníků lze používat dodatečného předpětí, s výhodou lze používat i hybridního předpětí. Nosníky jsou ve výrobně na předpínacích drahách předepnuty pomocí lan, po namontování do konstrukce a vybetonování spřažených částí jsou volnými kabelovými drahami v ose každého nosníku protaženy kabely, které jsou následně napnuty a zainjektovány. Zásady konstrukčního řešení jsou uvedeny v přiložených grafických přílohách.

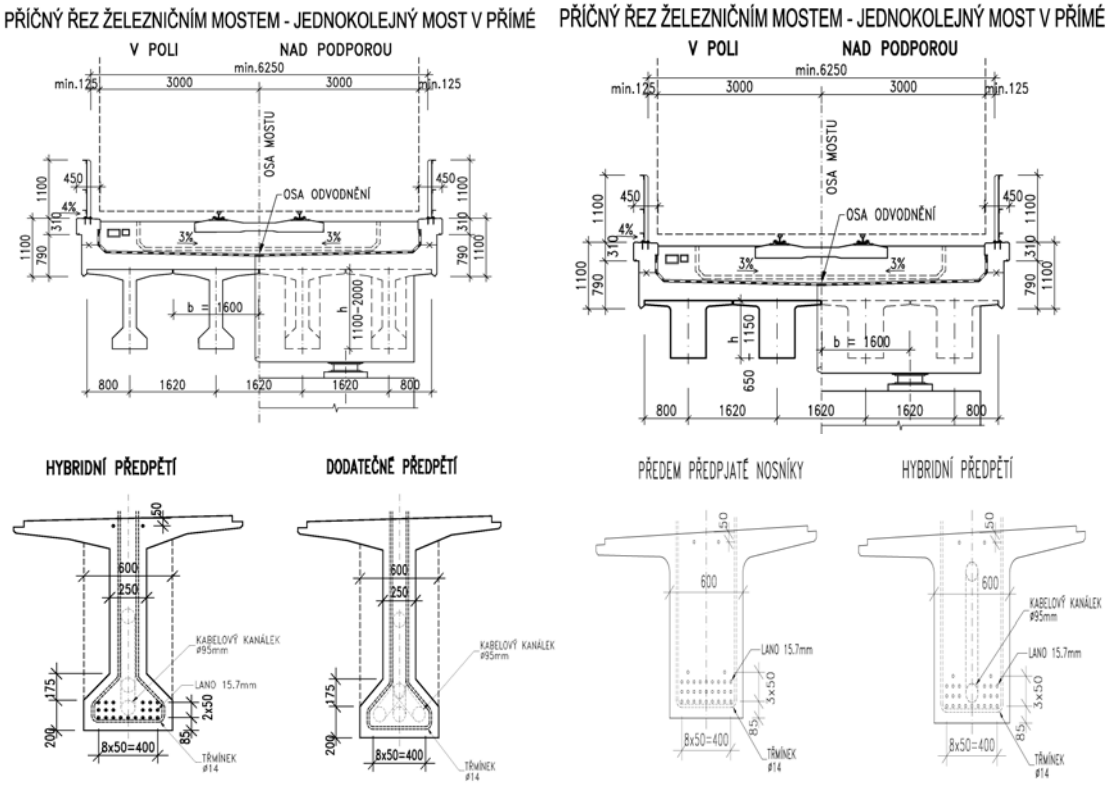
V ČR se v současné době realizuje převážná část výstavby mostních objektů v rámci železničních koridorů. Mostní objekty musí splňovat parametry požadované pro optimalizaci nebo modernizaci traťových úseků, které jsou stanoveny směrnicí SŽDC č. 16/2006. V převážné míře se jedná o výměnu stávajících nosných konstrukcí s cílem zajistit přechodnost traťové třídy D4/120 při využití stávající spodní stavby. Aby bylo možno řešit výměnu lehkých ocelových nosných konstrukcí za konstrukce z předpjatého betonu, je nutné vyřešit únosnost spodní stavby stávajících mostních objektů.

Lze předpokládat, že většího rozsahu uplatnění nosných konstrukcí z předpjatého betonu může být dosaženo v případě zahájení výstavby nových vysokorychlostních tratí, kde jejich aplikace ve větším měřítku může být ekonomicky příznivá. Pro dosažení a naplnění tohoto cíle je potřeba připravit podklady v legislativě, v technické normalizaci a TKP železničních staveb.¨

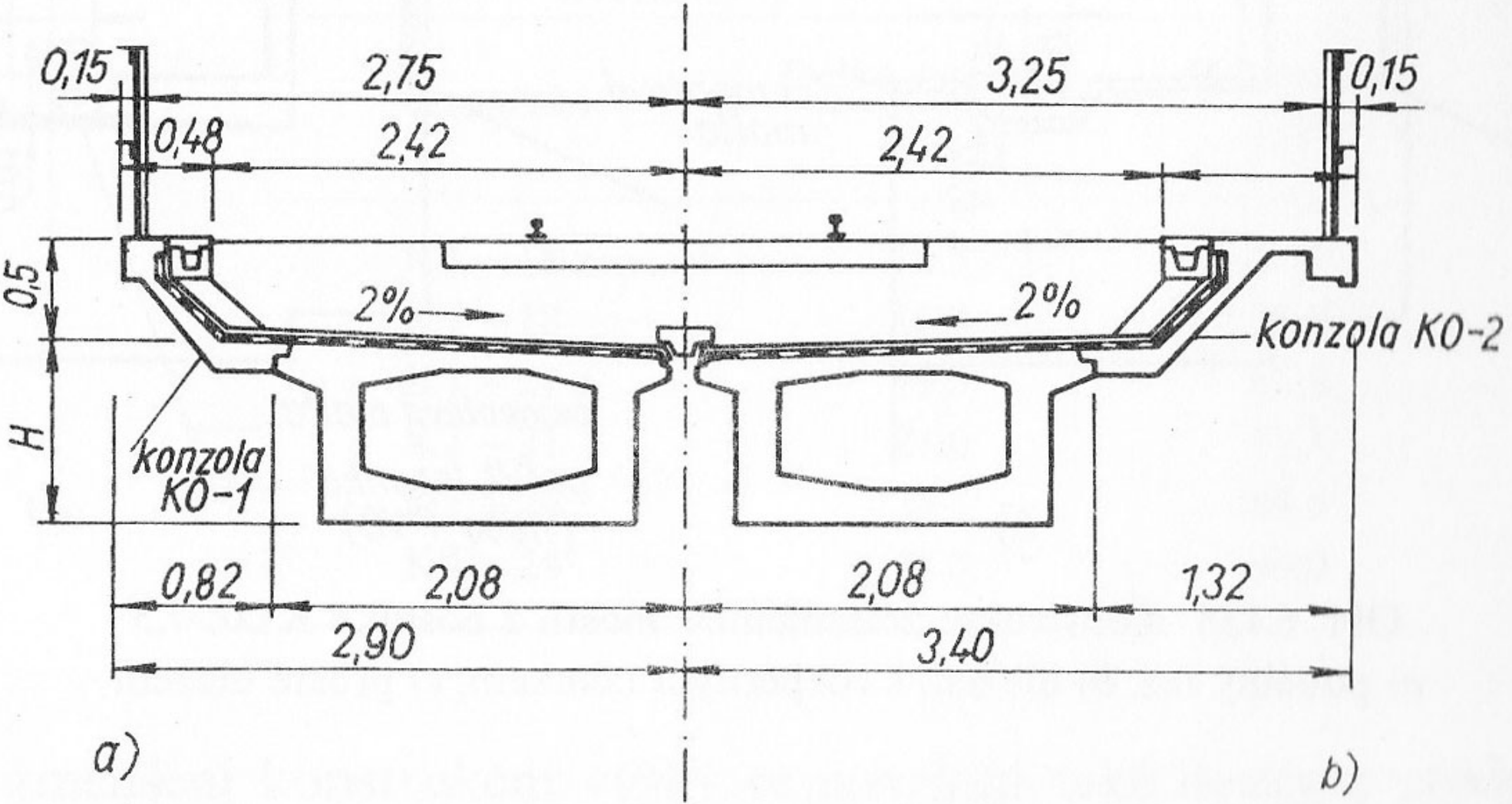
Schémata původních typizovaných předpjatých nosníků a dobové tabulky technických parametrů jsou uloženy v digitální podobě sborníku na CD.

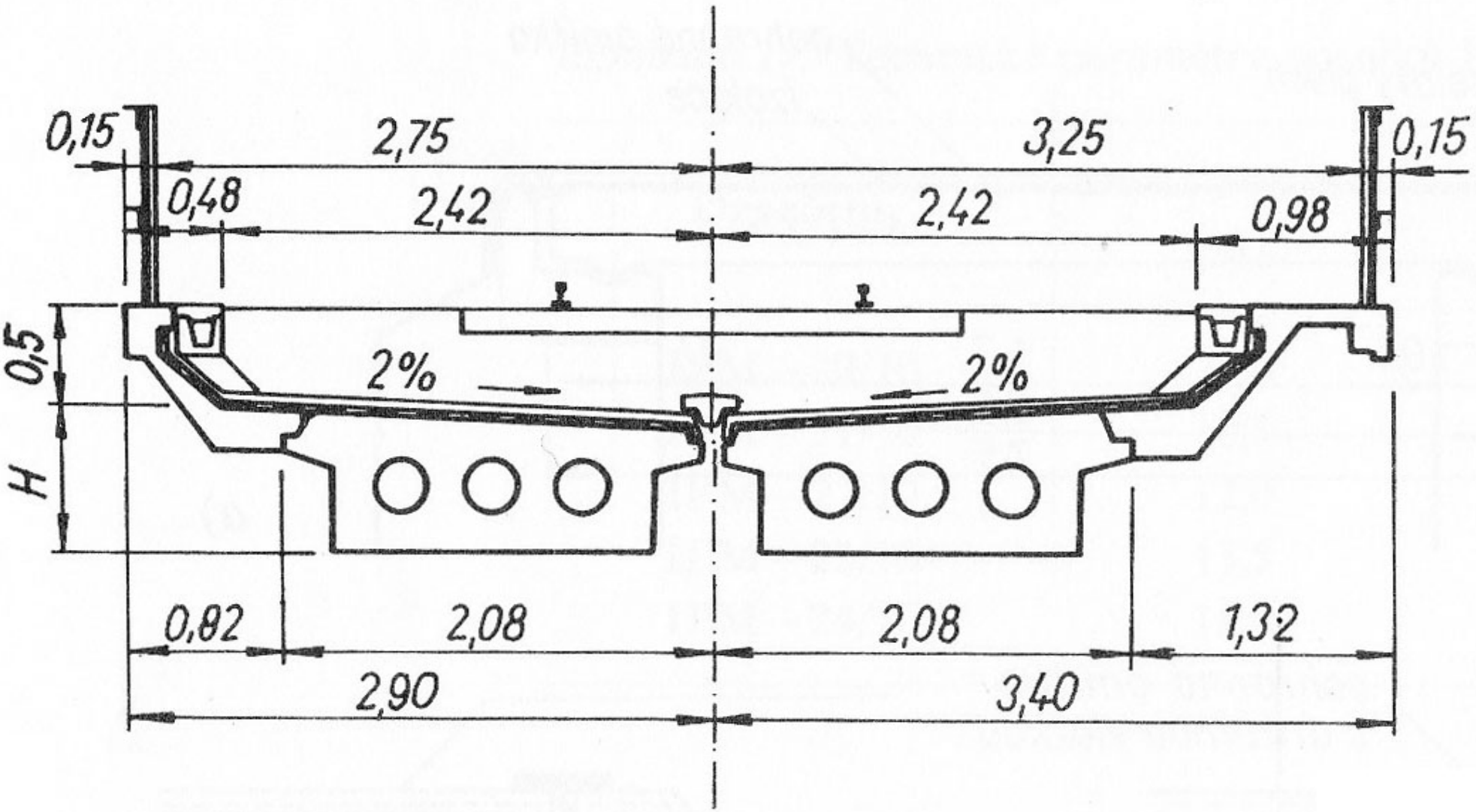


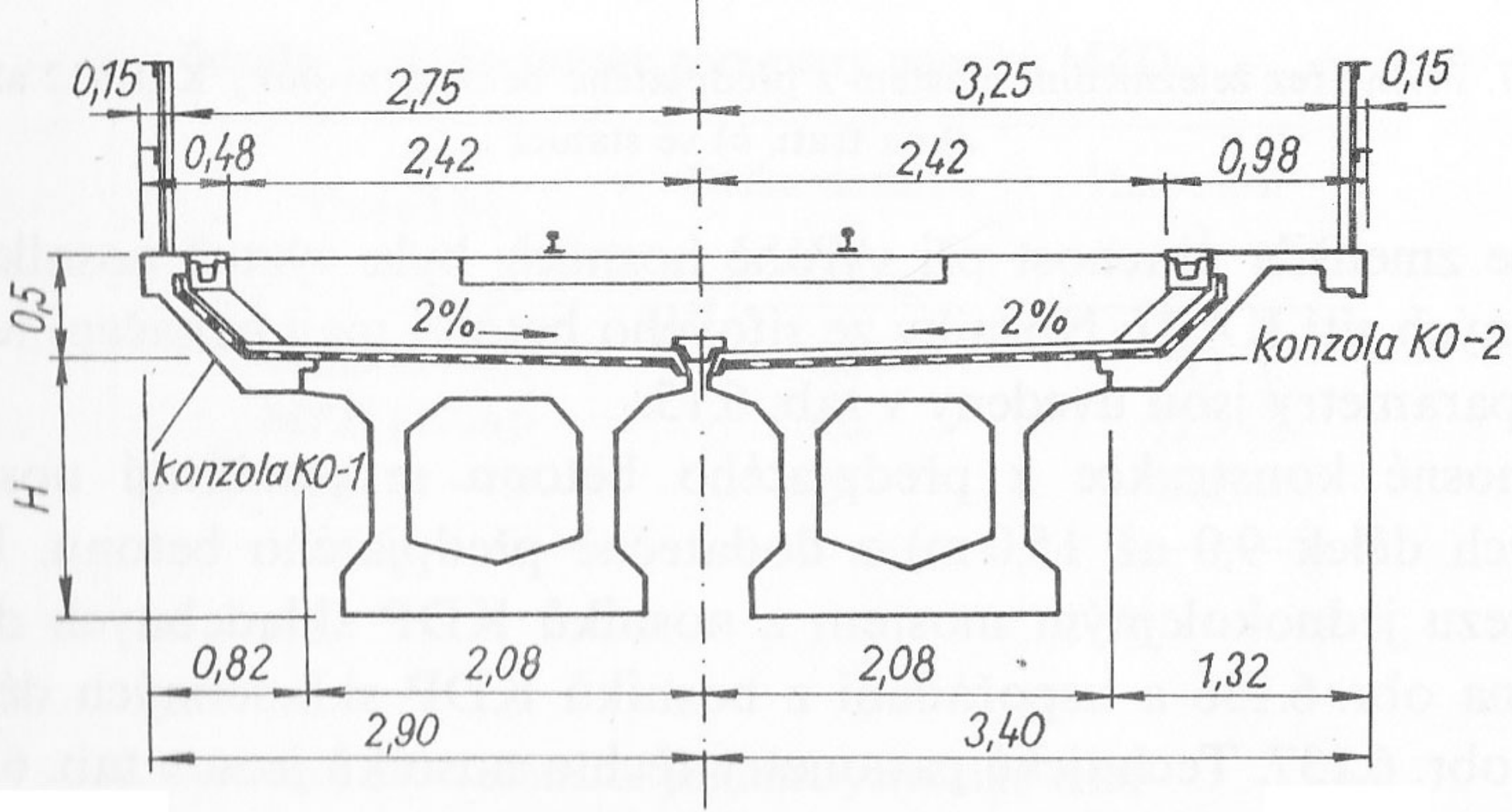
Obr. 7 Vzorový příčný řez pro 6 nosníkovou spřaženou konstrukci (nosníky MK-T)



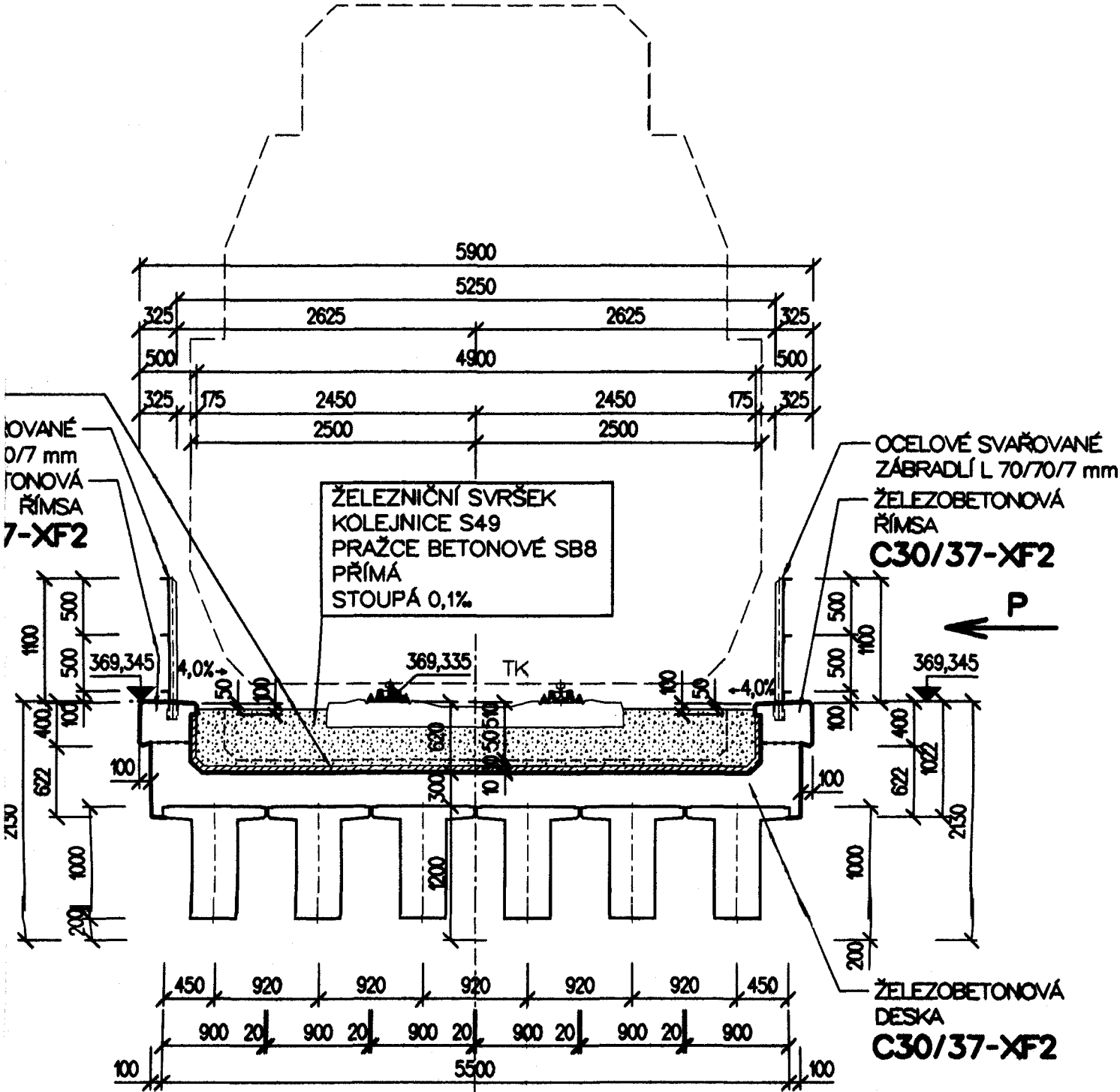
Obr. 8 Vzorový příčný řez pro 4 nosníkovou spřaženou konstrukci

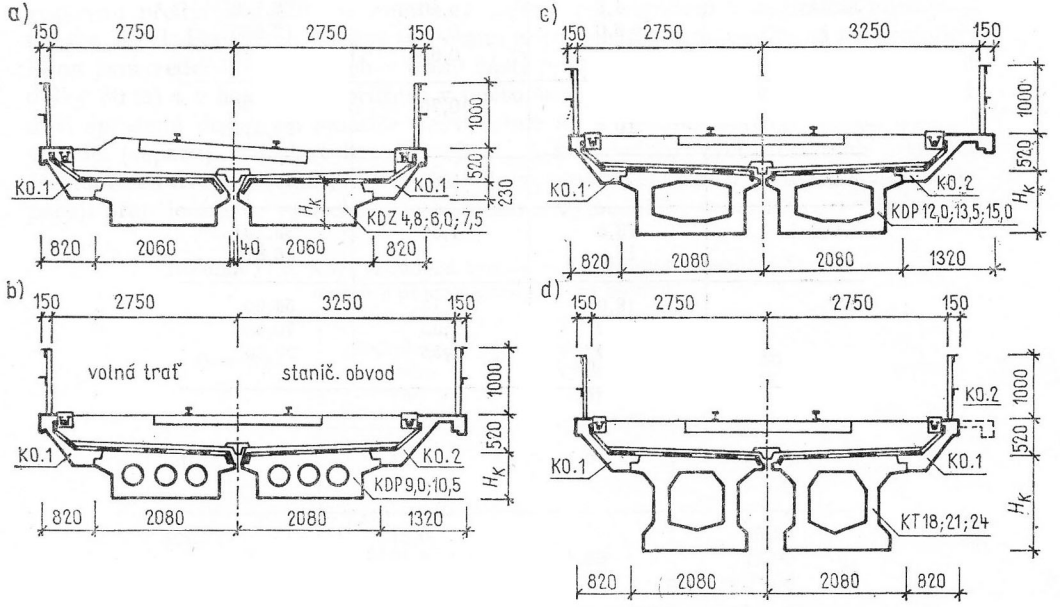

0,15
2,75
3,25
0,15
0,48
2,42
2,42
0,5
2%
2%
konzola KO-2
H
konzola KO-1
0,82
2,08
2,08
1,32
2,90
3,40
a)
b)


0,15
2,75
3,25
0,15
0,48
2,42
2,42
0,98
0,5
H
2%
2%
0,82
2,08
2,08
1,32
2,90
3,40


0,15
2,75
3,25
0,15
0,48
2,42
2,42
0,98
0,5
H
2%
2%
konzola KO-2
konzola KO-1
0,82
2,08
2,08
1,32
2,90
3,40

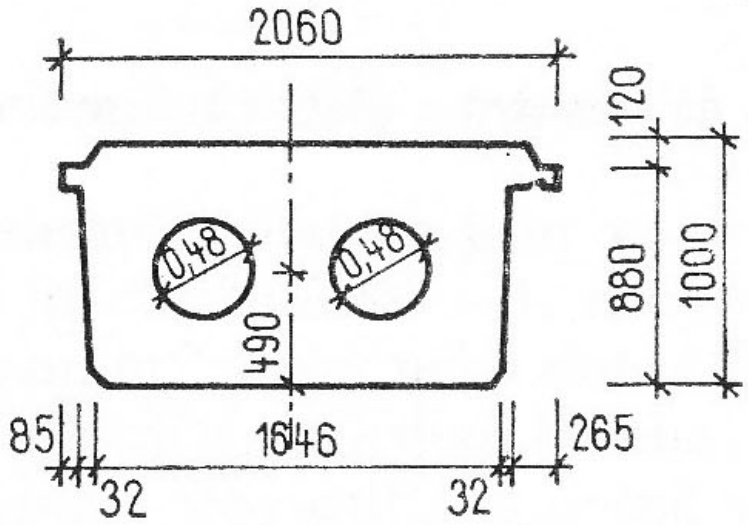
PŘÍČNÝ ŘEZ V POLI



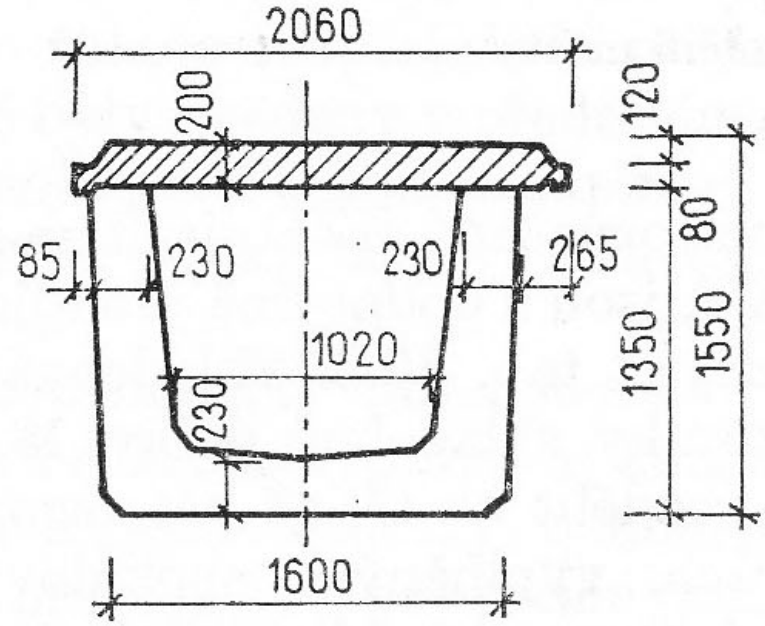


Typizované dodatečně předpjaté železniční mosty

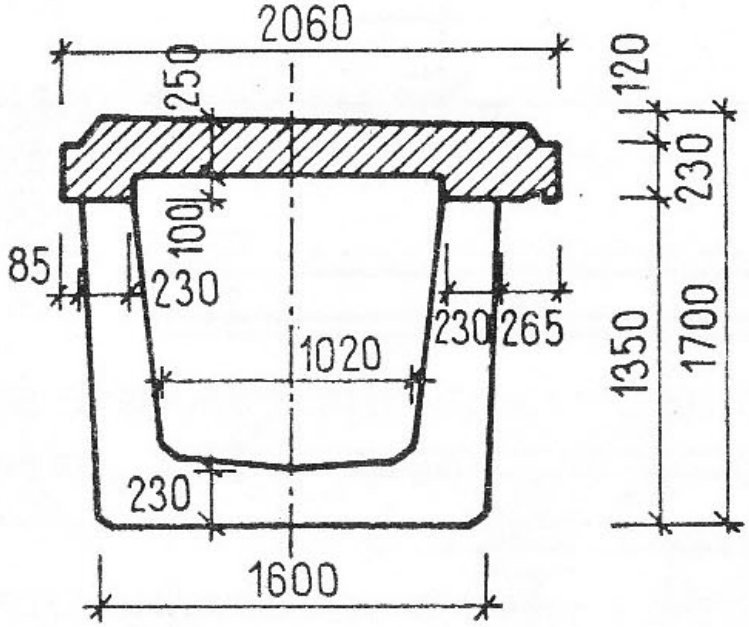
a) PKT – 13,5 (15)



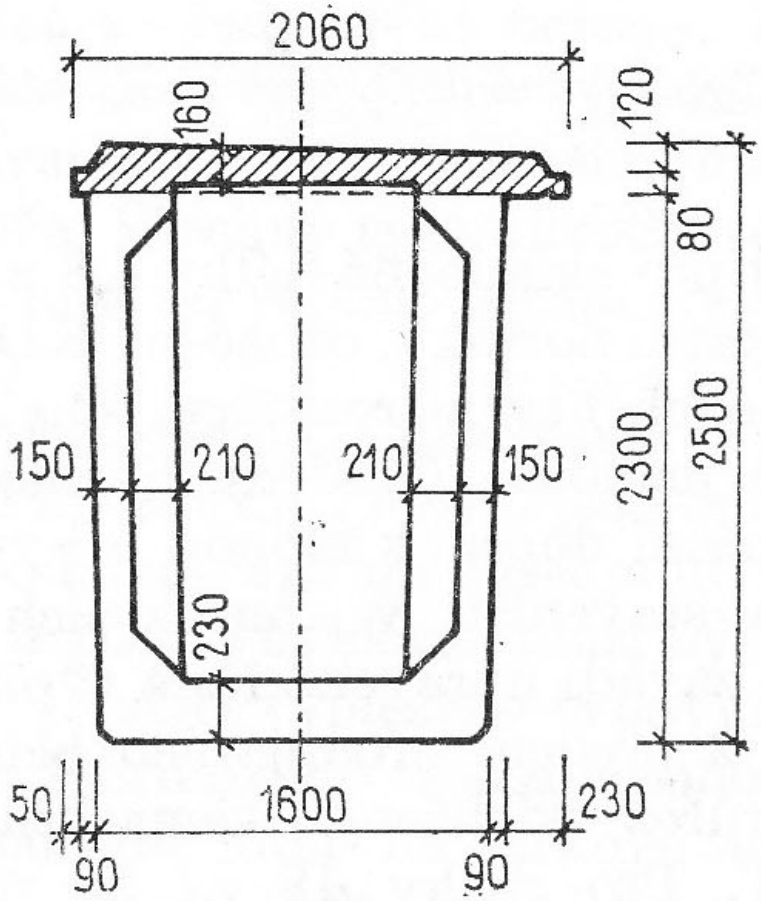
b) PSKT – 18 (21)

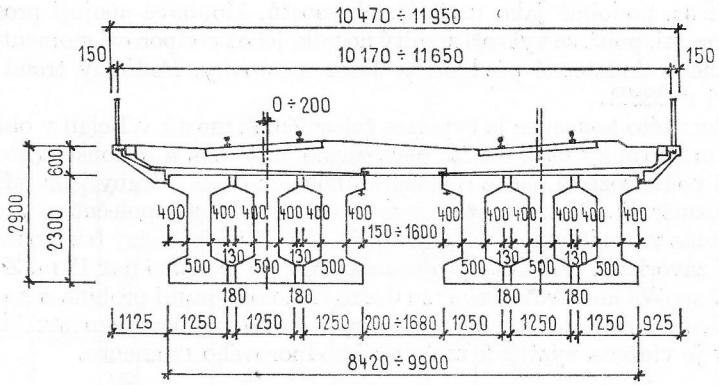


c) PSKT – 24

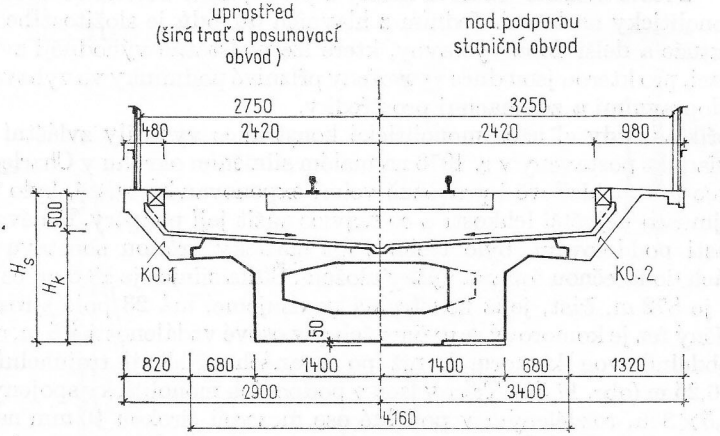


d) PSKT – 30

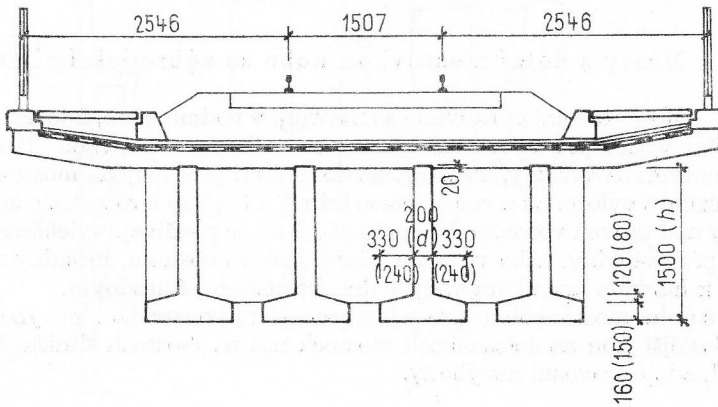




Příčný řez mostu přes Rokytku v Praze



Jednokomorový železniční nosník z dodatečně předpjatého betonu



Spřažený železniční most (typizace Belgie)

Typizované nosníky železničních mostů

Označení typu	Skladebná délka (m)	Konstrukční výška (m)	Hmotnost (t)
KZD	4,8 6,0 7,5	0,40 0,50 0,65	8,128 12,540 20,095
KDP	9,0 10,5	0,70	21,505 25,015
KDP	12,0	0,80	25,812
KDP	13,5 15,0	1,00	33,191 36,870
KT	18,0 21,0 24,0	1,15 1,35 1,55	54,90 70,80 90,00

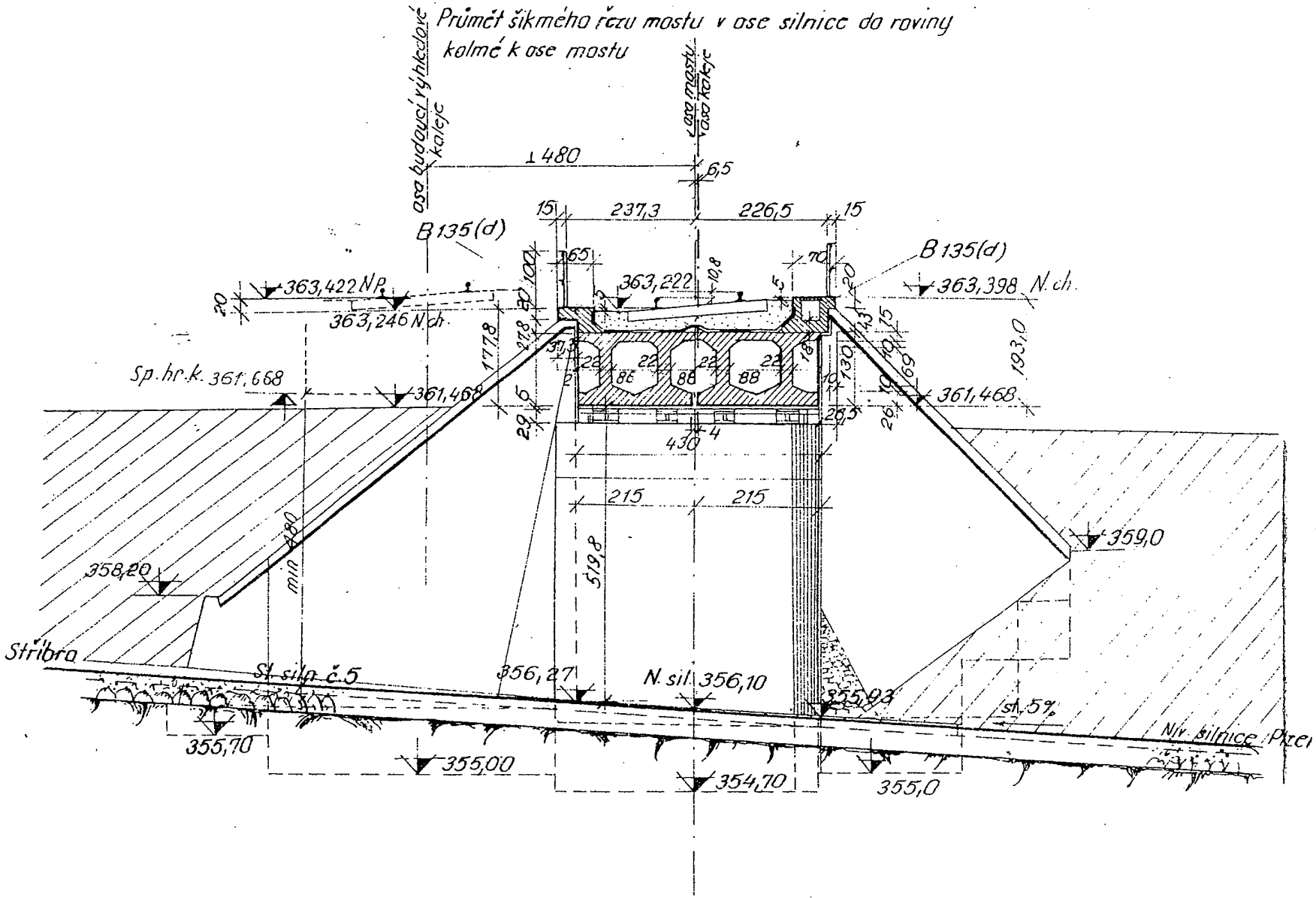
Technické parametry nosníků KDP

Označení	Délka nosníku [m]	Hmotnost [t]
KDP – 9,0	9,0	20,5
KDP – 10,5	10,5	24,8
KDP – 12,0	12,0	26,0
KDP – 13,5	13,5	33,2
KDP – 15,0	15,0	37,2

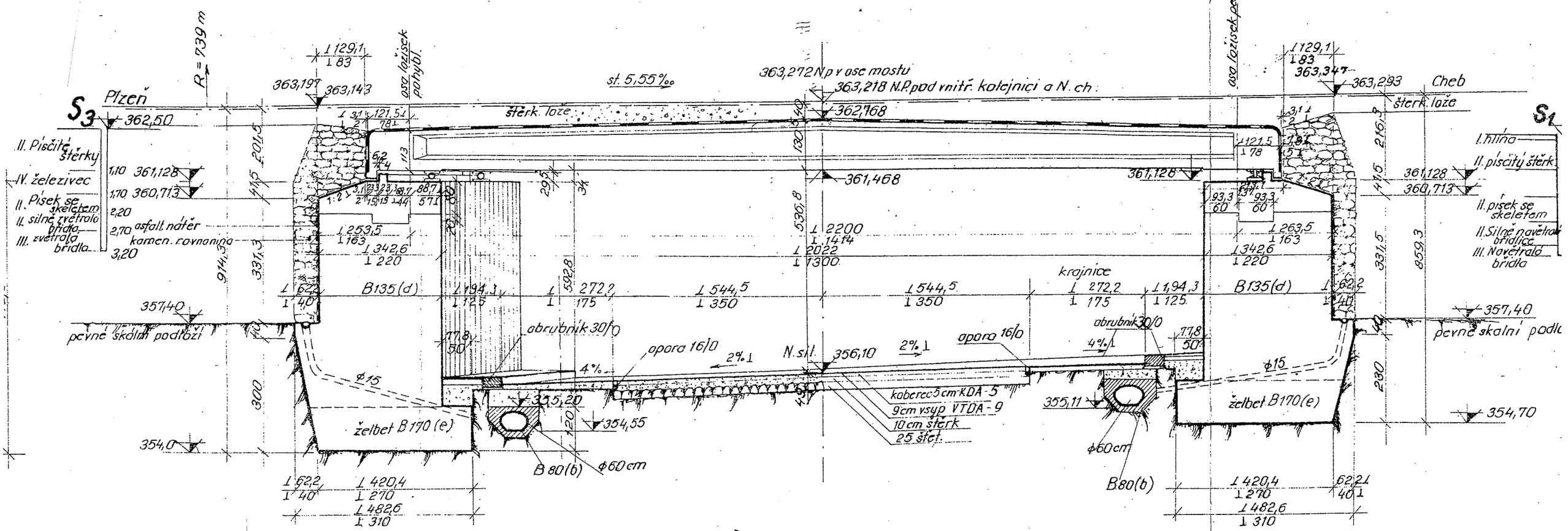
Nově zaváděná typová řada nosníků železničních mostů z předem předpjatého betonu

Označení typu	Skladebná délka (m)	Konstrukční výška (m)	Hmotnost (t)
PKT	13,5 15,0	1,0	46,80 52,00
PSKT	18,0 21,0 24,0	1,55 1,70	66,20 77,00 97,50
PSKT	27,0 30,0	2,50 2,50	120,00 129,50

Příčný řez B-B' 1:100

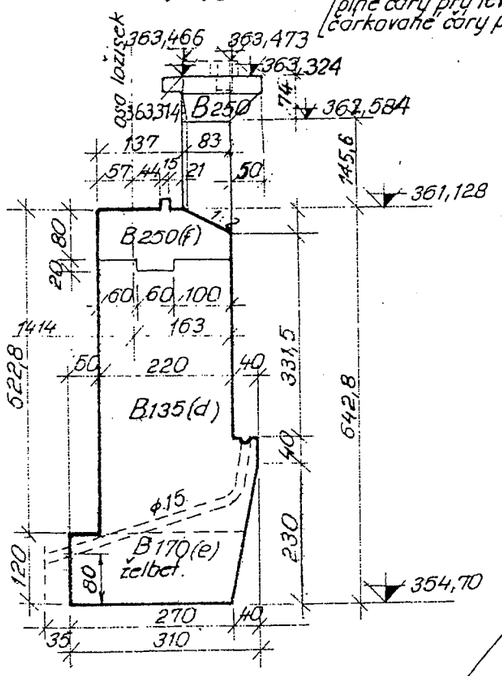


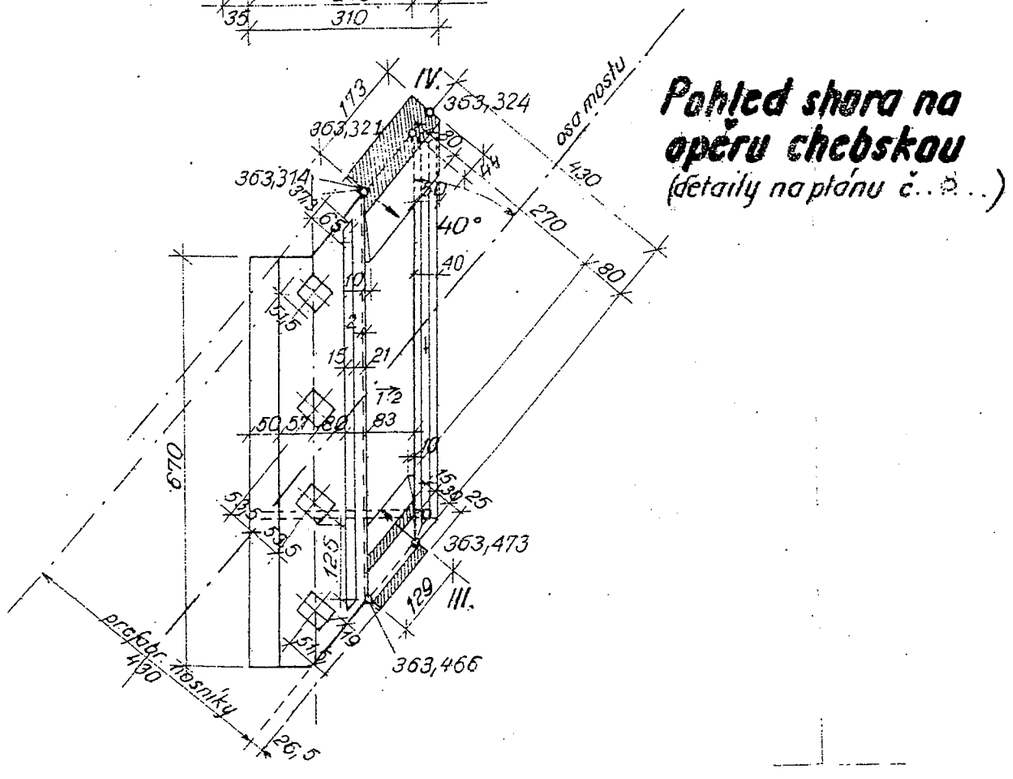
Podélný řez A-A' 1:100



Kolmý řez opěrou chebskou
1:100

[plné čáry pro levou stranu
čárkované čáry pro pravou stranu]

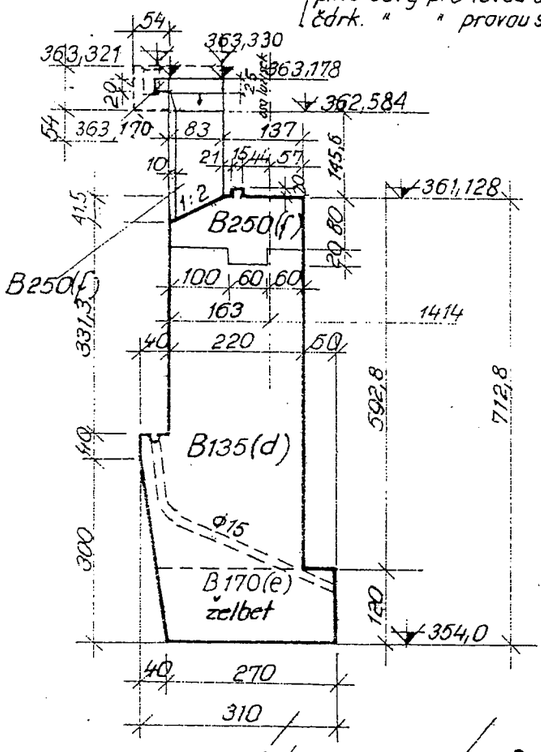


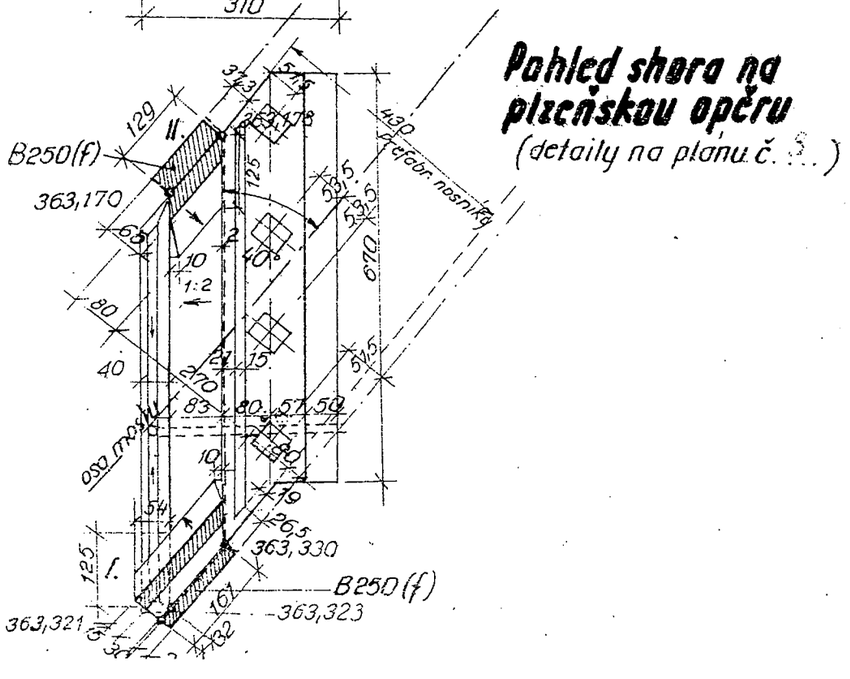


Pohled shora na opěru chebskou
(detaily na plánu č. . . .)

Kolmý řez opěrou plzeňskou
1:100

[plné čáry pro levou str.
čárk. " " pravou str.]

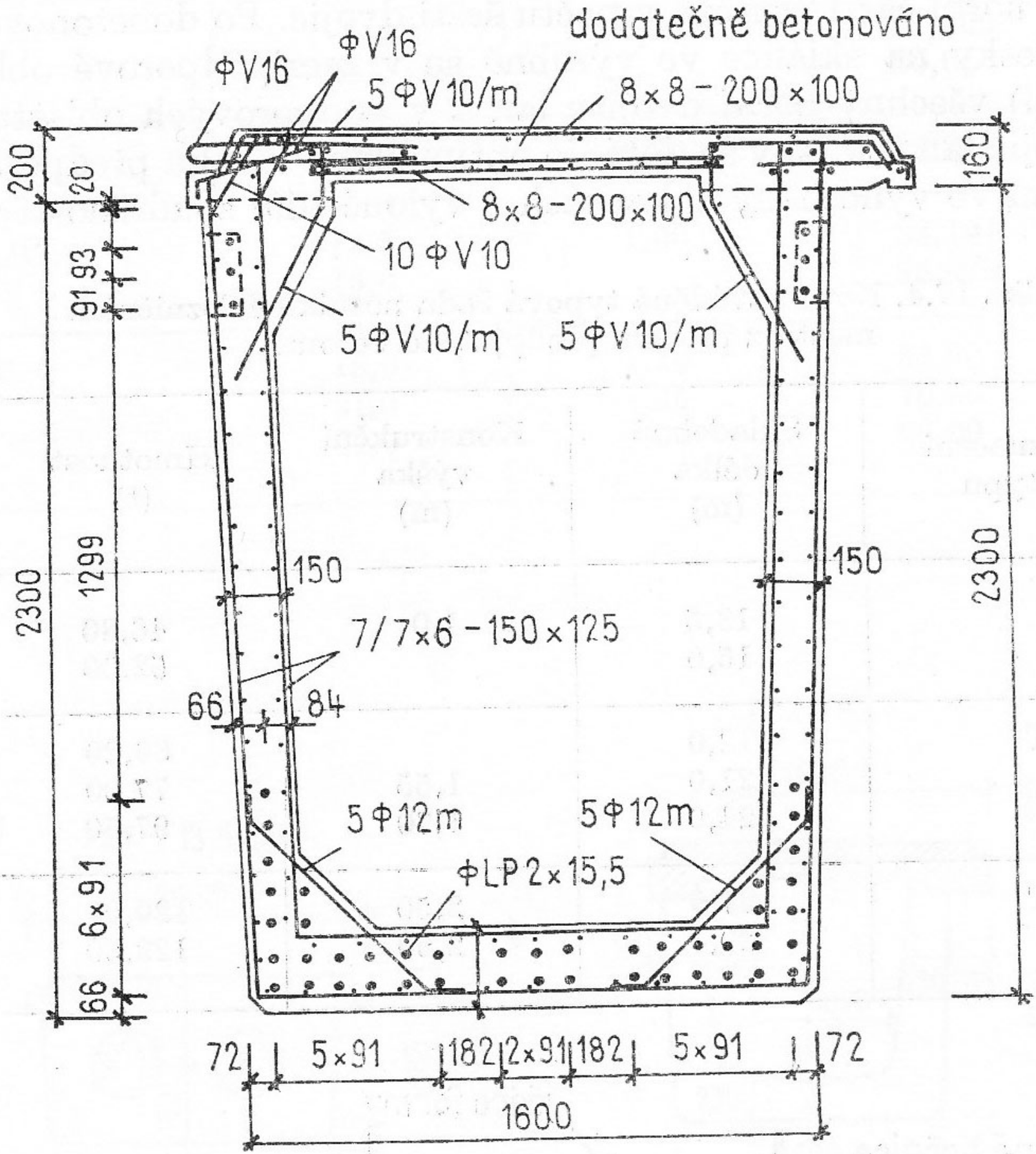




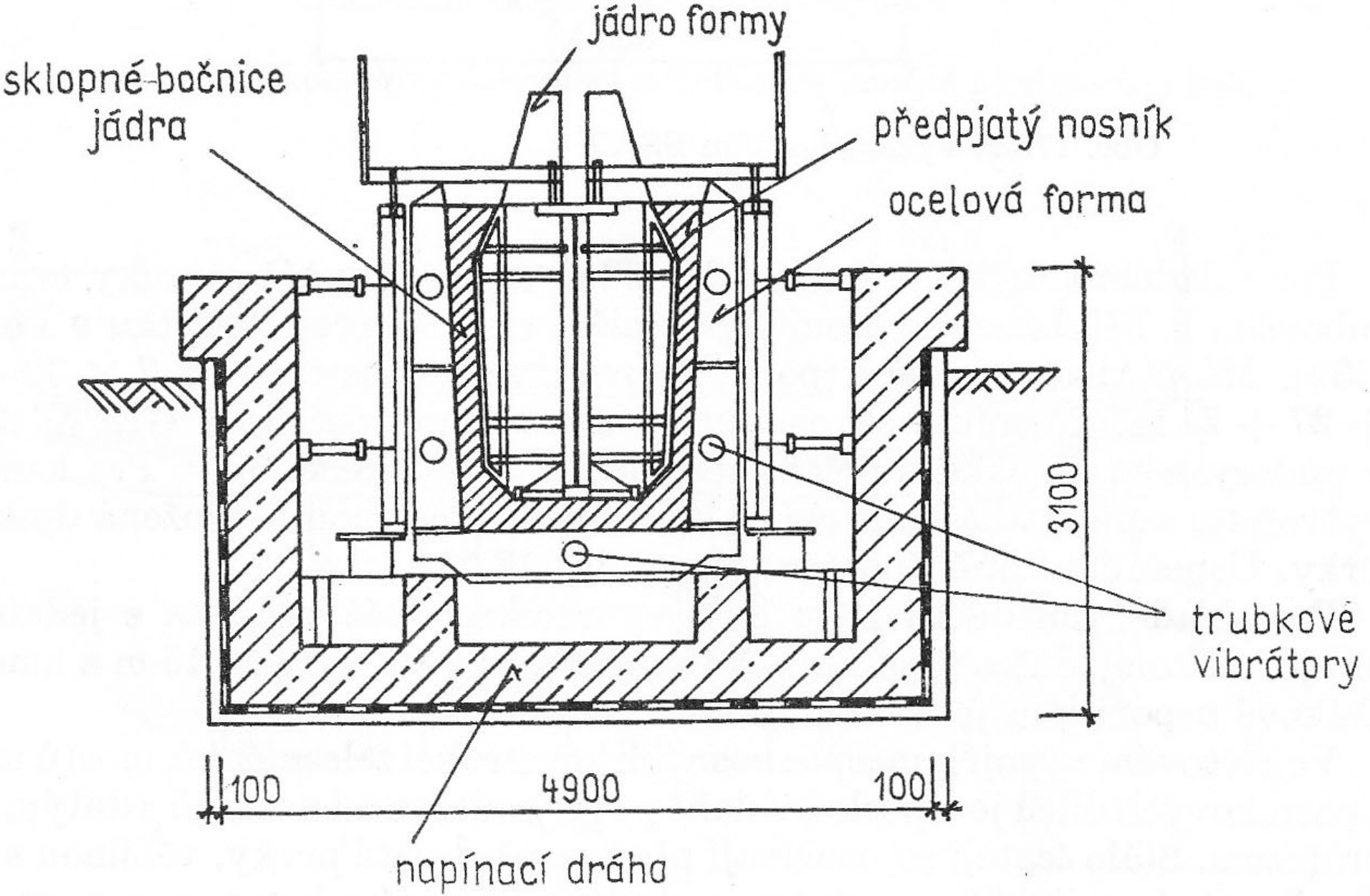
Pohled shora na plzeňskou opěru
(detaily na plánu č. . . .)

Technické parametry nosníků KT

Označení	Délka nosníku [m]	Hmotnost [t]
KT – 18 z	16,5	51,1
KT – 18	18,0	55,6
KT – 21 z	19,5	66,2
KT – 21	21,0	71,1
KT – 24 z	22,5	84,6
KT – 24	24,0	90,0



Výztuž nosníku PSKT



Stend k výrobě nosníků PSKT

Obsah

Spřažené ocelobetonové mosty na trati Plzeň - Cheb

Ing. Roman König, IKP Consulting Engineers, s.r.o.
Ing. Michal Hacaperka, IKP Consulting Engineers, s.r.o.
Ing. Jan Sýkora, IKP Consulting Engineers, s.r.o.

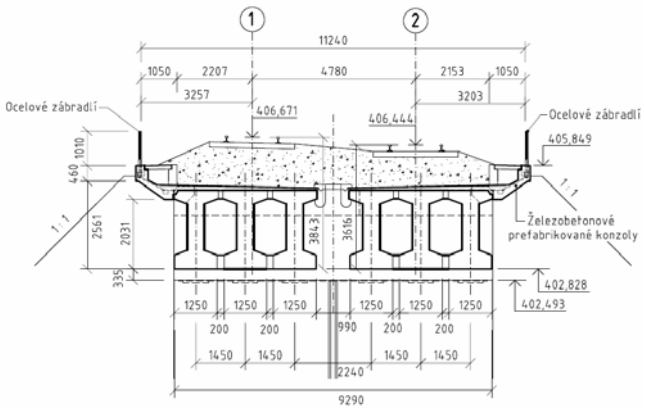
Rekonstrukce dvou mostů je součástí optimalizace traťového úseku Stříbro – Planá u Mariánských Lázní. Obě mostní konstrukce (přes silnici III/605 a přes Lomský potok) jsou navrženy jako spřažené ocelobetonové konstrukce o jednom poli. Opěry a křídla mostů jsou sanované a doplněné novými úložnými prahy.

Železniční most v km 386,918 trati Plzeň – Cheb u obce Milíkov

Stávající stav

Most leží na železniční trati Plzeň – Cheb v optimalizovaném úseku III. koridoru trati Stříbro – Planá u obce Milíkov, přes silnici III/605. Most je v přímé, koleje na mostě jsou v pravostranném směrovém oblouku. Přestože je trať jednokolejná, na mostě přecházejí 2 koleje, v tomto úseku je totiž úsek kolejové výhybny s osovou vzdáleností 4,75 m. Stávající nosnou konstrukci mostu tvoří 3 železobetonové předpjaté nosníky (beton B35) spojené k sobě pomocí petlicového styku výšky 2250 mm o rozpětí 32,0 m pro každou kolej. Most kříží komunikaci šikmo pod velkým úhlem a z důvodu příčné tuhosti koleje je most ukončen kolmo. To si vyžádalo konstrukce pod jednotlivými kolejemi podélně odsadit na úložném prahu o 2,39 m. K nosné konstrukci jsou přimontovány v příčném řezu u krajů železobetonové konzolové prefabrikáty s nabetonávkou a ocelovým zábradlím, ve střední části středním železobetonovým dílem v ose kolejí, pod nímž je odvodňovací žlab. Most je uložen na ocelových ložiscích, na plzeňské opěře pevném, na chebské vyšší opěře pohyblivým. Spodní stavba je tvořena tížnými opěrami a rovnoběžnými křídly. Základ opěry je tvořen železobetonovou částí, dřík je betonový. Úložné prahy, strop opěry s výztuhou, závěrné zdi a křídla jsou železobetonová. Kolmá vzdálenost mezi opěrami je 26,35 m.

Obr. 1 - Původní nosná konstrukce z roku 1969

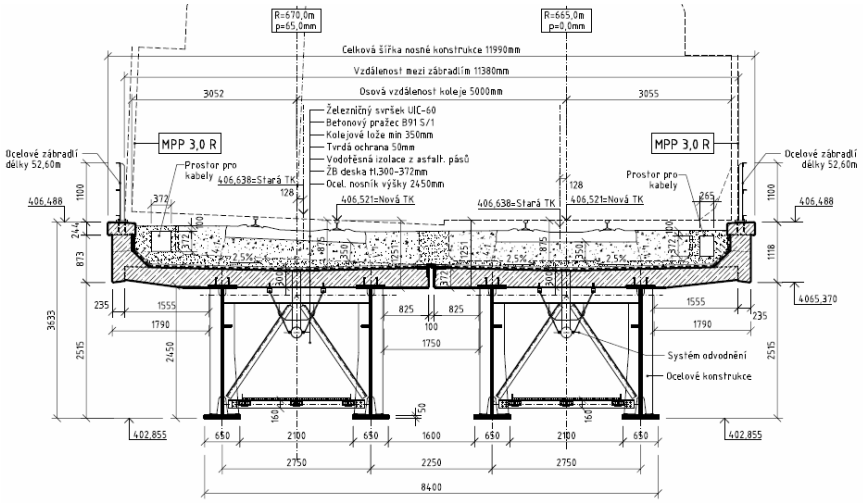


Obr. 2 Příčný řez původním mostem z r.1969

Navržené řešení

Nová konstrukce je usazena na stávající betonové opěry, které byly povrchově sanovány, stávající úložné prahy a závěrné zdi se ubouraly. V rámci přestavby se vybetonovaly nové úložné prahy a závěrné zdi, podle nové nosné konstrukce. Na mostě jsou použita dle požadavku zadavatele ocelová svařovaná ložiska. Na chebské opěře pevná, na plzeňské opěře dvouválcová podélně pohyblivá. Spodní stavba je založena na

horninách R3 (viz průzkum Stavprojekt 1953) - navíc dochází k odlehčení konstrukce. Křídla jsou ubourána , posléze do nich měla být vetknuta nová monolitická železobetonová část stěny s konzolou, na kterou se osadí nová římsa. Navržena byla také povrchová sanace stávajících křídel a opěr. Za oběmi opěrami je navrženo ZKPP na délku 10 + 5 m. Níže popsaná změna má vliv na způsob odvodnění . Obdobně byl změněno řešení za rubem opěr. Původní úložný práh byl ubourán a doplnil se novým úložným prahem tl. 900 mm pod ložisky s mírným vyložením přes obrys opěry a komorovou částí za rubem opěry.



Obr. 3 - Příčný řez uprostřed rozpětí

Nosnou konstrukci tvoří spřažená ocelobetonová konstrukce. Dva plnostěnné ocelové nosníky spřažené s železobetonovou deskou pro každou kolej zvlášť, podélné odsazení konstrukcí zůstalo zachováno (2,39 m). Ocelové nosníky jsou svařované z plechů, jejich výška je 2450 mm. Příčníky rozmístěny ve vzdálenostech 4000 mm. Na mostě se nachází uzavřené kolejové lože na železobetonové desce mostovky s příčným sklonem 2,5%. Kolejové lože uzavírá po stranách železobetonová římsa. Šířkové uspořádání na mostě je podřízeno směrovým poměrům, most je v přímé, kolej je v přechodnici směrového oblouku r = 670 m. Z toho vyplývá uplatnění MPP 3,0 R. Podélný sklon koleje je 1,01‰, nosná konstrukce tento podélný sklon nekopíruje, je vodorovná. Odvodnění nosné konstrukce je řešeno primárně příčným sklonem mostovky (2,5 %) do úžlabí a odtud do odvodňovačů. Z odvodňovačů odtéká voda podélným svodem k jednotlivým opěrám a u nich je svedena na terén před opěry. Izolace na mostě je předpokládaná pomocí NAIP s tvrdou ochranou. Protikorozní ochrana ocelové konstrukce je kombinovaná.

Obr. 4–Nová nosná konstrukce- plzeňská opěra

Obr. 5–Nová nosná konstrukce- chebská opěra

Obr. 6 - Betonáž desky v koleji č.1

Obr. 7–Pokládka žel. svršku v koleji č.1

Obr. 8–Noční zatěžovací zkouška -2xEDK 750

Obr. 9–Pohled na most nad III/605

Obr. 10–Pohled na most zleva - směr Cheb

Obr. 11–Pohled na most zleva - směr Plzeň

Změny řešení v průběhu stavby, změny postupu výstavby

V projektu v rámci POV se předpokládal stavební postup samostatně pro každou kolej. V rámci stavby byl tento postup změněn a most se realizuje za současného vyloučení obou kolejí na mostě. V průběhu demolice opěr po vyjmutí nosníků se ukázalo, že prostor pod přechodovou zalomenou deskou je dutý a současně na demolovaných konstrukcích bočních stěn navazujících těleso opěry byla výztuž velmi sporadicky.

Z tohoto důvodu nebylo možné navázat na tuto slabě vyztuženou konstrukci novou konstrukcí s vykonzolovanými římsami. Za účasti investora a správce bylo na místě rozhodnuto o demolici této části bočních stěn za opěrou do úrovně nasazení nového úložného prahu na opěru. Navržený úložný práh se závěrnými zdmi byl doplněn komorovou konstrukcí za rubem zdi a na tuto komorovou konstrukci navázala konstrukce úhlové zdi po obou stranách mostu i kolejí v délkovém rozsahu dle původního řešení. Díky této změně došlo k mírné úpravě a zjednodušení ukončení zalomené závěrné zdi.

Obr. 12–Stav plzeňské opěry po plánovaném odbourání

Obr. 13– Stav plzeňské opěry po změně projektu

Obr. 14–Spojení jednotlivých etáží opěry

Obr. 15–Nový úložný práh dle pův.projektu

Obr. 16–Nové komorové části za úl. prahem

Obr. 17–Komorové části a úhlové zdi za úl.prahem

Demolice předpjatých nosníků

Při demolici nosné konstrukce z předpjatých nosníků nebylo zadavatelem požadované oveření stavu konstrukce a získání doplňujících informací o stavu tohoto typu konstrukce. V rámci nezávislého autorského dozoru byly získány následující informace o stavu vyjmutých konstrukcí, které však nelze považovat za komplexní. Kabelové kanálky v nosnících nebyly vůbec zainjektovány. Přesto předpínací výztuž vykazovala minimální orezivění. Pouze u některých nosníků došlo jednorázově k přereznutí celého svazku drátů v kabelu zřejmě z důvodu porušení izolace. Jednalo se o jeden kabel v horní přírubě nosníku, v jednom případě byl zasažen následující níže uložený kabel. Toto přerušení bylo vždy na jediném místě na nosníku. Jednalo se tedy o lokální poruchu, kterou v rámci dvou dutin mezi nosníky. Kotevní oblasti nebylo možné při provozu kontrolovat, protože spára mezi koncem nosníku a závěrnou zdí byla minimální a nebylo ani možné odbourat zakrytí kabelových hlav. Na skládce nosníků bylo patrné, že tyto kabelové hlavy nejsou poškozené, dtto ani podkotevní oblasti. Při vyjímání jednoho krajního nosníku u podélné spáry mezi mosty došlo při změně statického působení z prostého nosníku na nosník s převislými konci k výronu vody v montážních sparách mezi spínanými korálky. Voda byla dle všeho shromážděná v kanálku či kanálcích v horní přírubě a při změně namáhání nosníku a pootevření spár vytékala ven.

Lze konstatovat, že i při detailní diagnostice nosné konstrukce by uvedené lokální poruchy nebyly pravděpodobně odhaleny (v dutinách mezi nosníky by to nebylo ani možné). Je otázkou, jaký by byl vliv těchto poruch na zatížitelnost nosné konstrukce – to by přesněji odhalil kontrolní statický výpočet této konstrukce, pokud by byl k dispozici podrobnější soubor informací.

Obr. 18–Přerušený svazek tvrdé výztuže

Obr. 19–Výron vody z horních kabelů v pracovních spárách při zdvihu

Obr. 20–Orezivělá nezainjektová tvrdá výztuž

Obr. 21–Orezivělá nezainjektová tvrdá výztuž

Obr. 22–Stav kotvení konzoly KO-2

Obr. 23—Přerušený svazek tvrdé výztuže

Obr. 24–Orezivělá nezainjektová tvrdá výztuž

Obr. 25–Orezivělá nezainjektová tvrdá výztuž

Obr. 26–Postup a zajištění bourání styků nosníků

Obr. 27–Jeřáb pro vyjmutí nosníků DEMAG CC

Železniční most v km 388,839 trati Plzeň – Cheb

Stávající stav

Most na železniční trati Plzeň – Cheb v optimalizovaném úseku III. koridoru trati Stříbro – Planá převádí v km 388,839 trať jedním mostním otvorem přes údolí Lomského potoka ve výšce 25m nad vodotečí. Most je jednokolejný, koleje jsou vedeny v pravostranném oblouku s poloměrem R = 417m. Nosnou konstrukci tvoří plnostěnná ocelová trámová konstrukce staticky působící jako prostý nosník. Nýtovaný most se zapuštěnou mostovkou má výšku nosníků 1800mm na rozpětí 19,2m. Dalšími prvky nosné konstrukce jsou příčníky výšky 550mm, podélníky výšky 370mm a pruty příčného a vodorovného ztužení. Jednotlivé prvky jsou oslabené korozí. Nátěr konstrukce je celkově poškozený. Kolejnice S 49 jsou uloženy na mostnicích.

Nosná konstrukce je uložena tížných kamenný opěrách ze žulového zdiva. Opěry jsou vysoké 23m, šířka opěr se od 7,6m u úložného prahu zvětšuje na 10m u základů. Úložné prahy a závěrné zdi jsou z opracovaného vázaného kamenného zdiva. Křídla jsou rovnoběžná, délka křídel je 32 – 44m dle napojení na terén. Jsou zděná, řádkové zdivo je v oblasti opěr a jinak lomový kámen. Křídla jsou ukončena betonovými římsami se zábradlím. Tyto římsy byly zřízeny v roce 1932 při vkládání OK mostu, kdy byly zároveň vyměněny i úložné kamenné bloky.

Obr. 1 – Pohled na původní most zprava trati

Obr. 2 – Pohled směr Cheb po snesení svršku

Obr. 3 - Stávající nosná konstrukce

Obr. 4 - Snesení stávajícího mostu

Navržené řešení

Stávající ocelová konstrukce byla snesena a nahrazena novou spřaženou ocelobetonovou konstrukcí s kolejovým ložem, která byla usazena na nově vybudované betonové úložné prahy.

Základní charakteristiky nové konstrukce:

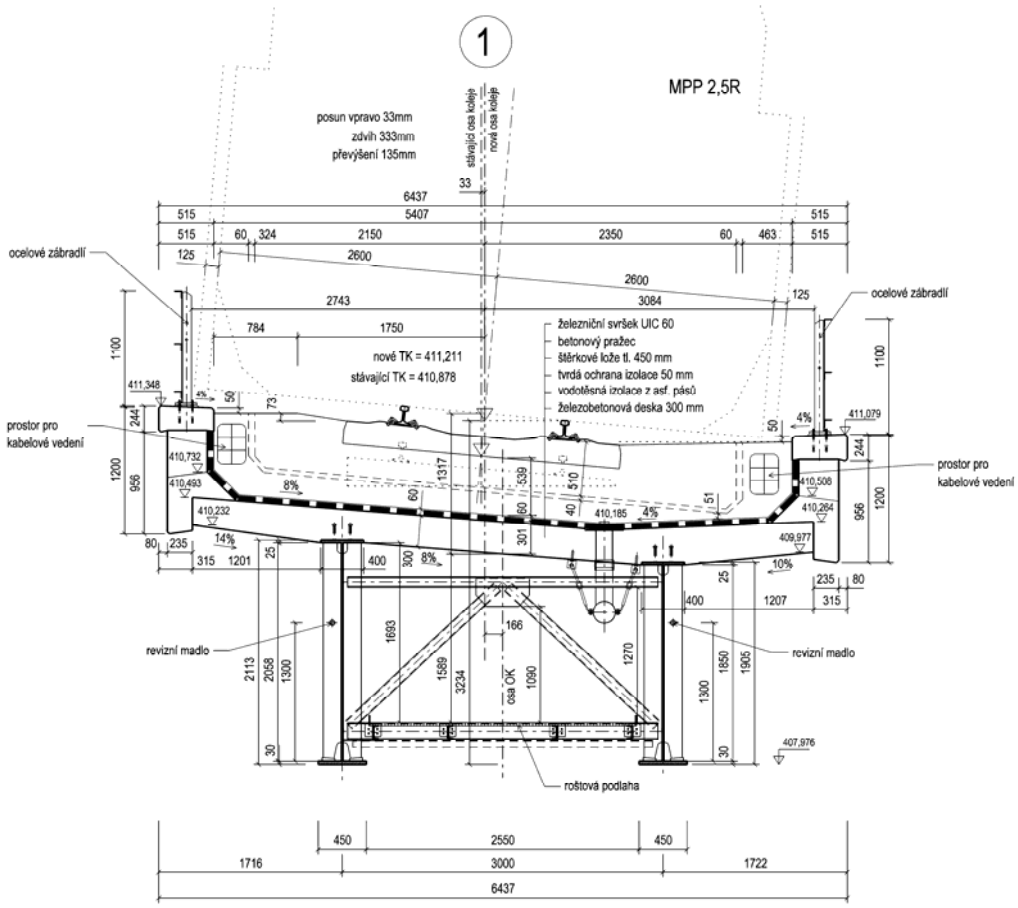
Statická soustava:	prostý nosník o jednom poli
Rozpětí:	20 m
Stavební výška:	3,09 m
Světlost mostu kolmá:	17,44 m
Šikmost mostu:	90^0
Délka mostu:	96 m
Šířka mostu:	6,59 m
Volná výška pod mostem:	17,4m
Směrové poměry:	R = 363m, R = 410m
Návrhové zatížení:	1,21 x LM 71

Nosnou konstrukcí tvoří v novém stavu dva ocelové plnostěnné nosníky s rozdílnou výškou z důvodu vedení trati v oblouku. Levý vnější nosník má výšku 2113mm, pravý 1905mm. Nosníky jsou osově vzdálené 3,0m. Horní i dolní pásnice nosníků jsou stejné – horní pásnici tvoří plech 25 x 400mm, dolní 30 x 450mm. Stojina obou nosníků je tloušťky 16mm a je vyztužena oboustrannými svislými výztuhy tl. 19mm (u podpor tl. 22mm) v osové vzdálenosti 2,0 m. Ke svislým výztuhám je pak v dolní části nosné konstrukce přivařena revizní lávka. Ocelová konstrukce je ztužena svislým nadpodporovým příčným ztužením a dále ve čtvrtinách a v polovině rozpětí. Pod revizní lávkou je navrženo vodorovné ztužení.

Betonovou část tvoří železobetonová deska z betonu C30/37 – XF3. Tvar desky spolu se železobetonovými vanami na křídlech respektuje tvar stávající spodní stavby a nové směrové vedení tratě. Šířka desky je proměnná a pohybuje se v rozmezí 5,7 – 6,0m. Tloušťka desky je 300mm. Deska je v příčném sklonu 8% a 4% k ose odvodnění a respektuje tvar převýšené koleje v oblouku. Projektová dokumentace počítala s betonáží desky na nosnících mimo definitivní polohu s dalším zásunem, při realizaci byla deska betonována již na nových úložných prazích zvednuta na lisech a poté spuštěna na definitivní ložiska. Římsy na desce jsou železobetonové a rozdělené dilatačními spárami na příčné úseky o délce cca 5,0m, kterými je vyskládán obloukovitý tvar konstrukce. Na římsách je oboustranné zábradlí. Prostorové řešení respektuje MPP 2,5R, podélný sklon koleje 0,315 % a převýšení koleje 135mm.

Obr. 5 – Plzeňská opěra po demolici

Obr. 6- Osazování NOK



Obr. 7- Příčný řez uprostřed rozpětí

Nosná konstrukce je uložena na ocelových ložiscích, na opěře O1 (Plzeňská) je umístěna dvojice pevných ložisek, na opěře O2 (Chebská) jsou ložiska posuvná. Mostní závěry na objektu jsou jednoduché lamelové, respektující tvar železobetonové desky. Protikorozní ochranný systém byl předepsán ŽSP + ONS 02 pro stupeň korozní agresivity atmosféry C4 pro ocelovou konstrukci, revizní lávku, mostní závěry a zábradlí. Pro konstrukci ložisek pak ŽSP + ONS 03. Izolace je tvořena natavovanými asfaltovými pásy z modifikovaného asfaltu s tvrdou ochranou. Odvodnění nosné konstrukce je řešeno oboustranným příčným sklonem a dále osmi svislými nerezovými odvodňovači. Voda je dále svedena podélnou PEHD troubou k plzeňské opěře a dále svislým svodem podél této opěry do Lomského potoka.

Obr. 8 – Provizorní podepření NOK

Obr. 9 – Pohled na osazenou NOK

Obr. 10– Pohled na osazenou NOK

Obr. 11- Betonáž spřahující desky

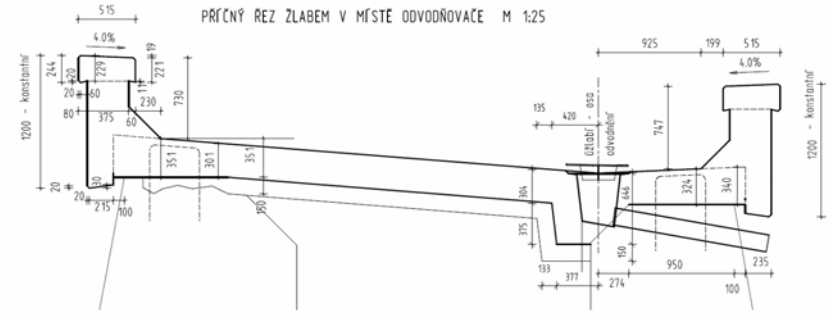
Obr. 12 –Žlb. žlab na křídlech mostu

Obr. 13 –Žlb. žlab na křídlech mostu

Obr. 14 –Žlb. žlab na křídlech mostu

Obr. 15 – Pohled úložný práh – plzeňská opěra

Obr. 16- Příčný řez žlabem na křídlech-tvar



Na předpolích mostu je vzhledem k vedení koleje navržena desková konstrukce spojující obě kamenná křídla. Se spodní stavbou je spojena pomocí zavrtaných kotevních prvků z betonářské výztuže o průměru 20mm. Desky jsou navrženy v pracovních úsecích délky cca 5 m a v každém úseku je navržen jeden nerezový odvodňovač. Pod konstrukcí desky je na přehutněném zásypu mezi křídly zřízena vyrovnávací betonová vrstva tl. 150 mm. Příčný sklon na desce dosahuje 8%.

Obr. 17– Vývrty ze zdiva plzeňské opěry

Obr. 18 – Vývrty ze zdiva plzeňské opěry

Sanace spodní stavby spočívala na základě geotechnických průzkumů ve výplňové injektáži a hloubkovém spárování. Přestože výsledky stavebně technického průzkumu byly z hlediska mezerovitosti zdiva příznivé, odebrané vzorky s tl. maltové vrstvy 20-25 mm mezi jednotlivými kameny a fakt, že na objektu nebyla od doby stavby provedena celková sanace vedly zpracovatele i objednatele k závěru na komplexní sanaci kamenného zdiva mostu. V oblasti pod žlaby kolejového lože a pod novými úložnými prahy je injektáž zdiva zhuštěna. Injektáž byla navržená jako dvoustupňová. V prvním stupni jsou navrženy vrty v rastru 1600 mm x 1600 mm délky do 2/3 zdiva, šachovnicově vystřídaně. Druhý stupeň injektáže měl podle provedených kontrolních vodních tlakových zkouškách a vývrtech vrty zahustit na rastr 800 mm x 800 mm. Tato sanace bude probíhat v roce 2009.

Obr. 19 – Postupné zaštěrkování mostu

Obr. 20 – Pohled na dokončenou část –směr Plzeň

Obr. 21 – Pohled na most zprava trati

Obr. 22 – Pohled na dokončenou část

Foto je z archivu autorů a dodavatele stavby.

Objednatel: SŽDC s.o., Stavební správa Plzeň

Realizace: SKANSKA DS a.s., závod 77 Mosty

Rozhodující subdodavatelé: výroba OK: Metrostav a.s., divize 7

demolice SO 53-38-01: APB Plzeň

montáž OK mostů : APB Plzeň

Nová technická legislativa v oboru provádění ocelových konstrukcí

Ing. Milan Kučera, SŽDC, s. o., Oddělení železničních mostů a tunelů

V roce 2009 bude vydána v ČR evropská norma pro provádění ocelových konstrukcí. Předmětem příspěvku je informovat o problematice zavádění nové evropské normy pro provádění ocelových konstrukcí EN 1090- 1 až 3 a její implementace do národní (ČSN) a podnikové (TKP 19) technické legislativy.

Stávající stav normalizace

V současné době pro provádění ocelových konstrukcí platí v ČR technická legislativa prezentovaná zejména normou ČSN 73 2601 [2] pro provádění ocelových konstrukcí a ČSN 73 2603 [3] pro provádění mostních ocelových konstrukcí. Tyto normy platí beze změny již delší dobu, jsou značně zastaralé a jejich revize (až na novelizovanou normu pro provádění třecích spojů) nebyla prováděna zejména s ohledem na to, že od roku 1997 vyšlo a do češtiny bylo přeloženo postupně několik částí předběžné evropské normy ČSN P ENV 1090 Provádění ocelových konstrukcí.

V loňském roce bylo těchto původních 6 částí předběžné P ENV 1090 kompletně přepracováno a zcela nově publikováno jen ve třech částech jako **EN 1090 Provádění ocelových konstrukcí a hliníkových konstrukcí** [1]**.** Dvě části normy EN 1090, a to: **Část 2 - Technické požadavky na ocelové konstrukce** a **Část 3 - Technické požadavky na hliníkové konstrukce** byly již přijaty a schváleny k užívání v rámci CENu v červnu a červenci 2008. V českém jazyce by měly být vydány začátkem roku 2009.

Pro období souběžné platnosti, to jest do března 2010, se národní normy ČSN týkající se předmětu této normy prověřují s tím, že na základě dosavadního rozboru dopadu souboru ČSN EN 1090 na národní normy ČSN se předpokládá vytvoření zbytkových norem, které by obsahovaly nekonfliktní ustanovení národních norem ČSN doplňujících ustanovení souboru ČSN EN 1090. Podle předběžných závěrů zpracovatele bylo doporučeno:

a) vypracovat zbytkovou normu ČSN 73 2601 Provádění ocelových konstrukcí, která bude obsahovat vybraná ustanovení, neobsažená v EN 1090-1 a v EN 1090-2. Jedná se o následující základní témata:

- definovat obsah a rozsah projektové i realizační dokumentace ocelových konstrukcí,
- definovat požadavky na kontroly a prohlídky ocelových konstrukcí,
- vypracovat normativní pravidla pro hodnocení způsobilosti k montáži ocelových konstrukcí.

b) podle zadání Ministerstva dopravy provést podrobnou analýzu ČSN 73 2603 Provádění ocelových mostů, ČSN 73 1495 Třecí spoje ocelových konstrukcí a ČSN 73 2611 Mezní úchylky ocelových konstrukcí a výsledky uplatnit pro zbytkovou ČSN 73 2603.

Poněkud složitější situace je s první částí normy s pracovní názvem: **Část 1 - Požadavky na posouzení shody nosných stavebních dílců ocelových konstrukcí**, Ta vzhledem k připomínkám některých zemí dosud na evropské úrovní přijata nebyla. Dořešena tak není ani otázka platnosti této části normy. Zatím se předpokládá, že souběžná platnost s národními normami bude prodloužena o jeden rok - do roku 2011. Termín povinné platnosti této části totiž úzce váže i na zavádění a platnost návrhových eurokódů.

Evropské prováděcí normy

První část evropské prováděcí normy je harmonizovaná a zabývá se ustanoveními pro posouzení shody nosných stavebních dílců. To vyplývá ze shody funkčních charakteristik deklarovaných výrobcem dílců, které je tak činí vhodné pro určité použití a funkci.

Harmonizovaná část evropské normy byla připravena tak, aby splnila mandát M 120 – Konstrukční kovové výrobky a zařízení vydané a schválené Evropskou komisí. Pro tratové hospodářství není bez zajímavosti, že norma neplatí pro posouzení shody dílců pro lanové dráhy, kolejnice nebo pražce použité v systému kolejové dopravy.

Není v možnostech tohoto příspěvku zabývat se všemi třemi částmi prováděcí normy. Vždyť jen objemná druhá „ocelářská“ část má rozsah přes 170 stran. Proto je možno se věnovat jen některým aspektům prováděcí normy, zejména odlišným od našich zažitých zvyklostí a souvisejících s novelou TKP staveb státních drah, kapitolou 19 Ocelové mosty a konstrukce.

Výrobní skupiny – třídy provedení

Jednou z odlišně řešených problematik jsou výrobní skupiny. Ty slouží mimo jiné k tomu, aby bylo možno rozlišit specifiky provádění jednotlivých druhů konstrukcí ve stádiu projekce, konstrukce, výroby a montáže. Podle naší normy ČSN 73 2601 se například hlavní a vedlejší části ocelových mostů zatřiďovaly do výrobní skupiny Aa a nenosné části do C.

Evropská norma ke stejnému problému přistupuje trošku z jiného hlediska. Norma zavádí třídu provedení (EC = execution class) a doporučuje postup jejího stanovení:

a) Nejprve se vybere třída následků vyjádřená v předpokládaných následcích ztrát na lidských životech, ekonomických nebo enviromentálních ztrátách způsobených poruchou nebo zřícením dílce (viz tabulka z normy EN 1990);

Třídy následků	Popis	Příklady pozemních a inženýrských staveb
CC3	Velké následky **s ohledem na ztráty lidských životů nebo** velmi významné **následky ekonomické, sociální nebo pro prostředí**	**Stadiony, budovy určené pro veřejnost, kde jsou následky poruchy veliké (koncertní sály)**
CC2	Střední následky **s ohledem na ztráty lidských životů nebo** významné **následky**	**Obytné a administrativní budovy určené pro veřejnost kde jsou následky poruchy středně závažné (kancelářské budovy)**
CC1	Malé následky **s ohledem na ztráty lidských životů nebo** malé nebo zanedbatelné **následky**	**Zemědělské budovy, kam lidé běžně nevstupují (sklady, skleníky)**

Tab. 1 Třídy následků (CC = consequences classes)

b) Pomocí následujících tabulek, převzatých z přílohy B normy EN 1090-2, se dále provede výběr kategorie použitelnosti a výrobní kategorie, a to následovně:

- V úvahu se berou nejprve rizika spojená používáním konstrukce, formulovaná jako kategorie použitelnosti SC. Přičemž platí, že konstrukce nebo část konstrukce může obsahovat dílce nebo konstrukční detaily, které patří do rozdílných kategorií použitelnosti.

Kategorie	Kritéria
SC1	Konstrukce a dílce navržené pouze na kvazistatické zatížení (příklad: pozemní stavby) Konstrukce a dílce navržené pro seizmické zatížení v oblastech s nízkou seizmickou aktivitou Konstrukce a dílce navržené na únavové zatížení od jeřábů (třída S0)
SC2	Konstrukce a dílce navržené na únavu podle EN 1993. (příklady: Silniční a železniční mosty, jeřáby , konstrukce vystavené vibracím vyvolaným větrem, davem lidí nebo rotačním strojem) Konstrukce a dílce navržené na seizmické zatížení v oblastech se střední nebo vysokou seizmickou aktivitou

Tab. 2 Kategorie použitelnosti (SC = service category)

- Dále se zvažují rizika spojená s prováděním konstrukce, definovaná jako výrobní kategorie PC z následující tabulky:

Kategorie	Kritéria
PC1	Nesvařované dílce vyrobené z výrobků jakékoliv pevnostní třídy oceli Svařované dílce vyrobené z výrobků z oceli nižší pevnostní třídy než S355
PC2	Svařované dílce vyrobené z výrobků z oceli S355 a vyšší pevnostní třídy Základní dílce pro celistvost konstrukce, které se svařují na staveništi Dílce tvářené za tepla nebo tepelně zpracované během výroby Dílce příhradových nosníků z kruhových dutých průřezů CHS vyžadující tvarově řezané konce

Tab. 3 Výrobní kategorie (PC = production category)

c) Vlastní výsledné stanovení třídy provedení podle předchozích bodů a) a b) se provede podle následující tabulky:

Třídy následků		CC1		CC2		CC3	
Kategorie použitelnosti		SC1	SC2	SC1	SC2	SC1	SC2
Výrobní kategorie	PC1	EXC1	EXC2	EXC2	EXC3	EXC3 [a]	EXC3 [a]
	PC2	EXC2	EXC2	EXC2	EXC3	EXC3 [a]	EXC4
[a] EXC4 se použije na specielní konstrukce nebo konstrukce s extrémními následky při porušení podle požadavků národních ustanovení.							

Tab. 4 Výběr třídy provedení ze stanovených tříd následků a vybrané výrobní kategorie a kategorie použitelnosti (EC = execution class)

V poznámce pak norma uvádí, že stanovení tříd provedení má provést projektant v kooperaci s budoucím uživatelem a mají přitom brát v úvahu příslušná národní ustanovení. Při tomto postupu má manažer projektu přiměřeně konzultovat s výrobcem některá národní ustanovení vyplývající pro konstrukci v místě jejího užívání.

S prováděcími třídami pak norma pracuje v řadě dalších ustanovení a specifikuje jednotlivé požadavky s ohledem na tyto třídy. Jsou to požadavky směřované od dokumentace, přes požadavky na identifikaci, dokumenty kontroly a sledovatelnost požitých výrobků, přípravu výroby, vlastní výrobu a sestavení, svařování včetně kvalifikace postupů svařování, úroveň svářečského personálu až po montáž a práce na staveništi včetně kontrol, zkoušení a oprav.

Požadavky na jakost

V rámci určení kritérií přípustnosti stanoví norma ve vztahu k třídě provedení i požadavky na jakost svarů ve smyslu EN ISO 5817 [4]. Zjednodušeně lze konstatovat, že pro stanovenou třídu provedení EXC požaduje norma odpovídající úroveň pro hodnocení kvality svarů:

- EXC1 úroveň kvality D;
- EXC2 úroveň kvality C, některými výjimkami;
- EXC3 úroveň kvality B;
- EXC4 úroveň kvality B+, což je kvalita úrovně B s dalšími požadavky definovanými v následující tabulce.

Označení vad		Mezní hodnoty pro vady
Zápaly (5011, 5012)		nepřípustné
Vnitřní póry (2011 až 2014)	tupé svary	$d \leq 0{,}1s$, ale max. 2 mm
	koutové svary	$d \leq 0{,}1a$, ale max. 2 mm
Pevné vměstky (300)	tupé svary	$h \leq 0{,}1s$, ale max. 1 mm $\ell \leq s$, ale max. 10 mm
	koutové svary	$h \leq 0{,}1a$, ale max. 1 mm $\ell \leq a$, ale max. 10 mm
Lineární přesazení (507)		$h < 0{,}05t$, ale max. 2 mm
Hubený kořen (515)		nepřípustné

Tab. 5 Další požadavky pro úroveň kvality B+

Pro mostaře není bez zajímavosti, že pro plechové mostovky jsou stanoveny ještě další „doplňující“ požadavky k úrovni B+.

Ve vztahu k třídám provedení stanoví norma i rozsah nedestruktivní kontroly svarů.

Typ svaru	Dílenské nebo montážní svary		
	EXC2	EXC3	EXC4
Příčné tupé svary nebo částečně provařené tupé svary ve spojích s tahovým napětím:			
U ≥ 0,5	10 %	20 %	100 %
U < 0,5	0 %	10 %	50 %
Příčné tupé svary a částečně provařené tupé svary:			
v křížových spojích	10 %	20 %	100 %
v T spojích	5 %	10 %	50 %
Příčné koutové svary v tahu nebo smyku:			
s a > 12 mm nebo t > 20 mm	5 %	10 %	20 %
s a ≤ 12 mm a t ≤ 20 mm	0 %	5 %	10 %
Podélné svary a svary výztuh	0 %	5 %	10 %

Tab. 6 Rozsah doplňujících NDT

Geometrické tolerance

Dalším ze specifik, kterými se bude nutno zabývat, jsou geometrické úchylky. Tato norma definuje typy geometrických úchylek a uvádí kvantitativní hodnoty pro dva typy dovolených úchylek:

a) základní tolerance - úchylky, použité v rozsahu kritérií, které jsou zásadní pro mechanickou únosnost a stabilitu smontované konstrukce;

b) funkční tolerance - úchylky, požadované pro splnění dalších kritérií, jako je přesnost a vzhled. Tyto tolerance jsou uváděny tabulkově ve dvou třídách 1 a 2 (pro EXC 3 a 4 platí třída 2) nebo je lze stanovit alternativně.

Základní tolerance a funkční tolerance jsou normativní. Kriteria jsou uváděn netradičně, když například zápis ve formě:

$$\Delta = \pm L/500 \text{ ale } |\Delta| \geq 12 \text{ mm}$$

znamená, že je dovolena větší z těchto dvou hodnot.

Závěr

To bylo jen několik základních informací o nové evropské ocelářské prováděcí normě.

Její zavedení, jak bylo naznačeno, od nás očekává změnu náhledu na některé skutečnosti, odlišné od našich národních zvyklostí. Některé změny si proto vyžádá i bezprostředně dotčená kapitola TKP 19. Upřesnit na národní úrovni bude možné i některé specifikace tam, kde k tomu dává norma prostor a kde je to vhodné. Dopracovat bude nutno i problematiku prokazování způsobilosti výrobců, zejména na stavbách a montážních pracovištích. Do zbytkových národních norem bude třeba doplnit i skutečnosti, které se norma neřeší vůbec a nebo jen okrajově. Přechodové období souběžné platnosti trvající do března 2010 (respektive do 2011 u části první) nám k tomu dává určitý prostor. Využijme jej konstruktivně! Obecně se ale domnívám, že jednotná evropská norma je krok správným směrem a je jen na nás, jak se s normou sžijeme a zda se s ní naučíme smysluplně nakládat.

Literatura:

[1] EN 1090 Provádění ocelových konstrukcí a hliníkových konstrukcí:

[2] Část 1: Požadavky na posouzení shody nosných stavebních dílců ocelových konstrukcí

[3] Část 2: Technické požadavky na ocelové konstrukce

[4] Část 3: Technické požadavky na hliníkové konstrukce

[5] ČSN 73 2601 Provádění ocelových konstrukcí

[6] ČSN 73 2603 Provádění mostních ocelových konstrukcí

[7] ČSN EN ISO 5817 Svařování – Svarové spoje oceli, niklu, titanu a jejich slitin zhotovené tavným svařováním (kromě elektronového a laserového svařování) – Určování stupňů kvality

Prostorové uspořádání otvorů mostních objektů přes vodní překážky dle ČSN 73 6201:2008

Ing. Miroslav Teršel, SŽDC, s. o., OMT

V současné době vychází ČSN novelizující ČSN 73 6201:1995, která v řadě oblastí významně mění normové poměry drážních mostních objektů i mostních objektů pozemních komunikací. Kromě prostorového uspořádání na mostních objektech a v otvorech pod mostními objekty na drahách a komunikacích se změny týkají i prostorového uspořádání otvorů mostních objektů přes vodní překážky, které řeší převážně kapitola 12 předmětné normy ČSN 73 6201:2008.

Úvod - platnost normových ustanovení

Kapitola 12 předmětné ČSN [1] řeší problémy vyjádřené názvem, tj. „Prostorové uspořádání otvorů mostních objektů přes vodní překážky“. Je zřejmé, že výsledkem návrhu bude uspořádání řešící křížení (či návaznost) liniových objektů (např. dráha x vodní tok, pozemní komunikace x nádrž, železnice x inundační území vodního toku apod.). Pro pochopení aplikace normy je ve všech případech nutno vycházet z „předmětu normy“, který vymezuje platnost normy, neboť nelze řešit v rámci této normy všechny parametry křížících se liniových objektů.

Norma platí za následujících podmínek pro:

- projektování nově navrhovaných trvalých i zatímních mostních objektů;
- mostní objekty na dráze celostátní; drahách regionálních; vlečkách; speciálních drahách; tramvajových, trolejbusových a lanových (pozemních) drahách; veřejných i neveřejných pozemních komunikacích i jiných komunikačních prostranstvích;
- navrhování oprav a rekonstrukcí dosavadních mostních objektů, ale pouze v přiměřeném rozsahu (přiměřený rozsah je vždy určován ekonomickými a technickými možnostmi s cílem nezhoršení stávajícího stavu).

Vodními překážkami se rozumí především vnitrozemské přirozené vodní toky, ale současně i inundační území vodních toků a zdrže těchto toků, vodní nádrže (rybníky, jezera, umělé vodní nádrže), umělé vodní toky (průplavy, náhony, spojovací kanály a vodní cesty).

Úplné požadavky ČSN jsou v [1], v dalším uvádím hlavní zásady návrhu.

Doplnění názvosloví

Oproti dřívější ČSN 73 6201:1995 zavádí novelizovaná ČSN [1] nové nebo nově zdůrazněné pojmy nutné pro stanovení prostorového uspořádání nad vodní překážkou. Proto článek 12.1.2 [1] obsahuje výběr některých základních termínů k pochopení textu i některých ustanovení. Jsou to především:

- **vodní tok** – vodní útvar, pro který je charakteristický trvalý nebo občasný pohyb vody v korytě a který je napájen z vlastního povodí nebo z jiného vodního útvaru;
- **průtočný profil** – část příčného profilu koryta toku omezená shora hladinou za daného průtoku;
- **splaveniny** – tuhé částice vzniklé převážně erozí a přemisťované proudící vodou;
- **spláví (pláví)** – souhrnné označení pro plovoucí předměty unášené samovolně vodním proudem, zejména při povodňových průtocích (vegetační zbytky, předměty splavené z okolí vodních toků, včetně vyvrácených stromů, dřevěných staveb apod.), které mohou být proudem uvedeny do vznosu, pohybovat se po hladině a ohrožovat mostní objekty;

- **návrhový průtok** (dále také jen NP) – smluvený průtok použitý jako podklad pro návrh vyhovující kapacity mostních otvorů;
- **kontrolní návrhový průtok** (dále také jen KNP) – NP zvětšený ve smyslu podmínek této normy, který současně předpokládá snížené nároky na rozsah erozních projevů i na míru ovlivňování odtokového procesu a předpokládá i využití snížené volné výšky nad kontrolní návrhovou hladinou;
- **návrhová hladina** (dále také jen NH) je úroveň hladiny vody zjištěná hydrotechnickým výpočtem pro průchod NP mostními otvory;
- **kontrolní návrhová hladina** (dále také jen KNH) je úroveň hladiny vody zjištěná hydrotechnickým výpočtem pro průchod KNP mostními otvory;
- **volná výška nad hladinou** je návrhový parametr mostních otvorů přes vodní překážku, určující nejmenší přípustnou svislou vzdálenost mezi návrhovou nebo kontrolní návrhovou hladinou a nejnižším místem konstrukce mostního objektu (způsobuje-li mostní objekt vzdutí hladiny v toku, určuje se volná výška od takto vzduté hladiny);
- **kapacita mostních otvorů** je největší průtok, který proteče příčným profilem vodního toku v místě mostních otvorů při zachování touto normou požadované volné výšky nad hladinou;
- **variační rozpětí** povodňových průtoků je poměr hodnot kulminačních průtoků určité n-letosti k hodnotě jednoletého kulminačního průtoku. V této normě se jako indikátor rozkolísanosti povodňového režimu v konkrétném místě vodního toku užívají hodnoty variačního rozpětí $Q_{100}/Q_{1.}$

Výchozí podklady pro návrh prostorového uspořádání

Výchozím podkladem pro mostních objekty přes vodní překážky a určení rozměrů mostních otvorů je NP nebo NH spolu s KNP nebo KNH a volná výška nad těmito hladinami. Hodnoty těchto parametrů stanoví pro jednotlivé druhy mostních objektů ustanovení normy v tabulce 12.1 (kterou dále uvádím) předmětné ČSN [1], pokud vodoprávní úřad nestanoví jinak. Stavba i rekonstrukce mostního objektu přes vodní překážky a na pozemcích při nich nebo v inundačním území totiž podle zákona č. 254/2001 Sb. vyžaduje souhlas příslušného vodoprávního úřadu, který zvažuje konkrétní místní podmínky.

Jako NP, případně KNP se použijí standardní hydrologické údaje o n-letých průtocích povrchových vod, podle ČSN 75 1400. Dle této normy se hydrologické údaje povrchových vod rozdělují na standardní a nestandardní (standardní údaje Q_1 až Q_{100}, údaj Q_{200} je již nestandardní). Dle čl. 5.1 ČSN 75 1400 je ke zpracování nebo ověřování standardních hydrologických údajů (viz Věstník ministerstva životního prostředí ČR, částka 2 z 15. 4. 1997) pověřen ČHMÚ. Údaje poskytuje ČHMÚ dle zákona č.526/1990 Sb. o cenách za úplatu v souladu s výměry MF ČR.

Při stanovených zvýšených požadavcích vodoprávního úřadu lze použít i jiné hodnoty maximálních průtoků např. nejvyšší zaznamenaný povodňový průtok v místě křížení s vodním tokem. Pokud hydrologické údaje (např. na malých vodních tocích) nejsou známy, použije se standardní výpočet n-letého průtoku.

Požadavky zvažované při hydrotechnickém posouzení návrhu

Samozřejmým požadavkem (který bohužel není vždy dodržován) je prověření místní morfologie (konfigurace terénu, zastavěnost území, zalesnění a zatravnění, druh okolních staveb apod.). V úvodu hydrotechnického posouzení je nutno vyjádřit charakter vnitrozemské vodní překážky vč. její důležitosti a zatřídění dotčeného úseku

dráhy či pozemní komunikace s výsledným zařazením do návrhové kategorie dle [1] - viz dále.

Pro stanovení prostorového uspořádání nad vodní překážkou je nutné zvažovat a tedy i textově v rámci hydrotechnického posouzení vyjádřit stanovisko k řešení (tj. vč. minimalizace čí vyloučení negativ) následujících okolností:

- nakolik se předpokládá, že může být mostní objekt ohrožován splávím a důsledky ucpání otvoru, ledovými jevy (chodem ledů, ledovými nápěchy), změnami koryta;
- jak byla stanovena minimální volná výška (dále jen MVV) nad hladinou NP nebo KNP (viz příklady dle čl. 12.2.2 ČSN [1]);
- jaké vzdutí se předpokládá a nakolik vzdutí způsobené mostním objektem ovlivňuje stávající povodňovou ochranu území;
- nakolik se předpokládá, že se významně změní erozivní projevy vlivem mostního objektu a nakolik mohou erozivní projevy na vodní překážce ohrozit stabilitu nebo mechanickou odolnost a provozuschopnost mostního objektu (přitom se předpokládá, že při NP jde o erozivní projevy odstranitelné údržbou a při KNP odstranitelné opravou, ale bez přerušení provozu na dopravní cestě u mostních objektů 1. kategorie, nebo s přerušením provozu u 2. až 4. kategorie);
- jaké velikosti NP, KNP a MMV v návaznosti na běžné normové požadavky (dle tabulky 12.1 [1]) jsou uvažovány, event. proč je nutné jiné řešení;
- jaký druh hydrotechnického posouzení [2] je pro konkrétní situaci technicky a ekonomicky přiměřený.

Návrhové kategorie mostních objektů

Navrhované mostní objekty se dle [1] člení, podle dopravního významu pozemní komunikace či dráhy, kterou převádějí (nebo budou výhledově převádět), nahraditelnosti zničeného objektu objížďkami a odhadovaného rozsahu druhotných škod z přerušení dopravy při výluce provozu na mostním objektu, do kategorií.

Z hlediska železničních drah včetně drah tramvajových, trolejbusových a pozemních lanových (a samozřejmě přiměřeně i drah důlních a průmyslových) jsou kategorie následující:

- **1. kategorie** - trvalé mostní objekty s požadavkem trvalé průjezdnosti tj. na železniční dráze celostátní, na železničních regionálních drahách regionálního významu, na železničních drahách speciálních (metru), na železničních vlečkách s nutným trvalým provozem a na drahách tramvajových a trolejbusových, propojujících místa k nimž je nutný trvalý přístup obyvatel;
- **2. kategorie** - trvalé mostní objekty s možností krátkodobého přerušení provozu do 5-ti dnů tj. na železničních regionálních drahách místního významu, na železničních vlečkách s možností přerušení provozu a na drahách tramvajových a trolejbusových s možností omezit trvalý přístup obyvatel. Patří sem i mostní provizoria, která nahrazují funkci trvalých mostních objektů;
- **3. kategorie** - dlouhodobé zatímní mostní objekty s návrhovou životností delší než 5 roků;
- **4. kategorie** - krátkodobé zatímní mostní objekty s návrhovou životností do 5-ti roků. Patří sem rovněž mostní provizoria zajišťující technologicky výstavbu a související provoz

Návrhové parametry pro jednotlivé kategorie mostních objektů

Navrhované mostní objekty dle tabulky 12.1 [1] mají mít minimální parametry NP, KNP a MMV uvedené dále:

Návrhová kategorie podle dopravního významu	Variační rozpětí kříženého vodního toku Q_{100}/Q_1	Návrhový průtok (NP)	Kontrolní návrhový průtok (KNP)	Min. volná výška (MVV) nad návrhovou hladinou (NH, KNH)
1	do 5	Q_{100} nebo [a]	1,15. Q_{100} [b]	1 m nad NH; 0,5 m nad KNH
	5 až 8	Q_{100} nebo [a]	1,25 . Q_{100} [b]	1 m nad NH; 0,5 m nad KNH
	nad 8	Q_{100} nebo [a]	1,50 . Q_{100} [b]	1 m nad NH; 0,5 m nad KNH
2	do 5	Q_{100}	[a]	0,5 m nad KNH
	5 až 8	Q_{100}	1,20 . Q_{100} [b]	0,5 m nad KNH
	nad 8	Q_{100}	1,40 . Q_{100} [b]	1 m nad NH [c]; 0,5 m nad KNH
3	do 5	Q_{50}	Q_{100}	0,5 m nad NH; 0,5 m nad KNH [c]
	5 až 8	Q_{50}	Q_{100}	0,5 m nad NH; 0.5 m nad KNH [d]
	nad 8	Q_{50}	Q_{100}	0,5 m nad NH; 0,5 m nad KNH [d]
4	do 5	Q_{10}	Q_{20}	0,5 m nad NH; 0.5 m nad KNH [c]
	5 až 8	Q_{10}	Q_{20}	0,5 m nad NH; 0.5 m nad KNH [c]
	nad 8	Q_{10}	Q_{20} ; Q_{50} [e]	0,5 m nad NH; 0,5 m nad KNH [c]

[a] největší naměřený průtok v místě přemostění vodního toku, pokud je větší než Q_{100}

[b] vodoprávní úřad podle nebezpečí transportu druhu a množství spláví může požadovat posouzení pro nestandardní Q_{200} s ohledem na to, že uvedené násobky Q_{100} pouze přibližně nahrazují Q_{200}

[c] pouze při velkém nebezpečí ucpání mostního otvoru nánosy nebo splávím

[d] pouze při velkém nebezpečí ucpání most. otvoru nánosy nebo splávím; nevztahuje se na zatímní objekty

[e] při ohrožení zastavěného území po ucpání mostního otvoru

Předepsanou hodnotu volné výšky nad hladinou není třeba dodržet u propustků, u kterých je možné připustit zahlcení vtoku a tlakový režim proudění propustkem např. podle 12.2.4 **[1]**.

Nejsou-li splněny podmínky [c] a [d] uváděné pro stanovení volné výšky nad hladinou KNP, volná výška nad touto hladinou se nestanovuje. U některých objektů tak může dojít i k přelévání mostovky (vozovky). Ostatní podmínky uvedené v 12.1.4. **[1]** však musí být splněny.

Specifické případy návrhu

Specifické případy nastávají, kdy sice navrhujeme nové mostní objekty, ale jde z hlediska normy o extrémní případy:

- mostní objekty nadmíru ohrožované pohybem splavenin či splávím, které patří do evropské komunikační sítě, nebo jsou nevhodně hydraulicky situovány;
- mostní objekty jsou na stávajících drahách či pozemních komunikacích, které z hlediska své nivelety trasy zůstávají v původní poloze;
- mostní objekty jsou ve značně zastavěném území a na urbanizované dopravní síti.

Tyto případy řeší ČSN [1] v samostatných článcích 12.2.8, 12.2.6 a 12.2.10.

Podle článku 12.2.8 [1] u mostních objektů o jednom otvoru se světlostí otvoru do 30 m, nebo mostů o více otvorech se světlostmi otvorů do 15 m přes vodní toky

- s velkým pohybem splavenin nebo s velkou pravděpodobností transportu plovoucích předmětů (vyvrácených stromů a drobnějšího spláví),
- s nebezpečným pohybem ledových ker s tendencí k tvoření nápěchů a barier,
- nebo je-li nezbytné uspořádat křížení pozemní komunikace či dráhy s vodním tokem hydraulicky nepříznivým způsobem (např. úhel křížení ke směru povodňové proudnice se od kolmého křížení liší o více než 30°),

je třeba prokázat hydrotechnickým výpočtem, že podmínky stanovené v 12.1.4 [1] budou dodrženy i při zvýšení NP o 30 % hodnot uvedených v tabulce 12.1 [1]. Toto ustanovení se však použije (pouze) pro mostní objekty návrhové kategorie 1, které jsou zařazené do evropského železničního nebo evropského silničního systému (viz ČSN 73 6101) a pro mostní objekty návrhové kategorie 3.

Pro železniční koridory ve stávajících trasách je typický další specifický případ, který řeší článek 12.2.6 [1]. Mostní objekty přes vodní toky se na stávajících drahách a pozemních komunikacích, které neumožňují úpravy nivelety v okolí mostního objektu, přednostně prověří pro NP a KNP podle tabulky 12.1 [1]. **Pokud výškové poměry** přilehlých úseků převáděné pozemní komunikace, či dráhy **neumožňují** dodržení požadavků podle tabulky 12.1 [1], lze navrhnout mostní objekt tak, **aby dosavadní kapacita mostních otvorů nebyla zmenšena**. Přitom musí být hydrotechnickým výpočtem prokázáno jak je ovlivněn průchod NP a KNP nově navrženým mostním otvorem a současně se vyjádří **vliv vzdutí** (pokud k němu dojde) **na** vodohospodářské **objekty, pozemky a stavby** v území nad místem křížení tj. ve směru proti proudu např. vodního toku. Řešení vyvolaných důsledků, vlivem vzdutí hladiny, na původní povodňovou ochranu území je mimo rámec tohoto příspěvku.

Článek 12.2.10 [1] řeší poměry v silně urbanizovaných místech a dovoluje odchylné stanovení NP u mostních objektů v místech s hustou zástavbou, zejména v historických částech měst a obcí, kde nelze bez nepřiměřených zásahů normě vyhovět (ale jen se souhlasem příslušného vodoprávního úřadu). Přitom je nutné hydrotechnickým výpočtem ověřit jaké změny odtoku při NP a KNP podle této normy mostní objekt vyvolá a zda nedojde k ohrožení okolní zástavby vzdutím hladiny a vylitím mimo koryto vodního toku nebo jaký rozsah ohrožení bude způsoben. Prokáže-li se zvýšené ohrožení stávající zástavby, je nutné komplexně posoudit možnosti změny vedení pozemní komunikace či dráhy a protipovodňové ochrany všech ohrožených objektů.

Konstrukční pokyny pro návrh mostních objektů přes vodní překážky

Návrh otvoru mostního objektu, který splňuje návrhové parametry a související podmínky přirozeného odtoku vod se projevuje ve vlastním návrhu typu a tvaru nosné mostní konstrukce, spodní stavby a jejího založení spolu s vytvářenými přechody do okolí (násypy, ochranné zídky, zpevnění koryta atd.), které musí být navrženy v souladu s ČSN 75 2130 (Křížení a souběhy vodních toků s dráhami, pozemními komunikacemi a vedeními). Výběr těchto některých pokynů řeší pro vodní překážky kapitola 13 předmětné ČSN [1] v článcích 13.1 až 13.5.

Požadavky na spodní stavu řeší článek 13.1.2 [1], který požaduje, aby **přednostně** spodní stavba mostních objektů byla navržena tak, **aby nevyžadovala ochranu** proti účinkům způsobovaným vodní překážkou. Pokud je ochrana nutná, spodní stavba nově navrhovaných i přestavovaných mostních objektů musí být chráněna s ohledem na předpokládaný charakter proudění a geologické podmínky:

- proti účinkům vymílání koryta vodního toku (hloubkou založení, štětovnicemi, vhodným opevněním dna a břehů koryta, záhozem, dlažbou apod.);
- proti erozivním dynamickým účinkům vodního proudu (vhodnou volbou materiálu, zmonolitněním základů a dříků pilířů a opěr, tvarem a obložením zhlaví pilířů apod.);
- proti účinkům pohybu ledů (ledolamy, vhodným tvarem podpěry apod.);
- proti nárazům plavidel na konstrukci mostu (lodní svodidla);
- proti zachytávání plovoucích předmětů na konstrukci mostu (systém předsunutých ochranných bárek apod.), event. dalším okolnostem.

Požadavky na návrh (uvedené v článcích 13.2.1 až 13.2.5 [1]) mostní konstrukce, úzce souvisí s předpokládanou funkcí mostu (vyjádřenou kategorií) a typem nosné konstrukce. Kromě uvažování působících sil vodního proudu (ve statickém výpočtu mostu) je nutno uvážit přiměřenou vodorovnou příčnou tuhost, způsob uložení, plynulost podhledu, ostrost a směrování hran, rychlé odvedení vod z konstrukce, možnost odstranění nenosných částí v povodňových situacích apod.

Závěrem bych chtěl zdůraznit znovu hledisko přiměřenosti, které vzhledem k jedinečnosti každého křížení s vodní překážkou v praktické i teoretické oblasti kolísá od jednoduchých výpočtů a malých mostních objektů po 3D počítačové simulace či modelový výzkum na velkých tocích a velkých mostech s obtížnými stavebními technologiemi.

Literatura:

[1] ČSN 73 6201:2008 Projektování mostních objektů, ČNI, 2008,

[2] TP Hydrotechnické posouzení mostních objektů na vodních tocích, VÚV, 2009 - předpokládané vydání.

Oprava mostu v km 1,707 trati Praha hl. n. – Praha Smíchov po mimořádné události

Ing. Libor Marek, TOP CON servis s.r.o.

Jednalo se o opravu mostu zasaženého požárem, který vznikl od zkratu elektrického vedení trakčního vedení tramvaje s ocelovou konstrukcí mostu při zaklínění kamionu pod mostem.

Všeobecné údaje o mostě

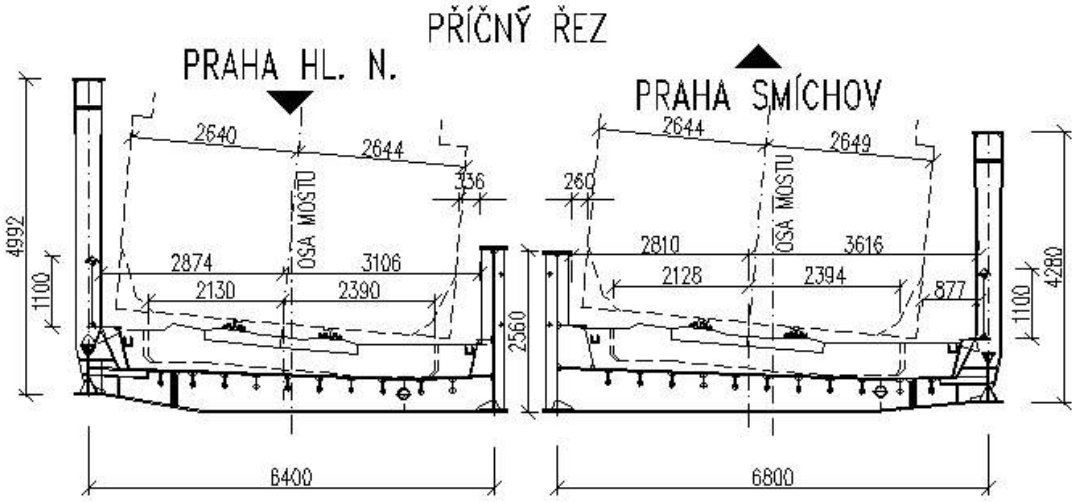
Tento most převádí dvoukolejnou elektrifikovanou trať Praha hl.n. – Praha Smíchov přes Bělehradskou ulici v Praze 2. V r. 2001 byl tento most přestavěn. Původní ocelové konstrukce s prvkovou mostovkou, byly nahrazeny konstrukcemi s průběžným kolejovým ložem pod každou z kolejí. Most je navržen pro zatížení vlakem ČSD T a prostorově splňuje MPP 2,5R. Přímým důsledkem požadavku mostovky s průběžným kolejovým ložem byla přirozeně i vyšší stavební výška mostu, ve srovnání s původními konstrukcemi s prvkovou mostovkou, proto byla zdvižena niveletu koleje na mostě o přibližně 0,50 m, s výběhy v potřebném rozsahu na obou předmostích. Pod mostem vedou dvě tramvajové koleje, obousměrná komunikace a chodníky. Rekonstrukcí byla zvýšena podjezdná výška pod mostem o 150 mm, odstraněny původní mezilehlé podpěry v chodnících a celý prostor pod mostem se tak rozšířil a získal na přehlednosti i z hlediska dopravy. Požadavku výrazného snížení hladiny hluku, působeného provozem na mostě, se podařilo úspěšně vyhovět použitím tlumící rohože, vložené mezi hydroizolaci mostovky a kolejové lože.

Obr. 1 Pohled na most

Popis mostní konstrukce

Pod každou kolejí je osazena samostatná ocelová svařovaná NK s dolní plechovou ortotropní mostovkou a průběžným kolejovým ložem. Každá z konstrukcí má dva hlavní nosníky o rozpětí 27,68 m. Ty jsou vůči sobě vzájemně posunuté, v důsledku šikmosti mostu. Vnější - obloukový se šikmými závěsy, vnitřní - plnostěnný I průřez s parabolickým zakřivením horního pasu. Je zde provedena zcela nekonvenční koncepce mostu s rozdílnými hlavními nosníky, kombinujícími v jedné konstrukci trám ztužený obloukem a v druhé plnostěnný nosník.

Každá z nosných konstrukcí je uložena prostřednictvím 6 elastomerových vyztužených ložisek. Na mostě je aplikována celoplošná membránová stříkaná hydroizolace v tl. 2x 1,5 mm. Odvodnění žlabu KL je zajištěno pomocí odvodňovačů, kterých je voda svedena pod mostovku a dále vodorovným a svislým potrubím do bahníkové šachty pod mostem. Na obou mostních konstrukcích jsou instalovány vodonepropustné mostní závěry typu 3W, s krycí deskou z nevodivého materiálu. Ocelové zábradlí, s výplní z plného polykarbonátu, funguje nejen jako bezpečnostní prvek, ale plní rovněž dílčí úlohu snížení hluku vyvolávaného železničním provozem. Štíty proti dotyku a podvlaky osazené v podhledu NK, plní funkci izolantu proti nebezpečnému dotyku s živými částmi trakčního vedení s OK. Železniční svršek je z užitého materiálu kolejnic tv. S49 s pružným upevněním na betonových pražcích SB8, kolej je bezstyková.



Obr. 2 Příčný řez

Mimořádná událost

Účelem opravy výše jmenovaného mostu byla havárie kamionu ze dne 4. 3. 2008, který uvízl pod mostem z důvodu nerespektování snížené podjezdné výšky na 3,2 m, stanovené svislou dopravní značkou. Při dotyku návěsu s živou trakcí napájení tramvají došlo ke zkratu na vedení s následným požárem. Ten zničil, mimo samotný návěs a převážené zboží na něm, odrazné desky dotyku trakčního vedení ve správě DP hl. m. Prahy a mostní vybavení.

Požár likvidovala jednotka Hasičského záchranného sboru hl. města Prahy, která se k požáru dostavila do 5 minut po jeho nahlášení.

Podrobnosti o požáru:

- plamenné hoření trvalo cca 15 min,
- teplota plamene se pohybovala v rozmezí 800^0 C – 1500^0 C,
- na návěsu kamionu hořela krycí plachta (plátno s nástřikem PVC), papírové obaly elektrospotřebičů a polystyren,
- požár hasila jednotka vodou z cisterny za vyloučení napětí v troleji pod mostem.

Bezprostředně po požáru byl vyměněn drát trolejového vedení a izolační desky mezi trolejí a mostem, aby mohl být obnoven tramvajový provoz.

Obr. 3 Požár pod mostem

Provedené průzkumy a měření na mostě po požáru

Okamžitě po požáru byla SDC Praha svolána schůzka za účelem prohlédnutí konstrukce a stanovení rozsahu vzniklých škod. Byly zjištěny tyto závady:

- Ocelové profily podvlaků, na kterých jsou upevněny izolační desky nad tramvajovou kolejí ve směru jízdy na Vinohrady, jsou viditelně poškozeny od působení vysoké teploty. Vykazují deformace a jsou zčernalé.
- Průrazka typu UPO výr.č. 4747, umístěná na vnější straně vnitřního hlavního nosníku konstrukce K01 na smíchovské straně, má vyčerpanou životnost.
- Plastmalta pod ložiskem 2-2 v konstrukci J02 na opěře O02 je poškozena. V úložném vyvýšeném bloku pod dolní ložiskovou deskou je vypálená dutina o rozměru 1x4 cm a hloubce 15 cm. Okolí dutiny je zčernalé, přilehlý beton a nátěr dolní ložiskové desky jeví známky poškození od působení velkého proudu, který tudy tekl do spodní stavby.

Obr. 4 Zplodiny hoření na podhledu OK

Obr. 5 Poškození betonu pod ložiskovým blokem

Obr. 6 Shořelý gumový profil MDZ

- Levá boční strana mostního závěru v konstrukci K01 nad opěrou O01 je poškozena v délce 380 + 620 cm. V uvedené délce chybí těsnící gumový profil, okolí MDZ je seškvařené a zčernalé. Horní krycí jaridová deska je zdeformována a oddělena od původního místa uložení. Rovněž jaridová deska na přilehlé boční části MDZ jeví známky poškození.

- Hydroizolace mostovky je v místě zničeného MDZ poškozena do vzdálenosti cca 15 cm na obě strany.
- Protikorozní ochrana OK je povrchově znečištěna vrstvou mastných sazí. Rozsah poškození bez omytí této vrstvy není možný stanovit.
- V kopané sondě v kolejovém loži vpravo od k.č.2 uprostřed rozpětí bylo po rozříznutí antivibrační rohože odhalena hydroizolace mostovky. Ta vykazovala pouze vizuální změnu zbarvení, z původní žluté do načervenalé barvy.
- Odhalené antivibrační rohože nevykazovaly známky poškození

Pracovníci Technické ústředny Českých drah provedli podrobnou (ing. Havelka) a mimořádnou prohlídku mostu (ing. Kůrka) se závěrem, že z důvodu provozuschopnosti a bezpečnosti drážní dopravy na mostě nebyly shledány žádné závady mající vliv na přechodnostní parametry.

Z hlediska ochrany před úrazem elektrickým proudem byly na mostě shledány podstatné závady a technický stav mostu je **havarijní**. Je nezbytné provést opatření, která zabrání podobné mimořádné události.

Klasifikace stavebního stavu objektu byla pro nosnou konstrukci, starou pouze 7 let, snížena na K2. Na spodní stavbě nebyly zjištěny nedostatky a klasifikace zůstává S1.

V souladu se závěry vizuální prohlídky byly provedeny další 2 kopané sondy v kolejišti k.č.1 a k.č.2, v předpokládaném místě maximálního hoření návěsu. Po odstranění a zapažení kolejového lože za provozu byla antivibrační rohož rozříznuta tak, aby bylo možné ji nadzvednout a prohlídnout hydroizolaci. V obou kopaných sondách byly objeveny puchýře na izolaci, které znamenají lokální poruchy vzniklé zahřátím mostovkového plechu. Sondy tudíž odhalily, že mostní izolace byla požárem lokálně poškozena.

Na mostní konstrukci provedla firma Jeku s.r.o. kontrolní měření elektrického izolačního odporu nosné konstrukce a spodní stavby se závěrem, že minimálně 2 místa (ložiska a polymermalty) jsou poškozena přeskokem zkratového proudu, který nastal přímým spojením trakčního vedení tramvaje s nosnou konstrukcí mostu. Zároveň je nutno ale objektivně konstatovat, že pokud došlo u některých dalších mostních ložisek k povrchovým svodům a popálení gumy nebo jednotlivým krátkodobým průrazům, nelze tyto vady zjistit ani odstranit žádným čistěním, či omytím. Je nezbytné je vyměnit a opravit.

Omezující faktory opravy a délky výluk

Traťový úsek Praha hl. n. – Praha Smíchov patří mezi velmi frekventované trati v Praze. Vzhledem k tomu, že se již připravovala rekonstrukce Vinohradského tunelu, bylo potřeba vzájemně koordinovat tuto stavbu s opravou mostu. Předpokládaná výluka byla stanovena pro každou kolej 9 dní na konci měsíce srpna.

Vyloučit provoz pod mostem bylo nezbytné na dobu opravy podhledu NK. Tramvajový provoz byl zcela vyloučen a místo něj byla zavedena náhradní autobusová doprava a objízdná trasa pro automobily v jednom směru. Provoz pěších byl omezeně zachován. Doba tohoto opatření trvala 10 dní.

Návrh opravy

Vzhledem k problémům s omezením provozu na i pod mostem, byla snaha provést opravu v co nejkratším termínu s cílem zajistit opětovnou bezpečnou ochranu před úrazem elektrickým proudem a navrátit stavebně-technický stav nosné konstrukce na K1.

Železniční svršek na mostním objektu

Pro opravu hydroizolačního systému a mostních závěrů bylo nezbytné odstranění železničního svršku na mostě včetně odbagrování kolejového lože. Kolejový rošt v délce cca 38,5 m tj. délka koleje na mostě + 5 m na obě strany byl vyjmut.

Oprava hydroizolace

Po snesení žel. svršku byly sundány antivibrační rohože. Byla provedena celková prohlídka hydroizolace a v určených místech byla provedena oprava.

Oprava odvodnění mostovky

Odvodnění žlabu KL je provedeno pomocí odvodňovačů pomocí kterých je voda svedena pod mostovku svislými nátoky, které jsou zaústěny do podélného potrubí. Sběrná trubka je vedena kruhovými prostupy ve stěnách příčníků. Vzhledem k tomu, že odvodnění bylo dodáno jako ucelený systém včetně všech odboček, čistících kusů a spojek, byla požadována odborná demontáž, očištění všech součástí, odstranění gumového těsnění a po provedení omytí OK resp. opravě PKO zpětná montáž včetně nových těsnění spojů dílců.

Obr. 8 Snášení antivibračních rohoží

Obr. 9 Prořezání puchýřů v hydroizolaci

Obr. 10 Lokální oprava hydroizolace

Oprava plastbetonových podložiskových vrstev a ložisek

Každá z nosných konstrukcí je uložena prostřednictvím 6 vyztužených elastomerových ložisek EUROFLEX (Reisner&Wolff) – typ 1/4. Všechna ložiska jsou kotvena do úložných prahů spodní stavby trny, které jsou součástí dolních ložiskových desek. Ložiska včetně kotevních trnů byla uložena do vrstvy plastmalty min. tl. 10 mm. Po odstranění žel.svršku z mostu byla OK zvednuta o cca 0,2 m a elastomerové podložiskové bloky byly vyjmuty. Na zbylých částech ložisek – ocelové desky, zabetonovaných do podložiskových bloků na opěrách bylo provedeno měření bludných proudů. Plasbetony, které nesplňovaly požadovaný odpor, byly odbourány tak, aby došlo k uvolnění dolní části podložiskové ocelové desky včetně trnů. Betonový blok byl opět vybetonován z vysokopevnostního betonu s otvory pro zakotvení podložiskových trnů. Podložisková deska byla opatřeny novým PKO a osazena do nových plastbetonových vrstev. Po vytvrdnutí plastbetonu byla OK spuštěna zpět do původní polohy. Nové elastomerové bloky byly vloženy do ocelových klecí ložisek.

Oprava dilatačních závěrů

Pro umožnění dilatačních pohybů a zajištěni vodotěsnosti spár jsou na obou koncích mostu osazeny mostní závěry, které jsou provedeny vždy v celé šířce žlabu KL tak, aby kopíroval povrch jeho příčného řezu. Gumový profil je chráněn proti vnikání štěrku a nečistot krycí deskou z nevodivého materiálu. Profil tvaru F na straně NK je přivařen přímo k čelnímu plechu ocelové mostovky. Gumový profil spáleného MDZ RW80 byl vyměněn včetně opravy PKO ocelových částí závěru. Vzhledem k tomu, že se nedalo naprosto přesně určit, zda zbylé gumové profily MDZ jsou v pořádku, bylo předepsána rovněž jejich výměna.

Desky proti dotyku trakčního vedení s mostem a jeho nosný rošt

Pro omytí konstrukce v podhledu a aplikaci PKO se musely všechny prvky, které zakrývají podhled OK odstranit. Šlo zejména o desky proti dotyku, které brání spojení živé trakce tramvaje s ocelovou konstrukci a nosný ocelový rošt, který tyto desky nese. Vzhledem k tomu, že desky byly těsně po požáru již vyměněny, byly opětovně použity.

Oprava protikorozního nátěru

Původní nátěry PKO byly stanoveny pro stupeň korozní agresivity atmosféry C4 s barevným odstínem DB 603 (lahvově zelená), pro vrchní nátěr ostatní konstrukce a vnitřní části hl. nosníku barevný odstín DB 702 (šedá). Po odstranění desek a kotevního roštu se přistoupilo k celkovému omytí podhledu a boků ocelové konstrukce. Vzhledem k tomu, že na povrchu byly značné zplodiny po požáru, bylo nutné nakonec použit tlakovou vodu s bodovou tryskou, která byla schopna nečistoty odstranit natolik, že byl vytvořen požadovaný podklad pro provedení opravy PKO. Po omytí OK byla provedena podrobná vizuální prohlídka poškození PKO, která stanovila rozsah a variantu opravy.

- Var. I – oprava horní polyuretanové vrstvy,
- Var. II – oprava horní polyuretanové vrstvy a epoxidových mezivrstev,
- Var. III – poškození PKO až na kov, bude proveden celý systém PKO pro opravu.

Obr. 11 Výměna gumového profilu MDZ

Obr. 12 Tlakové omytí zplodin po hoření z OK

Obr. 13 Odbourání podložiskového bloku

Tlumící rohož

Pro snížení akustického hluku, šířícího se ze železničního provozu, byla do celého příčného profilu žlabu KL vložena tlumící rohož firmy Phoenix AG. Po snesení železničního svršku a omytí rohoží byl potvrzen předpoklad, že rohože jsou v dobrém stavu a že požárem nebyly ovlivněny vyjma části u spálené gumy MDZ.

Statická zatěžovací zkouška

Vzhledem k tomu, že konstrukce byla vystavena mimořádným účinkům od teploty, na které není dimenzována ani ochráněna, bylo předepsáno po opravě provedení statické zatěžovací zkoušky. Ta ověřila způsobilost dalšího použití v trati bez omezení.

Závěr

Nerespektování dopravních značek může přivodit i takovouhle událost, která ve svém důsledku představuje nemalé finanční prostředky k její nápravě. V tomto případě se jednalo o částku cca 7 mil. Kč, a to nebyly uplatněny náhrady za výluky na trati, protože oprava byla provedena v době rekonstrukce Vinohradského tunelu, při které byla trať vyloučena. Tato mimořádná událost byla uhrazena z pojistky vlastníka kamionu.

Hlavními účastníky opravy mostu byli správce mostu SŽDC s.o., SDC Praha, projektant TOPCON servis s.r.o. a zhotovitel Chládek a Tintěra Pardubice, a.s.

Projektování a výstavba železničních mostů – schvalování, přejímky, uvádění do provozu

Ing. Václav Podlipný,
SŽDC, s. o., Odbor traťového hospodářství, Oddělení železničních mostů a tunelů

V roce 2008 došlo k významným změnám v organizaci a fungování železniční infrastruktury včetně těch jejích částí, které se týkají oblasti železničních mostních objektů. Sborníková část příspěvku je věnována seznámení odborné mostařské veřejnosti s těmito změnami. Vystoupení na konferenci pak bude věnováno i některým zkušenostem se současným projektováním a realizací mostů z pohledu pracovníků Ř SŽDC provádějících schvalování projektové a výrobní dokumentace, přejímání stavebních prací a uvádění mostů do provozu.

Organizační změny v oblasti železniční infrastruktury

Do konce roku 2002 byly veškeré činnosti spojené s organizací a zajišťováním železniční dopravy v gesci Českých drah a.s. K významné změně došlo od 1. 1. 2003, kdy na základě zákona č. 77/2002 Sb. (tj. Zákona o akciové společnosti České dráhy, státní organizaci Správa železniční dopravní cesty a o změně zákona č. 266/1994 Sb.), došlo k částečnému oddělení funkce provozovatele dráhy a vlastníka dráhy. Vlastníkem rozhodující části železniční infrastruktury je v současné době stát, který od 1. 1. 2003 pověřil spravováním svého majetku Správu železniční dopravní cesty, státní organizaci (dále jen SŽDC). Současně s tímto pověřením však nedošlo k převodu důležitých pracovních kapacit zajišťujících provozuschopnost dráhy od ČD k SŽDC. Tyto činnosti nadále (stejně jako před rokem 2003) zajišťovaly České dráhy, tentokrát však již na základě tzv. tříleté smlouvy uzavřené mezi ČD, a.s. a SŽDC. Od roku 2006 pak začala běžet již druhá tříletá smlouva. V tomto období již probíhalo částečné převádění dílčích činností souvisících s provozuschopností od ČD k SŽDC doprovázené přechody příslušných pracovníků. Zcela jistě se nejednalo o ideální stav, neboť tytéž činnosti nebo činnosti obdobné, byly ve větší či menší míře zajišťovány pracovníky obou organizací.

Zásadní změna pak nastala 1. 7. 2008, kdy došlo na základě usnesení vlády České republiky č. 848 ze dne 27. 7. 2007 a zákona 179/2008 Sb., kterým se mění zákon č. 77/2002 Sb. O akciové společnosti České dráhy, státní organizaci Správa železniční dopravní cesty a o změně zákona č. 266/1994 Sb. o drahách ve znění pozdějších předpisů a zákona č. 77/1997 Sb. o státním podniku ve znění pozdějších předpisů k převodu funkce provozovatele dráhy celostátní a drah regionálních v majetku České republiky, kterou do té doby zajišťovala ČD, a.s. na Správu železniční dopravní cesty, státní organizaci (SŽDC). Přeloženo do srozumitelnější řeči, došlo k tomuto datu k převodu všech 13 Správ dopravní cesty (SDC) od ČD k SŽDC. Zároveň došlo i k převodu části pracovníků Generálního ředitelství ČD na ředitelství SŽDC včetně pracovníků Odboru stavebního a provozu infrastruktury (O13). Tak velký přesun majetku, kompetencí, činností, … si zákonitě vyžádal změnu organizačního schématu SŽDC. V této době platné schéma je uvedeno na konci tohoto příspěvku.

Ve vztahu ke zhotovitelům a dodavatelům železničních mostních objektů jsou důležité především tři úseky:

- úsek provozuschopnosti dráhy, kam spadají Správy dopravní cesty, jejichž součástí jsou Správy mostů a tunelů,
- úsek modernizace dráhy, pod který jsou zařazeny Stavební správy,
- úsek technický, ve kterém je jedním z odborů Odbor traťového hospodářství, který dále v sobě zahrnuje oddělení železničních mostů a tunelů.

Platné dokumenty a předpisy SŽDC

V souvislosti s převodem provozovatele dráhy byla do soustavy dokumentů a předpisů (DAP) SŽDC převzata celá řada technických norem a předpisů (TNP) ČD, které jsou nyní v gesci Odboru traťového hospodářství (OTH) ředitelství SŽDC. Současně byly spolu s výše uvedenými předpisy, služebními rukověťmi a technickými normami železnic převzaty také veškeré související obecné technické podmínky, vzorové listy, technické normálie, výkresy ověřovaných konstrukcí, technické podmínky dodací a související výnosy platné ke dni převodu funkce provozovatele dráhy.

Převzaté DAP budou do doby jejich změny nebo novelizace označovány v souladu s předpisem SŽDC N1 tak, že za zkratku SŽDC se v závorce uvede zkratka ČD (u starších předpisů ČSD) a pak následuje označení řady a číslo DAP, například SŽDC (ČD) S 3/3.

Ve všech výše uvedených dokumentech se do doby jejich změny nebo novelizace odkazy na ČD, ČSD nebo FMD chápou jako odkazy na SŽDC. Kompetence svěřené těmito dokumenty O13, S13, S7/STAV (tedy bývalé službě, odboru, sekci FMD, Správ drah, ÚŘ ČSD, GŘ ČD a DDC) se chápou jako kompetence svěřené Odboru traťového hospodářství ředitelství SŽDC (SŽDC OTH). Výkon ověřování jakosti, pokud je v těchto dokumentech zakotven bez bližšího upřesnění, zajišťuje od 1. 7. 2008 SŽDC TÚDC ÚTAB OJM.

Uvedené DAP SŽDC jsou závazné pro všechny věcně příslušné organizační složky SŽDC, které zajišťují předpisové, správcovské, stavební, kontrolní údržbové, opravné nebo jakékoliv jiné činnosti na železničním svršku, železničním spodku, mostech tunelech a budovách. Na základě smluvního vztahu jsou tyto DAP SŽDC závazné rovněž pro provozovatele železničních drah v majetku České republiky, se kterými má právo hospodařit Správa železniční dopravní cesty, a pro externí zhotovitele projekčních, stavebních, údržbových a opravných prací a kontrol na železničním svršku, železničním spodku, mostech, tunelech a budovách.

Informace o platnosti DAP SŽDC jsou zveřejněny na internetových stránkách www.szdc.cz v záložce „Činnost SŽDC – Soubory ke stažení“. Oznámení o změnách, novelizacích nebo vydání nového DAP SŽDC se uveřejňují ve věstníku Dopravy. Po digitalizaci budou jednotlivé dokumenty zařazeny rovněž do archivu typové dokumentace přístupného pro interní potřebu SŽDC a provozovatelů drah na intranetové adrese http://typdok.tudc.cz.

Distribuci DAP SŽDC v gesci OTH zajišťuje:

SŽDC, Technická ústředna dopravní cesty

Úsek automatizační a telekomunikační techniky

Dokumentace a systémová podpora

Oddělení typové dokumentace

Nerudova 1

772 58 Olomouc

(tel. 972 741 290, e-mail: typdok@tudc.cz)

Na této adrese mohou DAP SŽDC v gesci OTH objednávat jak organizační složky SŽDC a provozovatelů drah, tak ostatní organizace a zájemci. Informace o platných DAP SŽDC v gesci OTH a jejich distribuci je možno získat také na již zmíněné internetové adrese http://typdok.tudc.cz.

Základní dokumenty pro projektování a provádění mostů

Dokumentů vztahujících se k projektování a provádění mostů je celá řada.

Z hlediska projektování je základním dokumentem, který stanovuje požadavky na projektovou dokumentaci zpracovávanou pro SŽDC:

Směrnice generálního ředitele SŽDC č. 11/2006 – Dokumentace pro přípravu staveb na železničních drahách celostátních a regionálních (účinnost od 30. června 2006)

Uvedená směrnice nahradila dříve platné OTP ČD s.o. pro dokumentaci železničních mostních objektů (účinnost od 29. června 2000).

Směrnice se nevztahuje pouze k projektování mostních objektů, ale k projektování na železnici obecně. Lze však říci, že problematika projektování mostů patří mezi oblasti nejpodrobněji zpracované. Vlastní směrnice je dokumentem poměrně subtilním o rozsahu deseti stran. Obsah jednotlivých projekčních stupňů používaných na železnici je pak uveden v pěti samostatně oddělitelných přílohách:

- Příloha č. 1 – Přípravná dokumentace (PD)
- Příloha č. 2 – Projekt (P)
- Příloha č. 3 – Projektové souhrnné řešení (PSŘ)
- Příloha č. 4 – Dopracování projektového souhrnného řešení (DPSŘ)
- Příloha č. 5 – Dokumentace dodavatele (DD)

Směrnice neřeší zpracování „Dokumentace skutečného provedení“. Pro její zpracování lze přiměřeně využít OTP pro dokumentaci železničních mostních objektů, přílohu č. 12.

Pro realizaci mostních objektů lze zcela jistě za základní dokument považovat:

Technické kvalitativní podmínky staveb státních drah

Nahradily Technické a kvalitativní podmínky staveb Českých drah, ze kterých vzešly. Obdobně jako výše uvedená směrnice pro projektování i TKP staveb státních drah pokrývají celou širokou oblast stavební činnosti na železnici. Tomu odpovídá i uspořádání, kde kromě kapitoly č. 1 – „Všeobecně“ (obsahující, jak název napovídá, všeobecné zásady, pravidla a podmínky, platné pro veškeré práce na železnici), jsou v kapitolách 2 až 32 uvedeny (v členění dle jednotlivých konstrukčních prvků železničních tratí, rozhodujících činností a materiálů) požadavky na kvalitu stavebních materiálů, technologické postupy a provádění prací, dodávky a skladování materiálů, průkazní a kontrolní zkoušky, záruky, klimatická omezení, odsouhlasení a převzetí prací atd.

Technické a kvalitativní podmínky staveb státních drah (TKP) jsou dle potřeby aktualizovány. V současné době je v platnosti „Třetí – aktualizované vydání“ z roku 2000. V období mezi aktualizacemi dochází k dílčím úpravám zahrnujícím vždy jen některé z kapitol a vydávaným jako „Změna“. K „Třetímu – aktualizovanému vydání“ bylo do dnešního dne vydáno 6 změn. Poslední „Změna č. 6“ s účinností od 1. 7. 2008 se týkala kapitol č. 1, 3, 4, 5, 6, 8, 9, 10, 12, 13 a 19.

Z mostařského hlediska je důležitá především změna kapitoly č. 19 – Ocelové mosty a konstrukce.

Navazující dokumenty pro projektování a provádění mostů

Dokumentů vztahujících se k projektování a provádění mostních objektů je celá řada a nemusí se jednat o objekty jako celek, ale třeba jen jejich některé důležité části.

Dále jsou jako příklad uvedeny dokumenty, předpisy, normy apod., vztahující se k návrhu a realizaci systémů vodotěsné izolace na železničních mostních objektech ve správě SŽDC. Obdobně by bylo možno uvést dokumenty zabývající se oblastí nátěrových systémů, ocelových konstrukcí, betonových konstrukcí, spřažených ocelobetonových konstrukcí, ložisek, mostních závěrů, železničního spodku a svršku atd. V případě nejasností a pochybností je vhodné, aby se projektanti, zhotovitelé či cizí investoři podílející se na výstavbě železničních mostů, a obdobně i dalších částí železniční infrastruktury, včas informovali například u pracovníků Ř SŽDC Odboru traťového hospodářství. Dále jsou připojeny některé z dokumentů, které se týkají systémů vodotěsných izolací.

TNŽ 73 6280 Navrhování a provádění vodotěsných izolací železničních mostních objektů

V této normě jsou stanoveny technické požadavky a podmínky pro jednotlivé součásti izolačního souvrství:

- podkladní konstrukce (betonová, ocelová, zhutněná přesypávka),
- přípravná vrstva,
- vodotěsná vrstva,
- ochranná vrstva.

V normě jsou dále stanoveny požadavky na zkoušení, kontrolu a přejímání izolačních systémů. Jsou zde stanoveny podmínky pro kontrolní zkoušky podkladní konstrukce (pevnost v tahu povrchových vrstev a přilnavost k podkladnímu betonu, pevnost v tlaku betonové podkladní konstrukce, nerovnost povrchu, zkouška makrotextury povrchu pískem, vlhkost podkladní konstrukce, míra zhutnění přesypávky, stupeň přípravy povrchu ocelové konstrukce). Způsoby kontroly přípravné vrstvy (celistvost a rovnoměrnost nátěru a celková spotřeba). Kontrola vodotěsné vrstvy v závislosti na použitém systému (pásy, fólie, bezešvé izolace).

Obecné technické podmínky SŽDC (ČD) pro systémy vodotěsných izolací na mostních objektech

V tomto materiálu je stanoven postup při ověřování vhodnosti SVI pro mostní objekty SŽDC. Požadavky SŽDC na materiály a výrobky – zkoušky, které předepisuje TNŽ 73 6280. Jsou zde podmínky pro vypracování Technických podmínek dodacích (+ ověřovací stavby). Uvedeny jsou náležitosti závěrečného protokolu + vzor Osvědčení o shodě systému vodotěsné izolace s podmínkami SŽDC.

Technické podmínky dodací

Zpracovává je dodavatel izolačního systému dle OTP. Obsahují mimo jiné řešení typických detailů obvykle se vyskytujících na mostních konstrukcích. Řešení těchto detailů se pak využívá při zpracování technologických postupů konkrétních staveb.

Osvědčení systému vodotěsné izolace

Osvědčení pro schválené systémy vodotěsných izolací železničních mostních objektů na základě úspěšného ověřovacího řízení vydává SŽDC OTH. V současné době jsou platná i osvědčení vydaná ČD GŘ O13 či SŽDC Oborem provozuschopnosti. Seznam schválených SVI je pravidelně uveřejňován ve zpravodaji „Železniční mosty a tunely“, který vydává SŽDC OTH OMT. Naposledy byl seznam uveřejněn v čísle 7/2008. Seznam je rovněž uveřejňován na internetové stránce www.mosty.cz

Rekonstrukce mostu na III. tranzitním železničním koridoru v úseku Stříbro – Plzeň ze systému Matière®

Pavel Bulejko, Rastislav Schreiber, ABM Mosty s.r.o., člen skupiny ABM Europe

Příspěvek popisuje rekonstrukci starého kamenného obloukového železničního mostu za použití Matière® přesýpaných subtilních železobetonových systémů poprvé na koridorové stavbě v České republice.

Úvod

Skupina ABM Europe navrhuje, vyrábí a montuje železobetonové tenkostěnné systémy Matière již téměř 15 let. Za tu dobu jsme zhotovili přes 450 těchto přesýpaných objektů obloukového (Modularch) i rámového (Opti-Cadre) tvaru. V létě roku 2006 byla založena divize pro středoevropský region ABM Mosty která o rok později navrhla a zhotovila první Matière objekt v České republice – železniční most u Strakonic. V roce 2007 přibyl druhý mostní objekt, o kterém si povíme více. V současné době pracujeme na projektech hned pěti subtilních velkorozponových dvouklenbových mostních konstrukcí pro pražský silniční okruh pro převedení biokoridorů a také několik menších objektů v Čechách, na Slovensku a v Polsku, jako např. kolektory, podchody atd.

Popis stávajícího mostu

Původní železniční most poblíž železniční stanice Přovany na trati Plzeň – Stříbro v žkm 374,010 byl zhotoven kolem roku 1885.

Obr. 1 Původní 120 let starý mostní objekt před zahájením prací

Most byl o jednom poli světlé šířky 3,8 m. Nosná konstrukce byla tvořena masivními kamennými opěrami a kamennou 600 mm silnou polokruhovou klenbou. Na mostě

širokém cca 4,7 m byly na obou stranách 600mm široké kamenné římsy, dodatečně nabetonované a osazené zábradlím. Křídla byla z kameninového zdiva odkloněná od osy trati o 70°. Volná průjezdná výška v ose mostu byla kolem 2,6 m. Most měl být dle původního návrhu sanován. Předchozí poslední sanace proběhla v roce 1985, tedy zhruba po 100 letech životnosti objektu. Při zahájení akce na počátku roku 2008 proběhla diskuze o smyslu další rekonstrukce nyní již cca 120 let starého objektu. Vzhledem k rozsahu prací, výhledu do budoucna a vzhledem k aktuálnímu kritickému stavu stávající NK mostu (po 20-ti letech od poslední rekonstrukce) bylo v lednu operativně rozhodnuto o kompletní náhradě mostu. Bylo potřeba nalézt rychlé řešení, které by neomezovalo průběh stavebních prací a proto byla zvolena cesta prefabrikace k maximálnímu urychlení stavebního procesu.

Nové řešení rekonstrukce

Na základě dobrých zkušeností se stavbou u Strakonic se investor a zhotovitel znovu rozhodli pro osvědčený železobetonový subtilní přesýpaný systém Matière Modularch CM4. Z několika předložených tvarových návrhů (standardní nabídka profilů obloukového systému se pohybuje kolem 200 variant/velikostí) byla nakonec vybrána jako nejvhodnější náhrada původního mostu prefabrikovaná konstrukce obloukového tvaru Matière CM4 15 m² x 20 m².

Obr. 2 Montáž prvního prstence z celkového počtu čtyř

Projektantovi (SUDOP PRAHA a VIN Consult) zajisté pomohla skutečnost, že součástí dodávky ABM je i výrobní dokumentace včetně statického návrhu, což pomohlo urychlit proces zpracování projektové dokumentace. Zhotovitel pak zejména ocenil výhody prefabrikace, díky níž bylo možno pohodlně, bez závislosti na rozmarech jarního počasí, vyrobit všechny dílce mimo stavbu bez rizika případných problémů realizace variantou in-situ a tím ohrožení termínů stavby. Nosná konstrukce systému Matière CM4 se skládá ze dvou zakřivených bočních dílců se základovou patkou a jednoho

dílce vrchlíkového. Tyto tři dílce smontované dohromady tvoří tzv. prstenec, jehož šíře je 2,5 m. Nový most u Pňovan se skládá ze 4 takových prstenců. Pro ukončení tubusu bylo navrženo tradiční zakončení těchto systémů, jenž představují zkosené boční prefabrikované dílce tvořící kolmé křídla (viz obr. 3). Zajímavostí je prefabrikovaná římsa klenbového dílce, která je součástí krajních prstenců, do které je kotvené esteticky dobře působící obloukové zábradlí. Celý objekt je tak, kromě podkladního betonu, kompletně prefabrikovanou prostě vyztuženou smontovanou flexibilní (tedy staticky spolupůsobící se zásypem) konstrukcí.

Průběh výstavby

Rekonstrukce mostu probíhala během akce s názvem Optimalizace tratě Plzeň – Stříbro, při níž byla stanovena dlouhodobá výluka. Demontáž koleje a lože, zhotovení zářezu a zbourání původního mostu bylo, v dnešní době moderních těžkých strojů, otázkou několika málo hodin. Následovalo dočištění základové spáry a vybetonování podkladního betonu. Tato činnost byla zhotovena objednatelem, firmou Skanska DS.

Obr. 3 Po osmi hodinách je objekt smontován, okamžitě připraven na izolace

Firma ABM Mosty pak vybudovala nosnou konstrukci stylem „na klíč“, tj. zajistila výrobní dokumentaci prefabrikátů klenbového systému, výrobu těchto prefabrikátů, jejich dopravu na stavbu a montáž objektu. Samotnou montáž komplikovalo vlhké počasí. Lesní a staveništní cesty se staly nesjízdné pro těžké návěsy. Náročnost lesního terénu okolí nádrže Hracholusky v aprílovém počasí si vyžádala nutnost překládat dílce z návěsů v blízké stanici Pňovany na dvě terénní vozidla, které kyvadlově dopravovaly prefabrikované dílce o hmotnosti až 12 tun na místo montáže vzdálené asi 2,5 km od místa překládky. I přes tyto náročné komplikace byla nosná konstrukce smontována během pouhé jedné pracovní doby, což je standardní doba pro běžný mostní objekt tohoto rozsahu. Další práce opět prováděl objednatel. Objekt byl ihned po smontování připraven k pokládce hydroizolací a následně mohl být okamžitě

zasypán. Objekt byl zprvu využíván pro staveništní komunikaci, která probíhala po pláni. Následně bylo v souladu s harmonogramem zhotoveno kolejové lože, montáž koleje a podbíjení. Objekt je smontován ze systému CM4 15 m² x 20 m², má rozpětí 6 m, světlou výšku 3,5 m v ose objektu a je široký 10,0 m. Křídla jsou svahována 1,25:1 a jsou tedy obložena kamenem.

Obr. 4 Kompletně hotový most

Závěr

Nový mostní objekt na trati Plzeň – Stříbro v žkm 374,010 je vůbec prvním použitím tohoto celosvětově rozšířeného systému na mezinárodní koridorové trati v České republice. Použitím osvědčeného, spolehlivého materiálu se zaručenou životností – kvalitní prostě vyztužený železobeton C45/55 s nom. krytím výztuže 40 mm – získal investor, potažmo správce objektu, kompletně nový a bezúdržbový most namísto původně plánovaného rekonstruovaného mostu z konce předminulého(!) století, kde by jistě hrozily další nečekané investice během několika málo příštích let. Použité konstrukční řešení objektu opět potvrdilo výhody prefabrikovaných železobetonových systémů, tj. bezkonkurenční rychlost výstavby, vysokou přesnost dílců (jsou vyráběna v ocelovém bednění mimo stavbu) a zaručenou kvalitu betonu (certifikované prefa výrobny, krátká dopravní cesta betonu). V případě systémů Matière jde ještě navíc o úsporu finanční díky interakci se zásypovým tělesem (subtilní konstrukce) a výhodou je také eliminace pomocné skruže či lešení. Nový obloukový most u Pňovan působí jako důstojný nástupce svého 120 let starého předchůdce a dokazuje, že zvolené řešení bylo bezesporu vhodnější než sanace starého a přesluhujícího mostu. Je zřejmé, že tato technologie má, díky rychlé výstavbě, velký potenciál využití pro dosluhující železniční objekty v Čechách a na Slovensku, kterých je několik stovek. Zajímavá je také možnost zhotovení kompletního nového objektu touto metodou během výluky pouhých 48 hodin, avšak za předpokladu nasazení třísměnného provozu.

Integrální most Žichlínek

Ing. Pavel Novák, SŽDC, s. o., SDC Pardubice
Ing. Roman Šafář, Stavební fakulta ČVUT v Praze

V roce 2007 byl v km 20,175 trati Česká Třebová – Olomouc v rámci realizace stavby „Moravská Sázava, poldr Žichlínek“ vybudován inundační železniční most, který je zřejmě prvním integrálním železničním mostem na území České republiky. Vzhledem k této skutečnosti byl na mostě zahájen dlouhodobý monitoring, který probíhá ještě v současné době.

Obr. 1 Celkový pohled na nový most

Integrální mosty

Koncepce integrálních mostů představuje moderní řešení pro mosty krátkého a středního rozpětí, umožňující návrh a výstavbu spolehlivých a hospodárných konstrukcí s nízkými nároky na údržbu během doby jejich životnosti. Vzhledem k jejich přednostem jsou integrální mosty stále více rozšířené v řadě zemí světa.

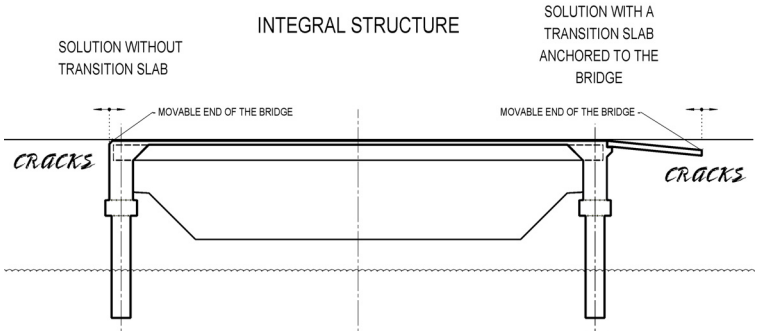
Integrální mosty mají obvykle hlavní nosnou konstrukci vetknutou do koncových podpěr (i do mezilehlých podpěr v případě mostů o více polích). Konstrukce je obklopena spolupůsobícím zemním prostředím a je založena buď plošně, nebo na flexibilních pilotových základech. V některých případech je nosná konstrukce na koncových opěrách uložena pomocí ložisek. Podle této skutečnosti se integrální mosty dělí na dvě základní skupiny:

- plně integrální mosty, které nemají ani mostní závěry, ani ložiska (*obr. 2*),
- semi-integrální mosty, které nemají mostní závěry, ale mají ložiska (*obr.3*).

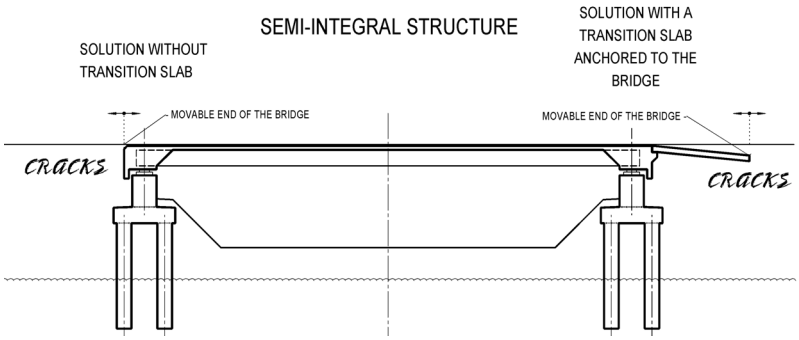
U integrovaných mostních konstrukcí lze očekávat především následující výhody:

- nižší počáteční náklady – konstrukce není vybavena mostními závěry a obvykle ani ložisky, dále konstrukce vzhledem k rámovému působení umožňuje dosáhnout příznivějšího rozdělení vnitřních sil v provozním stavu i na mezi únosnosti,
- větší trvanlivost, delší životnost a nižší potřeba i náklady na údržbu – opět zejména proto, že konstrukce neobsahuje na údržbu náročné části, jako jsou mostní ložiska a mostní závěry,
- jednodušší a rychlejší postup výstavby – odpadá náročné a přesné osazení mostních ložisek a dilatačních závěrů s nutností dodržení přísných tolerancí,

- u konstrukcí o více polích je možné navrhnout relativně kratší krajní pole, resp. relativně delší vnitřní pole, protože případné tahové reakce na koncové podpěry jsou eliminovány vlastní tíhou těchto podpěr,
- větší bezpečnost proti přetížení, protože rámové konstrukce umožňují rozsáhlejší redistribuci vnitřních sil na mezi únosnosti.



Obr. 2 Základní uspořádání plně integrálního mostu (na pozemní komunikaci - vlevo bez přechodové desky, vpravo s přechodovou deskou)



Obr. 3 Základní uspořádání semi-integrálního mostu (na pozemní komunikaci - vlevo bez přechodové desky, vpravo s přechodovou deskou)

Cena, kterou platíme za výhody integrálních konstrukcí, je náročnější a nákladnější řešení a dosud i údržba přechodových oblastí, ohrožených poklesy, trhlinami ve vozovce apod. Tyto problémy se však týkají především mostů na pozemních komunikacích (řešení bylo navrženo například v [1]); u železničních mostů s průběžným kolejovým ložem bývají uvedené problémy podstatně méně závažné.

Celková koncepce mostu

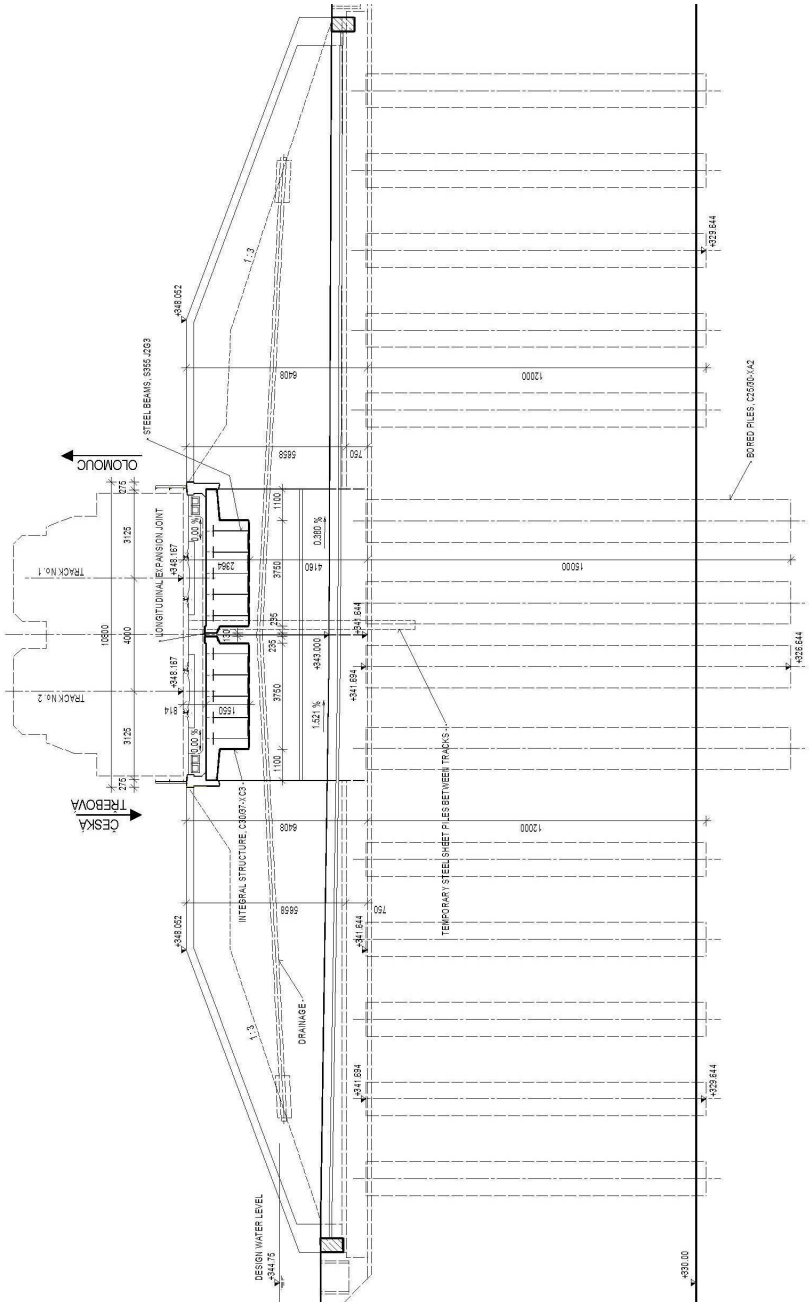
U obce Žichlínek nedaleko České Třebové byla v důsledku povodní v letech 2002 a 2004 navržena záchytná nádrž – poldr, jejíž součástí je i nový inundační železniční most. Poldr i železniční mosty byl realizován v roce 2007.

Mezi základními principy, které byly při návrhu uvažovány, byla snaha o realizaci konstrukce bezpečné a spolehlivé, umožňující rychlou a snadnou výstavbu na provozované trati, s rozumnými investičními náklady a – v neposlední řadě – realizace konstrukce s dlouhou životností a minimálními nároky na údržbu. Výsledkem těchto úvah byl návrh mostu s integrální konstrukcí.

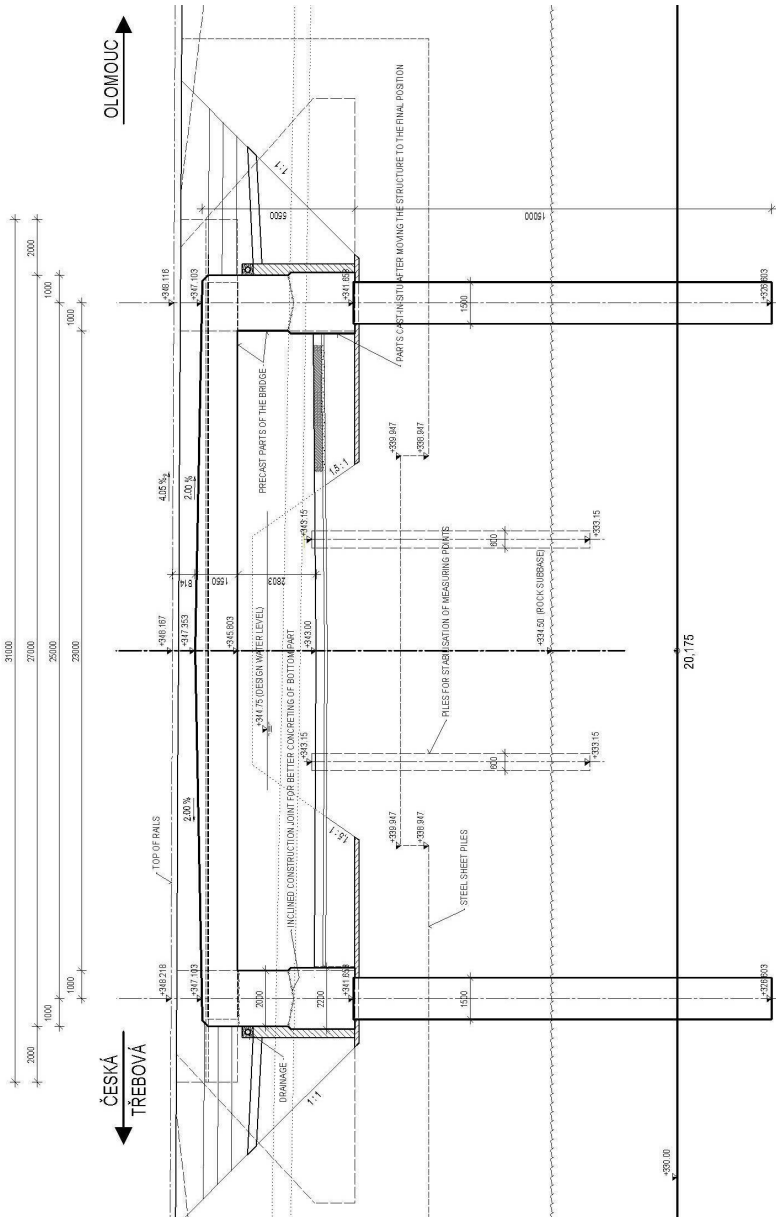
Most je situován na dvoukolejné železniční trati a je rozdělen podélnou dilatační spárou na dvě samostatné konstrukce. Kromě výše uvedených požadavků ovlivnily koncepci mostu rovněž náročné základové poměry s plastickými jíly pod základy a z toho vyplývající nutnost hlubinného založení.

Nosná konstrukce

Most má integrální konstrukci o světlé šířce 23 m a světlé výšce 2,8 m. Hlavní nosnou konstrukci tvoří spřažená deska se zabetonovanými ocelovými nosníky o teoretickém rozpětí mezi osami podpěr 25 m. V každé ze dvou souběžných nosných konstrukcí je 5 ocelových svařovaných nosníků výšky 1,1 m. Nosníky jsou z oceli S355 J2G3, beton je třídy C30/37-XC3. Protože rozpětí i statický systém konstrukce vybočuje z mezí daných MVL 511, jsou pro spřažení ocelové a betonové části konstrukce navržené spřahovací trny s hlavou.



Obr. 4 Příčný řez



Obr. 5 Podélný řez

Povrch nosné konstrukce má příčný sklon nulový, podélný sklon je střechovitý (za opěry) 2%. Výška nosné konstrukce uprostřed rozpětí je potom 1,55 m, výška nosné konstrukce v ose uložení na podpěry je 1,3 m. Konstrukce byla navržena podle tzv. Eurokódů (norem řady ENV1990 až 1994) a MVL 511. Příčný řez je na obr. 4, podélný řez je na obr. 5.

Spodní stavba a založení

Hlavní nosná konstrukce je rámově spojená se spodní stavbou. Spodní stavbu tvoří rámové stojky tl. 2,0 m (horní část), resp. 2,2 m (dolní část). Vzhledem k použitému postupu výstavby (viz následující kapitola) je mezi dolní a horní částí stojky pracovní spára.

Každá stojka každé ze dvou souběžných konstrukcí je založena na dvou vrtaných velkoprůměrových pilotách průměru 1,5 m a délky 15 m, opřených o skalní podloží (zvětralé a navětralé slínovce) v hloubce přibližně 10 m pod terénem.

Postup výstavby

Postup výstavby byl významně ovlivněn skutečností, že most se nachází na důležité železniční trati s hustým provozem. Bylo uvažováno několik variant výstavby mostu – dočasná přeložka trati, použití mostního provizoria, výstavba konstrukce na místě po polovinách za jednokolejných výluk i realizace konstrukce (resp. její převážné části) mimo drážní těleso a její příčný zásun do definitivní polohy.

Pro realizaci byla nakonec zvolena poslední varianta. Bylo však nutné rovněž vyřešit problém nutného hlubinného založení konstrukce a provázání výztuže pilot do výztuže rámových stojek po příčném přesunu rámové konstrukce do definitivní polohy.

Výstavba mostu probíhala následujícím postupem:

- mimo drážní těleso byla připravena část rámové konstrukce, která zahrnovala spraženou desku se zabetonovanými nosníky a horní části rámových stojek, včetně stříkané hydroizolace,
- mezi kolejemi byla zřízena podélná pažící štětovnicová stěna,
- byly provedeny výkopy v prostoru jedné koleje, zatímco ve druhé koleji byl po většinu času zachován provoz,
- byly provedeny velkoprůměrové piloty pro založení první nosné konstrukce,
- příprava zasouvacích drah pro příčný přesun první nosné konstrukce do definitivní polohy,
- příčný přesun konstrukce,
- provedení výztuže a betonáže dolní části rámových stojek, do kterých byla zavázána výztuž vyčnívající z hlav pilot. Protože bylo nutné spolehlivě podbetonovat horní části rámových stojek, byla pracovní spára navržena skloněná,
- obdobným postupem byla realizována i druhá nosná konstrukce, zatímco provoz byl veden po koleji uložené na hotové části mostu. Během této stavební fáze bylo dočasně zajištěno kolejové lože pomocí materiálu MC – Injekt 2700 SK, kterým bylo lože prolito a zpevněno.

Monitoring mostu

Pro ověření skutečného působení integrálních mostů byl na této konstrukci navržen dlouhodobý monitoring. V současné době probíhají měření již přibližně 9 měsíců a předpokládá se, že budou prováděna celkem po dobu minimálně jednoho roku. V současné době se v rámci tohoto monitoringu měří:

- teplota prostředí pod mostem,
- teplota v horní části ocelového nosníku,
- teplota v dolní části ocelového nosníku,
- změny poměrných přetvoření v horní části betonu,
- změny poměrných přetvoření v dolní části betonu.

Pro účely měření byly na stojiny nosníků (označených v projektu čísly 7 a 8) osazeny ve střední části rozpětí tenzometrické čtvrtmosty a teplotní čidla. Uvedená měřidla byla umístěna:

- 100 mm pod horní přírubou
  - na nosníku 7 (čtvrtmost a teplotní čidlo),
  - na nosníku 8 (čtvrtmost),
- 100 mm nad dolní přírubou
  - na nosníku 7 (čtvrtmost a teplotní čidlo),
  - na nosníku 8 (čtvrtmost).

Naměřené údaje se ukládají v intervalu po 20 minutách pomocí měřící ústředny Dlog2.

Obr. 5 Tenzometry a teploměry připevněné k ocelovým nosníkům před betonáží desky

Závěr

Koncepce integrálních mostů představuje moderní řešení pro mosty krátkého a středního rozpětí, umožňující návrh a výstavbu spolehlivých a hospodárných konstrukcí s nízkými nároky na údržbu během doby jejich životnosti. Při jejich návrhu i realizaci je nutné zohlednit spolupůsobení mostní konstrukce s okolním zásypem a věnovat dostatečnou pozornost řešení přechodových oblastí. Pro ověření skutečného statického působení integrálních mostů je u popisované konstrukce prováděn dlouhodobý monitoring.

Investorem stavby je Povodí Moravy s.p. Brno, správcem mostu je SŽDC s.o. SDC Pardubice, projekt mostu zpracoval Ing. Roman Šafář. Mostní objekt realizovala firma D.I.S. Brno, pilotové založení firma Zakládání staveb a.s., příčný přesun konstrukcí provedla firma SSŽ a.s., hydroizolaci mostu realizovala firma Firesta Brno. Dlouhodobá měření na mostě provádí Kloknerův ústav a Stavební fakulta ČVUT.

Poděkování

Tento příspěvek částečně vznikl v souvislosti s řešením výzkumného projektu GAČR č. 103/05/2003 a za finančního přispění MŠMT ČR, projekt 1M6840770001, v rámci činnosti výzkumného centra CIDEAS.

Literatura:

[1] Šafář, R.: Integral Bridges. First Integral Railway Bridge in the Czech Republic, Sympozium IABSE, Weimar, 2007

Rekonstrukce mostu v žkm 56,589 přes řeku Moravu v Moravičanech

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

Dvoukolejný most v koridorovém úseku Červenka-Zábřeh n.M v žkm 56,589 je situován na zhlaví v žst. Moravičany v CHKO LITOVELSKÉ POMORAVÍ. Most má pět otvorů a převádí obě koleje přes řeku Moravu a inundační oblast - původní mostní pole byly prosté nosníky. Rekonstruovaný most je spojitý, samostatný pro každou kolej, spodní stavba je doplněna mikropilotami. Nosná konstrukce je ocelová trámová s ortotropní mostovkou. Kapotáž boků mostu je ze sklovláknobetonových desek.

Původní stav mostu SO 33-19-01 před rekonstrukcí

Dva jednokolejné mosty (původně jeden jednokolejný z r. 1842) v km 56,589 se nacházejí u červenského zhlaví žst. Moravičany. Má 5 otvorů a převádí kolej č. 1 a 2 přes řeku Moravu (2. a 3. pole) a inundační oblast (1., 4. a 5. pole, ve 4. poli se nachází odlehčovací otvor). Úhel křížení mezi železnicí a řekou je 90°. Nachází se v oblasti CHKO LITOVELSKÉ POMORAVÍ. Základové zdivo opěr a pilířů je kamenné (pískovec a lomový kámen - droby), nadzemní část a úložné prahy jsou nověji nadbetonované s vyztužením pod úložnými plochami ložisek. Podpěry sestávají ze dvou celků-vždy samostatně pro každou kolej. Pilíř III. mezi 2. a 3. polem je opevněn lomovým kamenem. Objekt je založen na dřevěných roštech a pravděpodobně jsou použity i dřevěné piloty. Zda je takto založená každá podpěra, se nepodařilo průzkumnými pracemi prokázat. Nosné ocelové konstrukce jsou v koleji č.1 – plnostěnná trámová nýtovaná , prvková mostovka s mostnicemi , v koleji č.2 –trámová (tvar Π) s přímým pojížděním, rozpětí 3 x 20,16+2 x 20,00 m – vše prosté nosníky. Most byl několikrát opravován, naposledy v roce 1985- osazeny přímopojížděné konstrukce v koleji č.2. Navazující železniční násyp po obou stranách mostu dosahuje výšky kolem 3 m.

Obr. 1 - Původní nosná konstrukce v K1

Obr. 2 Původní nosná konstrukce z r.1985 v K2

Vývoj koncepce řešení SO 33-19-01

Most je v přímé, návrhová rychlost je 160 km/h, lze předpokládat její další zvýšení s ohledem na konfiguraci přilehlého úseku tratě. Proto v přípravné dokumentaci byla navržena v každé koleji spojitá ocelová trámová konstrukce s ortotropní mostovkou. Prozkoumanost technického stavu objektu i základových poměrů byla nadstandardní a dokonce byla předmětem výtky ze strany geotechnického konzultanta. Přesto u jednotlivých složek zadavatele převážil názor, že vhodnější bude zachování stávajícího schématu s pěti prostými nosníky v jedné koleji i za cenu dalších příčných spar a zvět-

šeného počtu ložisek. V rámci projektu stavby proběhl další stavebně technický průzkum a inženýrsko-geologický průzkum, podrobně bylo zaměřeno dno koryta řeky Moravy. Tím byly získány informace o každé části podpěr v každé koleji. S podporou těchto argumentů byl opětovně předložen koncept spojitého mostu a byl odsouhlasen. V tomto konceptu řešení bylo navržena středová symetrie rozpětí polí mostu. Vývoj řešení však ještě nebyl uzavřen. Projednaný koncept řešení mostu byl dále ještě v rámci připomínek přepracován na konstrukci s příčníkem plné výšky v polovině rozpětí každého pole (což nepřišlo žádné zlepšení a proto byl tento požadavek opuštěn), předmětem obsáhlých diskuzí byla podélná spára mezi mosty (těsněná závěrem nebo otevřená s plným bokem kolejového lože). Výsledkem je podélná spára mezi mosty v úrovni štěrkového lože vytvořená svislou boční stěnou – pro přijetí tohoto konceptu byl podstatný způsob čištění kolejového lože v daném úseku, kde se před a za mostem nacházejí štíhlé výhybky. Podlaha vně koleje ani boční krytí mostu s konstrukcí nespolupůsobí a to přispělo k příznivému poměru průhybu krajních nosníků ve vztahu ke kriteriu příčného zborcení koleje. Pro zakrytí boku mostu pod podlahou byly zvoleny sklovláknobetonové desky v barvě betonu a tak vznikla spojitá linie stejně barevné římsy, která přispěla k vizuálnímu dojmu. Další neznámou bylo vyjmutí stávajících ocelových konstrukcí s ohledem na případný termín ukončení činnosti jeřábu GEK-80 a byla proto rozpočtově připravena i náhradní varianta. V rámci přípravy vlastní realizace dodavatelem došlo s ohledem na vymezený čas pro výrobu OK mostu a pro montáž a osazení k další optimalizaci – byly vypuštěny všechny podélné výztuhy, zesílen mostovkový plech a most byl vysouván přímo v ose koleje. Vzhledem ke “stáří“ konstrukcí z roku 1985 v koleji č.2 byly hledány souběžně se „šrotovým“ řešením možnosti jiného uplatnění těchto konstrukcí jak pro železnici, tak mimo ni. Zatím bez úspěchu.

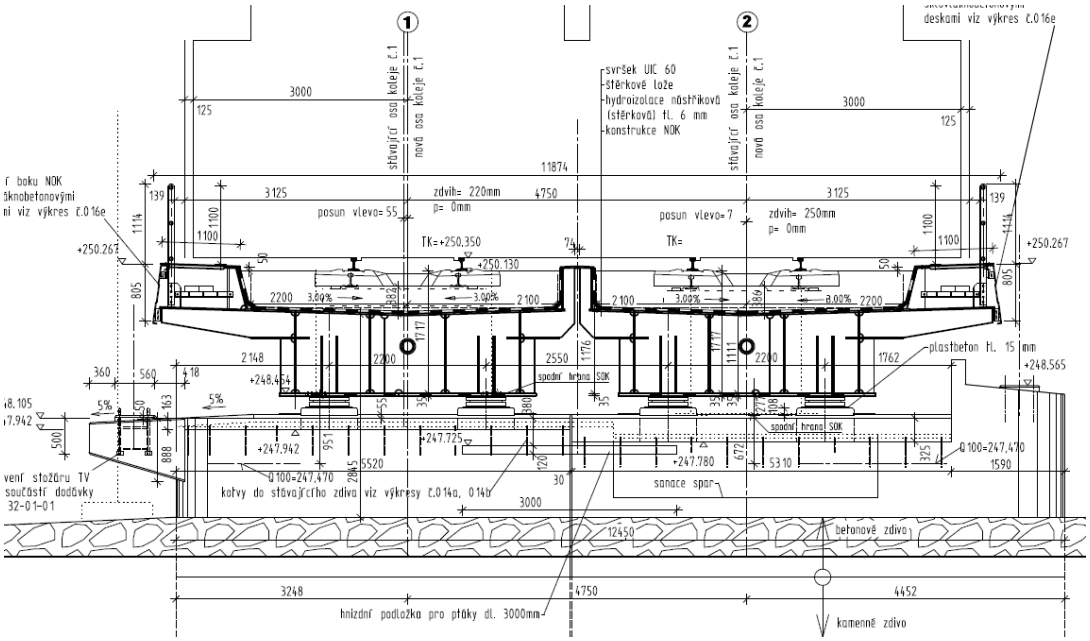
Obr. 3 Pohled na nový most v koleji č.1 ve směru žst. Moravičany

Navržené řešení

Navrženou rekonstrukcí dojde k příznivé změně prostorového uspořádání pod mostem. Volná výška pod mostem je zvětšena o 371 mm (pole 3), jsou odstraněny podpěry TV z průtočného profilu. Volná výška nad hladinou Q_{100} činí 941 mm. První pole mostu (ve směru staničení tratě) se nachází mimo CHKO Litovelské Pomoraví, zbývající čtyři pole leží již v CHKO. Návrhové zatížení – vlak ČD- T a SZS dle ČSN 736203

Charakteristika mostu: spojitý ocelový most o pěti polích se štěrkovým ložem

délka přemostění:	K1-103 480 mm	K2- 103 480 mm
délka mostu:	119 580 mm	
rozpětí nosné konstrukce:	20700+21200+21084+21200+20700 mm	
šikmost mostu :	90,00 ^{o}	
výška mostu:	5662 mm	
šířka mostu:	11874 mm	
konstrukční výška:	1146 mm	
stavební výška:	1754 mm	
volná výška pod mostem:	2194+4064+4064+4064+2195 m (při hladině +244,435)	
osová vzdálenost kolejí:	4750 mm	
volná šířka na mostě:	11278 mm	
vzdálenost zábradlí od osy nové koleje	vpravo: 3264 mm	vlevo: 3264 mm



Obr. 4 Příčný řez novým mostem -pilíř

Obr. 5 Pohled na nový most v koleji č.2 ve směru Červenka

Ocelová konstrukce mostu

Samostatná ocelová, plnostěnná, čtyřtrámová, kolmá konstrukce o pěti polích s horní ortotropní mostovkou a průběžným kolejovým ložem. Vzhledem k symetrii mostu bylo možné opakovat délkové montážní sekce a tak přispět k efektivnější výrobě OK.
Mostovka je navržena z plechu tl. 25 mm a je bez podélných výztuh. V příčném řezu je kolejový žlab spádován dostředně ve sklonu 3%. Za účelem vytvoření žlabu KL je mostovka po stranách doplněna bočními stěnami. Na vnější straně je stěna žlabu KL ve sklonu 4:1. Na vnitřní straně žlabu (osa os kolejí) je stěna žlabu KL svislá. Stěny jsou navrženy z plechu t. 20 mm. Stěny žlabu KL jsou v horní části zakončeny plechem P20×180 u vnějších stěn žlabu KL a P20×220 u vnitřních stěn žlabu KL. Stěny žlabu jsou vyztuženy svislými výztuhami P14 v rastru příčných výztuh vždy v 1/10 rozpětí pole, tj. á 2,07 m až 2,12 m.

Na lemující plech P20×180 u vnějších stěn žlabu KL a podélný profil U80 resp. U120 osazený na sloupky zábradlí jsou umístěny konstrukce chodníků. Pochozí plochu tvoří plech tl. 6 mm s oválnými výstupky, který je přišroubovaný k podporujícím profilům s mezivložkou z PVC pro omezení hlučnosti mostu
Plech mostovky je vyztužen příčnými výztuhami, které mají průřez obráceného T-profilu. Staticky jde o spojitý nosník s převislými konci. Stěna příčné výztuhy je z plechu tl. 16 mm, pásnice výztuhy je profilu P20×250. Minimální výška příčné výztuhy včetně tloušťky mostovky je 350 mm (v úžlabí mostovky, dolní pásnice příč. výztuhy je vodorovná). Příčné prvky jsou od sebe ve vzdálenosti 1/10 rozpětí příslušného pole. V polích 1 a 5 je rozteč 2,07 m, v polích 2 a 4 je rozteč 2,12 m a v poli 3 je rozteč 2,108 m.

Na vnějších konzolách příčných výztuh jsou osazeny styčníkové plechy sloužící pro upevnění sloupků zábradlí. Na stejný styčníkový plech a výztuhu boku kolejového žlabu je osazena ocelová příčka pro osazení plastových kabelových žlabů.

V místě uložení na ložiska, tj. v místě podpěr jsou hl. nosníky propojeny příčníkem, jehož výška odpovídá výšce hl. nosníků. Min. výška příčníku je v úžlabí mostovky 1150 mm. V místě opěr má příčník tloušťku stěny 18 mm a dolní pásnici z plechu P35. V místě pilířů je stěna příčníku z plechu P25 resp. P20 (střední část) a dolní pásnice z P45 (pilíře 1,4) resp. P40 (pilíře 2, 3). Tvar dolní pásnice příčníku odpovídá rozměrům připojovaných ložisek a návaznosti na hl. nosníky (R=150 mm).

Obr. 6 Výroba OK – rošt bez mostovky

Obr. 7 Výroba OK – ukončení mostu

V příčnících jsou kruhové otvory pro osazení odvodňovacího potrubí a taktéž i pro vyjmutí jednotlivých částí potrubí. Otvory jsou lemovány TR 219/8.

Krajní hlavní nosníky mají výšku 1197 mm, vnitřní pak 1166 mm. Rozdílná výška je dána příčným sklonem žlabu KL. Dolní povrch pásnic hlavního nosníku je průběžný,

změna tlouštěk pásnic je vždy provedena směrem do stěny hl. nosníku z důvodu požadavku na hladký dolní povrch pásnic s ohledem na montáž zásunem. Šířka pásnic je 400 mm u vnitřních nosníků a 450 mm u vnějších nosníků. Tloušťka pásnic je odstupňována s ohledem na namáhání hl. nosníků. Tloušťky jsou v rozmezí od 30 mm do 45 mm (po 5 mm). Stěna hl. nosníků je tloušťky 14 mm (v poli) a 16 mm (pilířové úseky). Stěny jsou vyztuženy svislými výztuhami P14×175 mm. Umístění výztuh je dáno rozmístěním příčných výztuh mostovky. Svislé výztuhy stěny jsou k dolní pásnic budˇ přivařeny nebo v oblasti kladných momentů klínovány. Zesíleny jsou svislé výztuhy u vnějších hl. nosníků v místě podpěr – P16×200 (opěry) resp. P25×200 (pilíře). Důvodem zesílení je požadavek na možné přizvednutí konstrukce během její životnosti za účelem výměny ložisek (s vyloučením provozu). Předpokládá se zdvih nosné konstrukce se štěrkovým ložem postupně na každé podpěře a to synchronně - výška zdvihu do 20 mm. Pro umístění lisů jsou do podpěr zabetonované ocelové desky.

Obr. 8 Výroba OK – vnější konzoly

Obr. 9 Výroba OK – vnitřní konzoly

Na nosnou konstrukci mostu je použita ocel S355J2+N dle ČSN EN 10025-1,2/r.2005.

Celková hmotnost OK mostu v jedné koleji včetně zábradlí a podlah činí i po úpravě řešení 634 750 kg (hmotnost v tendrové dokumentaci 637 600 kg)

Ložiska

Pro uložení nosné konstrukce na podpěry jsou navržena hrncová ložiska. Na pilíři P3 jsou ložiska pevná, na všech ostatních pilířích jsou ložiska příčně pevná s posuvem ve směru koleje. Ložiska jsou umístěna vždy pod podpěrovým příčníkem mezi krajním a vnitřním nosníkem. Příčná vzdálenost ložisek je 2,2 m.

Ložiska jsou schopna přenést posuvy vyplývající z délky dilatující části konstrukce. Minimální dilatační posuny ložisek konstrukce budou v souladu s ČSN EN 1337-1 v podélném směru ± 50 mm. Ložiska budou uložena na vrstvě z plastbetonu, trny v kapsách úložných bloků jsou odděleny od žlb. konstrukce také plastbetonem. K dolním pásnicím jsou ložiska připojena šroubovým stykem přes klínovou desku (s ohledem na vodorovnost mostu deska vyrovnává pouze geom. nepřesnosti, např. stříškovitost pásnice apod.). Otvory pro připojení ložisek k OK v dolních pásnicích hl.nosníků a v klínových deskách jsou svrtány přímo s ložiskem nebo jeho šablonou. Díry v ložiscích, klínových deskách a pásnici jsou větší o 1 mm proti průměru šroubu. Použity jsou pozinkované šrouby jakosti 10.9, které byly utaženy na 50% utahovacího momentu VP-šroubu. Směrově budou ložiska umístěna tak, že jejich podélná osa bude rovnoběžná s osou hlavního nosníku.

Při výměně ložisek předpokládáme, že dojde k synchronnímu přizdvižení nosné konstrukce postupně na každé podpěře včetně žel. svršku o max. 20 mm pomocí lisů umístěných na ocelových deskách, které jsou osazeny do spodní stavby (pod krajní nosníky pro lisy s menší únosností). resp. pod podporové příčníky. Na tento stav zdvihu na jedné podpěře je konstrukce posouzena i pro případ defektu jednotlivého ložiska.

Zatížení na jeden lis (normové hodnoty bez souč. zatížení při synchronizovaném zvedání) v poloze pod podporovým příčníkem:

- opěry – 700 kN
- pilíře – 2000 kN

Obr. 10 Úložné bloky pro ložiska

Obr. 11 Zabudované hrncové ložisko

Opěry a pilíře

Stávající spodní stavba je maximálně využita. Rozsah úprav je obdobný u opěr i pilířů. Na pilířích mimo sanace zdiva jsou zřízeny nové úložné bloky pro ložiska – pomocí zavrtaných spojovacích trnů do úložných prahů. Pro osazení stožárů TV jsou vlevo trati zavrtány kotvy , vpravo trati jsou pomocí zavrtané výztuže vyloženy dvě žlb. konzoly s kotevním košem stožáru.

Po odbourání je stávající výztuž především v oblasti kotevních bloků ponechána – je očištěna, případně pasivována. Po očištění zdiva byly vyvrtány otvory pro ocelové kotvy z betonářské výztuže (pro spojení stávající spodní stavby a nadbetonávky) a zality zálivkovou hmotou na bázi cementu.

Nadbetonování pilířů i opěr má v každé koleji jinou výšku (165-200 mm na okraji pilířů v koleji č. 1 a 225–325 mm na okraji pilířů v koleji č.2), protože nyní je navrženo výškové sjednocení horního povrchu podpěr. Nadbetonávka stávajících úložných betonových úložných prahů je vyztužena svařovanými sítěmi 100*100*8 ve dvou řadách. Současně je zasanována spára mezi podpěrami v každé koleji.

Úložné bloky ložisek jsou vyztuženy výztužným košem ze dvou kolmo umístěných řad prvků tvaru U z betonářské výztuže R16, vodorovně je koš opatřen uzavíracím železem R12. Volné konce výztužného koše jsou osazeny do vyvrtaných otvorů a zality zálivkou na bázi cementu. Úložné bloky jsou vzhledem k celkové výšce vybetonovány v jednom pracovním postupu před provedením nadbetonávky podpěr.

Úložné bloky a nadbetonávka podpěr jsou navrženy z betonu C 30/37 XF3. Horní plocha nadbetonávky je navržena ve sklonu 5%. V nadbetonávce jsou osazeny ocelové desky pro umístění lisů pro případ výměny ložisek v průběhu životnosti mostu.

Konce kotevních želez jsou zavrtány do spodní stavby. Počet desek pro lisy byl ponechán v počtu 3 ks u každého podpěrného místa, pravděpodobně bude dostačovat pouze podpěrný bod v ose příčníku vně hlavního nosníku (zbývající dva body jsou umístěny pod krajními nosníky souměrně k úložné přímce).

Na pilířích jsou dle požadavku CHKO z boku upevněny pomocí zavrtaných chemických kotev dřevěné hnízdní podložky pro ptáky. Hnízdní podložky pro ptáky jsou umístěny na každém pilíři v počtu jeden kus na každém pilíři. Hnízdní podložka je dřevěný hranol délky 3000 mm o průřezu 120 x 150 mm.

Na opěrách jsou odstraněny stávající závěrné zdi s ohledem na změnu ukončení mostu. S tím souvisí i změna ukončení křídel a jejich tvaru v návaznosti na ocelovou konstrukci. Veškeré nové konstrukce jsou se stávající konstrukcí spojeny pomocí kotevních trnů z betonářské výztuže. Na bocích opěr pod římsami je stávající konstrukce doplněna předbetonovanou stěnou - taktéž kotvena pomocí trnů a na líci opatřena svařovanou sítí.

Nové závěrné zdi jsou opatřeny ozubem pro osazení dilatačního závěru. Po osazení bude provedeno dobetonování závěru taktéž betonem C 30/37 XF3 . Povrch závěrných zdí v návaznosti na MDZ je spádován směrem k rubu závěrné zdi, řídící křivka MDZ je 10 mm nad výškovou kótou betonu za kapsou pro MDZ. Na rubu závěrné zdi je prolis hloubky 20 mm pro napojení izolačního systému opěry a současně slouží pro odkap vody z povrchu závěrné zdi za MDZ. V závěrné zdi je pro možnost vkládání a vyjímání kabelů vynechán prostup pro manipulaci s kabely.

Povrch říms na opěrách je opatřen prolisem hloubky 10 mm s ohledem na navazující zakrytí boků NOK mostu namontovanými sklovláknobetonovými deskami.

Na pilíři P2 se nacházely zbytky zařízení ČHMÚ sloužící pro sledování průtoků vody v řečišti – jedná se o nadbetonovaný sloupec nad povrchem úložného prahu s plošinou pro přístup k ocelové troubě na povodní straně pilíře. Toto zařízení bylo již nefunkční – nahradila je nová limnigrafická stanice na pravém břehu řeky Moravy. Z tohoto důvodu byl tento nadbetonovaný sloupec odstraněn a prostor trouby procházející pilířem byl vyplněn betonem C 30/37 XF3.

Obr. 12 Úprava pilíře-bloky ložisek, desky pro lisy

Obr. 13 Mikropiloty pro pilíř s pevným ložiskem

Zatížitelnost spodní stavby je vyhovující. Základové spáry podpěr především pilířů jsou však relativně blízko úrovni dna vodoteče. Pro případ ničivé povodně, kdy bude poškozeno nebo zcela zničeno opevnění kolem pilířů a dojde i k podemletí podpěr je navrženo použití mikropilot, které zajistí jednak stabilitu podpěr a jednak přenesou i nahodilé zatížení na mostě a to včetně vodorovných sil. Pro zajištění základové spáry a zároveň přenesení zatížení (v extrémních případech) do skalního podloží jsme navrhli soustavu mikropilot . Konce mikropilot jsou ukončeny v tělesu opěry nebo pilíře cca 250 mm pod ubouranou plochou pro nové části úložných prahů. Pata piloty má být

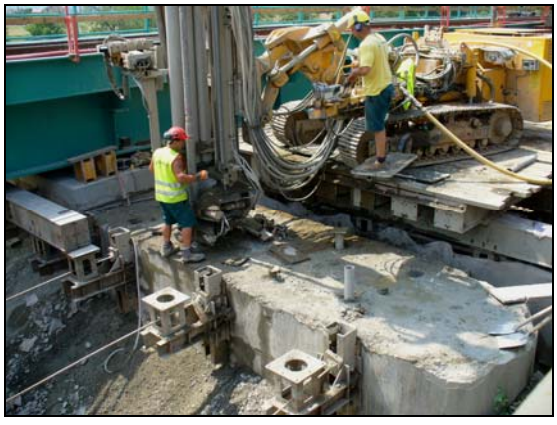
ukončena minimálně 0,75 m v skalním podloží – navětralé břidlici . Kořenová část mikropiloty – injektáž začíná těsně pod úrovní stávající základové spáry , aby byla proinjektována zemina pod základovou spárou . Prostředí je tvořeno fluviálními štěrky- bylo nutno dbát zvýšené opatrnosti při injektáži na únik injektážní směsi mimo injektovanou zónu .

Obr. 14 Vrtání mikropilot

Obr. 15 Podchycený pilíř a příprava pro ložiska

Opěry mostu – navrženo zajištění mikropilotami profilu 89/10 mm délky cca 8,50 m (kořenová část délky 5,00 m) do 9,00 m dlouhého vrtu profilu 156 mm . Mostní pilíře- navrženo zajištění mikropilotami profilu 108/12 mm délky cca 8,50 m (kořenová část délky 5,00 m) do 9,00 m dlouhého vrtu profilu 156 mm . Vrty jsou svislé kromě pilíře P3 (s pevným ložiskem), kde jsou krajní řady navrženy s úklonem 8^{o} od svislé. Z úrovně pracovní plochy byly odvrtány vrty pro mikropiloty průměru 156 mm s průběžným pažením celé délky vrtu . Délky všech vrtů (při zjištění předpokládané hloubky skalního podloží) jsou 9,00 m a výstroj mikropilot 8,50 m. Po osazení výztuže se vyplnil prostor mezi stěnou vrtu a výztužnou trubkou aktivovanou cementovou kaší . Po 12 hodinách od skončení zálivky probíhá tlaková injektáž kořenové části po etážích- jednak pro protržení zálivky (0,6 – 3,20 MPa) a vysokotlaká injektáž kořenové části (0,45 – 1,60 MPa) s maximální spotřebou 27 l injektážní směsi na jednu etáž při dodržení maximálního tlaku . V horní části kořene mikropiloty (délka 2,00 m) byla prováděna vysokotlaká injektáž k protržení zálivky (0,6 – 2,80 MPa) a vysokotlaká injektáž kořenové části (0,45 – 1,20 MPa) s maximální spotřebou 30 l injektážní směsi na jednu etáž při dodržení maximálního tlaku . Etáže jsou vzdáleny od sebe 0,50m .

Obr. 16 Injektáž základů opěry



Obr. 17 Vrtání mikropilot-pilíř s pevným ložiskem

Vzhledem ke zjištěné mezerovitosti zdiva a specifické vodní ztrátě bylo zdivo pilířů a opěr injektováno. V minulosti již byla spodní stavba sanována, ale u pilířů pouze vždy z jedné strany pilíře. Proto byla nyní tato sanace doplněna a to i na základovém zdivu

opěr. Injektáž zdiva byla prováděna před hlavní výlukou a během ní. Injektážní vrty byly rozmístěny vystřídaně se základní roztečí 0,5 m u pilířů a 0,75 m u opěr tak, aby vykryly co možná největší objem zdiva. Navržená délka vrtů byla stanovena z rozměrů zdiva, u opěr stanovených na základě stavebnětechnického průzkumu .

Statická a dynamická zatěžovací zkouška

Na mostě byla v každé koleji provedena statická a dynamická zatěžovací zkouška. Pro statickou zatěžovací zkoušku byla použita sestava dvou jeřábů EDK 750 s protizávažím pro celkem 4 zatěžovací stavy, protože konstrukce mostu je symetrická vůči poli č.3. Sledovány byly průhyby nosné konstrukce a zatlačení ložisek na podpěrách. Předpokládaná účinnost zatěžovacích břemen byla 0,81-0,86 vlaku UIC. Výsledné průhyby odpovídají předpokladu výpočtu . Pro dynamickou zatěžovací zkoušku byl použit hydraulický budič kmitání typu INSET v režimu pro harmonické buzení a to v pozici pro svislé buzení a pro buzení ve vodorovném směru, příčně k ose mostu. Bylo proměřeno 5 tvarů kmitání při svislém buzení a 1 tvar při vodorovném příčném vodorovném buzení. První a druhý ohybový tvar byl dosažen při kmitočtech 5,89 a 6,45 Hz, třetí a čtvrtý tvar (7,03 a 7,50 Hz) odpovídá kroutivému kmitání. Odezva při vodorovném příčném buzení na kmitočtu 9,96 Hz nemohla být přesněji identifikována a lze tak učinit po podrobném dynamickém výpočtu.

Obr. 18 Zatěžovací břemeno – 2x EDK 750

Obr. 19 Osazování snímačů pro dyn.zkoušku

Obr. 20 Buzení svislých kmitů

Obr. 21 Buzení vodorovných kmitů

Návrh vyjmutí a vložení OK mostu

Pro vyjmutí stávajících OK mostu bylo navrženo použití železničního konzolového jeřábu GEK-80 a toto řešení bylo i realizováno. Starší OK s prvkovou mostovkou byly odloženy vedle koleje na manipulační ploše v žst. Moravičany a průběžně byly rozřezány na přepravitelné bloky odvezeny do šrotu. Novější konstrukce byly odloženy vně krajní koleje a pokud nebude nalezena možnost jejich využití, budou také sešrotovány. Pro vložení nových OK mostu byla po obou stranách kolejiště navržena na předpolí navržena montážní plocha, kde měla být konstrukce sestavena z pěti dílů, vysunuta podél koleje nad řeku a poté příčně přesunuta a spuštěna na ložiska. Dodavatel Firesta a.s. tuto technologii upravil na montáž v ose koleje a podélný postupný výsun nad podpěry-to vyvolalo úpravu OK mostu v rámci RDS. V místě původně navržené výsuvné dráhy zřídil přístupovou trasu s použitím mostní soupravy MS.

Obavy vyvolávaly hodnoty průtoků v řece Moravě a výšky hladin, které byly sledovány po dobu přípravy celé akce od přípravné dokumentace díky limnigrafické stanici v těsné blízkosti mostu. Průtoky a výšky hladin dosažené při povodních v roce 1997 byly dosaženy i při jarním tání v roce 2006 a do jarního období spadala i výluka v koleji č.1. Tyto nepříznivé scénáře se naštěstí nenaplnily, zvýšené průtoky zdaleka nedosahovaly těchto hodnot a omezení prací proto bylo minimální.

Obr. 22 Vyjmutí OK v K1 jeřábem GEK-80

Obr. 23 Rozřezané konstrukce z K1

Obr. 24 Vyjmutí OK v K2 jeřábem GEK-80

Obr. 25 Odstrojená OK z K2 na úložišti

Obr. 26 Výsun NOK v koleji č.1

Obr. 27 Výsun NOK v koleji č.1

Obr. 28 Podpěrný bod pro výsun

Obr. 29 NOK v koleji č.2 v průběhu výsunu

Obr. 30 NOK v koleji č.2 v průběhu výsunu

Obr. 31 Výsun NOK v koleji č.2 za provozu v K1

Izolace a odvodnění mostu

Povrch mostovky a boků pod KL – navržena nástřiková izolace na bázi epoxidových pryskyřic nebo polyuretenu, nanášená stříkáním po vrstvách v tl. do 6 mm. Povrch izolace bude opatřen ochranným nátěrem proti UV záření dle schváleného systému a to minimálně na bocích žlabů kolejového lože.

Odvodnění mostu je primárně zajištěno příčným sklonem povrchu žlabu kolejového lože. Příčný sklon plechu nosné konstrukce je střechovitý, voda je odváděna směrem k ose nosné konstrukce do úžlabí do lokálních odvodňovačů. Příčný sklon v kolejovém žlabu je 3%. Srážková voda je dále z odvodňovačů podélně odváděna odvodňovacím potrubím (nerezovým) k podpěrám P1 a P4 mimo koryto řeky. Voda je svedena v krajních polích u pilířů pomocí svislého odpadu a odtékající voda se bude vsakovat do vsakovací jímky vyplněné propustným materiálem. Trouby odvodnění jsou navrženy z nerezové oceli 1.4401 a 1.4301 . Podélný sklon potrubí 1-1,88%.

Obr. 32 Skladba izolačního systému

Obr. 33 Svody odvodnění u pilíře P1

Boční krytí OK mostu

Pro toto zakrytí byly navrženy sklovláknobetonové desky tl.10 mm se ztužujícím obvodovým lemem výšky 30 mm a ocelovými pozinkovanými kotevními prvky pro montáž na OK mostu. Sklovláknobeton je směs cementopískové malty vyztužené skleněnými vlákny. Materiál je odolný proti vnějším vlivům, má vysokou pevnost a životnost. Není vyztužen žádnou ocelovou armaturou. Lícový povrch desek je hladký (otisk formy), rubový povrch odpovídá technologii výroby a použitým vláknům. Délka jedné zákrytové desky odpovídá 1/10 rozpětí příslušného pole, na koncích mostu jsou pak desky atypické. Předpokládané výrobní tolerance 3-5 mm se nepodařilo dodržet a to způsobilo komplikace při osazení desek- jejich prohýbání ve směru kolmo na kolej i při použití doplňkových vymezovacích prvků.

Obr. 34 Rubová strana sklovláknobetonové desky

Obr. 35 Lícová strana sklovláknobetonové desky

Závěr

Rekonstrukce rozhodujícího mostního objektu v koridorovém úseku proběhla úspěšně i díky přiměřenému prostoru pro přípravu realizace a spolupráci dodavatele a zadavatele se zpracovateli částí dokumentace. Tento most zásadně přispěl ke zlepšení provozu v úseku trati , zvýšilo se zabezpečení mostu v řečišti řeky Moravy a odtokové poměry pod mostem.

Foto jsou z archivu IKP CE s.r.o. a FIRESTA a.s..

Objednatel: SŽDC s.o., Stavební správa Olomouc
Realizační dokumentaci OK mostu zpracoval: PIS-Ing. Antonín Pechal, CSc., Brno
Realizace SO 33-19-01 včetně výroby OK : FIRESTA-Fišer, rekonstrukce, stavby a.s.

ČD DDC, Modernizace trať. úseku Červenka – Zábřeh SO 33-19-01 Železniční most v km 56,589

Ing. Libor Hökl, FIRESTA - Fišer, rekonstrukce, stavby a.s.

Rekonstrukce objektu, která proběhla v roce 2008, byla součástí modernizace traťového úseku Červenka – Zábřeh v rámci stavby koridoru ČD. Nový spojitý ocelový most o pěti polích převádí železniční trať přes řeku Moravu a nahrazuje původní nevyhovující ocelové konstrukce. Rekonstrukce představovala odstranění stávajících ocelových konstrukcí s mostnicemi a osazení nové ocelové konstrukce s průběžným kolejovým ložem na stávající spodní stavbě s rekonstruovanými úložnými prahy.

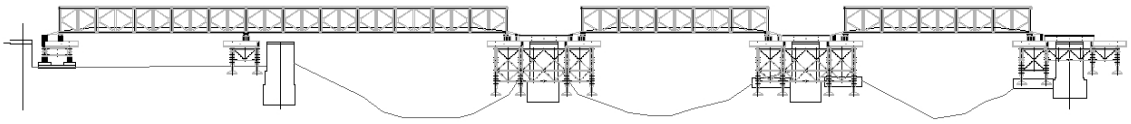
Postup výstavby

V předstihu (v roce 2007) byla provedena injektáž spodní stavby. Jejím účelem bylo zpevnit narušené kamenné zdivo spodní stavby, zajistit jeho stabilitu, zvětšit soudržnost materiálu a vytvořit tak znovu kompaktní zdivo, schopné přenášet v plné míře zatížení od provozu. Injektáž zaplnila otvory a dutiny, ale hlavně vytlačila vzduch, případně vodu ze zdiva a tím vedle zpevnění zdiva zabránila dalšímu korozivnímu narušování uvnitř konstrukce.

Injektáž byla prováděna vzestupně od základové spáry po jednotlivých vodorovných řadách vždy z jedné strany tak, aby bylo dosaženo stejnoměrného prostoupení zdiva injektážní směsí. Použita byla aktivovaná injektážní směs, která byla do vrtů pr. 37 mm vháněna tlakem do 0,6 MPa.

Vzhledem k tomu, že se stavba nalézá v CHKO Litovelské pomoraví, bylo nutno dbát zvýšené opatrnosti při zajišťování protihavarijních opatření. Aktivační míchačka byla umístěna mimo dosah vodního toku v ocelové vaně se sorpčním materiálem a injektážní směs byla přepravována k injektážnímu stroji beztlakovou metodou.

Před zahájením hlavní výluky v koleji č. 1 byly provedeny úpravy trakčního vedení a přestavěny některé stožáry TV, které by bránily pozdější montáži a výsunu nové ocelové konstrukce. Byly též zřízeny přístupové cesty a zařízení staveniště. Lávka limnigrafické stanice, těsně přiléhající ke konstrukci koleje č. 1, musela být snesena a uskladněna k pozdější zpětné montáži.



Obr. 1 Schéma mostní soupravy MS

Dle projektu měly být opěry a pilíře zajištěny mikropilotami. Pro jejich provedení bylo nutno zajistit příjezd vrtné soupravy do prostoru stávajících opěr a pilířů. K tomuto účelu byla vybudována podél koleje č. 1 mostní souprava MS na pěti provizorních podpěrách. Provizorní podpěry MP01 až MP05 byly určeny pro uložení provizorních mostů z mostní soupravy a dále sloužily k vybudování nájezdů pro vrtnou soupravu nad stávající pilíře (v hlavní výluce). Byly tvořeny sloupky soupravy PIŽMO, které byly v horní části propojeny pomocí nosníků R soustavy PIŽMO. Mostní souprava MS byla vybudována z předpolí u opěry O1. Výsun byl proveden s použitím typového krakorce. Po výsunu celé soupravy (fáze 1) bylo provedeno její rozpojení v místech pilířů tak, že vznikly plošiny pro nájezd vrtné soupravy na pilíře. MS délky 66 metrů sloužila k obsluze pilířů P2, P3 a P4. V konečné fázi byla souprava tvořena třemi samostatnými mosty délky 36,0 + 15,0 +15,0 metrů.

Práce po zahájení výluky

Po zahájení 85-ti denní nepřetržité výluky v koleji č. 1 byly neprodleně započaty práce na demontáži stávající ocelové konstrukce. Nejdříve byly upraveny konzoly a podlahy mezi konstrukcemi a zřízeno provizorní zábradlí na konstrukci v koleji č. 2. Dále byly demontovány konzoly vně mostu včetně kabelových vedení a žlabů. Poté byl v 5. poli mostu demontován železniční svršek, sneseny podlahy a demontovány mostnice. Pro vyjmutí stávajících konstrukcí mostu byl použit železniční konzolový jeřáb GEK-80. Ten byl smontován v žst. Moravičany a uveden do II. pracovní polohy. Poté byl přepraven bez zavěšeného protizávaží na místo navěšení SOK. Po podvázání na hlavní a pomocný kladkostroj byla konstrukce o hmotnosti 55 tun zdvižena nad temena koleje za současného zvedání protizávaží (45 tun). Tímto způsobem byly minimalizovány nápravové tlaky jeřábu.

Obr. 2 Montáž provizorního mostu MS

Obr. 3 Demontáž SOK jeřábem GEK-80

Následně byl jeřáb GEK-80 odsunut se zavěšeným břemenem do žst. Moravičany. SOK byla po spuštění na kolej rozpálena na díly o hmotnosti 11 tun, které byly jeřábem EDK 300/5 odloženy vedle koleje, kde byly dále děleny na menší části a odvezeny. Stejným způsobem byla demontována zbývající čtyři pole SOK.

Obr. 4 Montážní plošina

Obr. 5 Dovoz a montáž NOK

Po snesení stávající ocelové konstrukce byl demontován železniční svršek v předpolí mostu směrem do žst. Moravičany a zahájeny práce na výstavbě montážní plošiny pro novou ocelovou konstrukci. Montážní plošina pro NOK 1 o délce 62 m byla umístěna v ose stávající koleje č. 1 a její začátek byl vzdálenosti cca 18 metrů od osy ložisek na opěře OP1. Výškové uspořádání bylo uzpůsobeno tak, aby výkopové práce nezasahovali do konstrukce železničního spodku. Ponechané štěrkové lože bylo zhutněno, vyrovnáno štěrkodrtí frakce 0/32 a osazeno silničními panely. Na nich pak

byl vytvořen pomocný montážní rošt z I nosníků, které byly uloženy na podélných roznášecích roštech z nosníků R prvků PIŽMO.

Nová ocelová konstrukce dělená na 10 dílů (5x příčně a 2x podélně) o hmotnostech 13,7 až 36,7 tun byla na místo montáže dovezena na podvalnících a sestavována na montážní plošinu silničním jeřábem LIEBHERR LTM 1300. Pro montáž obslužné lávky, zábradlí a manipulaci s pomocným montážním materiálem byl použit jeřáb AD20.

Montáž nové ocelové konstrukce probíhala ve 4 fázích:

- 1. fáze montáže – na montážní plošinu byly dovezeny montážní díly T5, T4 a T3 a provedlo se jejich svaření.
- 2. fáze montáže – byl proveden výsun konstrukce z montážní plošiny do prostoru pole č.1 a pole č. 2.
- 3. fáze montáže – na montážní plošinu byly dovezeny montážní díly T2 a T1 a provedlo se jejich přivaření na vysunutou část konstrukce.
- 4. fáze montáže – byl proveden výsun konstrukce z montážní plošiny do konečné polohy a následně bylo provedeno spuštění konstrukce.

Současně s 1. a 2. fází montáže ocelové konstrukce probíhaly úpravy spodní stavby. Nejdříve byly částečně odbourány úložné prahy opěr a pilířů. Dále pak byly na pilířích osazeny konzoly kotvené pomocí táhel, které byly prvky PIŽMO spojeny s podporami pro mostovou soupravu MS. Na této konstrukci pak byly pomoci roštových nosníků délky 6,5 m vytvořeny plošiny pro realizaci mikropilot. Před najetím vrtné soupravy musely být vrty pro mikropiloty předvrtány jádrovými diamantovými vrtačkami.

Obr. 6 Odbourávání původního úložného prahu

Obr. 7 Vrtání mikropilot

Po zřízení mikropilot a po očištění stávajícího zdiva opěr a pilířů byly pro spojení stávající spodní stavby a nadbetonávky vyvrtány otvory pro spřahovací výztuž. Trny z betonářské oceli byly zality zálivkovou hmotou a následně byla osazena výztuž nadbetonávky a nových ložiskových bloků. Po zabednění byly nejdříve vybetonovány ložiskové bloky v plné výšce a teprve následně vybetonována nadbetonávka opěr a pilířů. Práce na spodní stavbě probíhaly postupně směrem od montážní plošiny tak, aby opěra O1 a pilíře P1 a P2 byly připraveny pro 2. fázi montáže ocelové konstrukce tzn. pro výsun části OK.

Výsun nové ocelové konstrukce

Vysouvací dráha navazovala na montážní plošinu jak směrově, tak i výškově. Osa vysouvací dráhy pro kolej č.1 byla totožná s osou mostu, tzn., že NOK 1 byla vysouvána v poloze osa mostu = osa vysouvací dráhy. Vlastní vysouvací dráha byla

tvořena soustavou provizorních konstrukcí, které byly umístěny jako nadstavby nad provizorními podpěrami MP1 - MP6.

Pro navržený typ ocelové nosné konstrukce byla zvolena technologie výsunu tlakem, tzn., že opěrné místo bylo za pozicí uchycení konstrukce a přenos tlakové síly zajišťovaly hydraulické válce. Tento uvedený princip výsunu není nový, byl již použit na řadě mostních staveb, kde padla volba na technologii výsunu jako způsob montáže NK do mostního otvoru. Vzhledem k tomu, že prakticky neexistují dvě stejné mostní stavby, ve stejných podmínkách a s obdobnými možnostmi dodavatelských firem, bylo nutno uvedenou technologii adaptovat na danou konstrukci a dané podmínky.

NOK nebyla vysouvána klasickým způsobem, jež využívá tření valivého (zavážecí vozíky po kolejnicích zavážecí dráhy), nýbrž s využitím tření kluzného, kde spodní pásnice NOK byla přesouvána po kluzných blocích.

Kluznými bloky se rozumí taková konstrukce, která přenese normové reakce NOK a dále svou skladbou a úpravou povrchu umožňuje plynulé klouzání vysouvané NOK po kluzných vložkách uložených na montážních podpěrách. Vzhledem k tomu, že styčná kluzná plocha umožňuje posun NOK v obou směrech tj. v podélném (směr výsunu) a příčném (směrová korekce), musely být kluzné bloky pro dodržení projektované směrové geometrie doplněny ještě konstrukcí bočního vedení.

Kluzné bloky byly umístěny na montážních podporách a byly součástí nadstavby na opěrách a pilířích. V prostoru montážní plošiny nahrazovala funkci kluzných bloků pevná lyžina, která byla konstruovaná jako obrácený kluzný blok. Tato lyžina byla připojena za konec NOK a posouvala se po horní přírubě roštových nosníků dráhy. Mezi plochy bloku - lyžiny a horní plochy roštových nosníků byly vkládány teflonové pásy, které umožňovaly posun.

Po ukončení montáže ocelové konstrukce fáze 3 a dokončení úprav spodní stavby na všech pilířích a opěrách byla NOK vysunuta do konečné polohy. Před zahájením spouštění byla na mostovku aplikována stříkaná hydroizolace.

Obr. 8 Výsun NOK

Obr. 9 Spouštění NOK

Pro spouštění NOK byl použit počítačem řízený synchronizovaný zdvihací systém firmy ENERPAC, který umožňuje kontrolovaný vertikální pohyb těžkého břemene s přesností až 1 mm. NOK byla po vysunutí nad ložiska podepřena v místě příčníku montážními podporami s hydraulickým lisem. Poté byla konstrukce vyzvednuta o 10 mm a byla provedena demontáž vysouvací dráhy z mostního otvoru. V místě ložiskových bloků byly vystavěny stabilizační podpory umožňující spolu s montážní podporou spouštění NOK v kroku 120 mm.

Po spuštění konstrukce do projektované výšky byla na ní osazena hrncová ložiska, která byla po kontrole polohy podlita plastbetonem. Následovalo osazení příčných

dilatačních závěrů a dobetonování závěrných zídek na opěrách. Taktéž byly dobetonovány římsy na opěrách a rovnoběžných křídlech.

Po demontáži vysouvací dráhy a montážní plošiny byly dokončeny úpravy rubu opěr a provedeny zásypy. Současně probíhala demontáž provizorní mostové soupravy MS u koleje č. 1 a její montáž u koleje č. 2. Byl zřízen železniční svršek v předpolích a na mostě a provedena statická a dynamická zatěžovací zkouška nové konstrukce. Po hlavní prohlídce mostu byl obnoven železniční provoz. Současně byla zahájena montáž sklovláknitých desek na bok nové ocelové konstrukce.

Kolej č. 2

Práce v koleji č. 2 proběhly v navazující nepřetržité 85-ti denní výluce stejným způsobem, jako v koleji č. 1 s nepatrnými změnami. Demontovaná stávající ocelová konstrukce koleji č. 2 nebyla šrotována ale vzhledem k možnému využití byla deponována v žst. Moravičany.

Vzhledem k tomu, že mezera mezi konstrukcemi kolejí č. 1 a 2 je v konečném stavu velmi malá a při výsunu v koleji č. 2 by nebylo možno tuto polohu zajistit, byla osa montážní plošiny a tedy i vysouvací dráhy koleje č. 2 odsunuta o 200 mm směrem od konstrukce koleje č. 1. Po vysunutí konstrukce nad otvor byl nejdříve proveden příčný posun a pak teprve následovalo spuštění konstrukce na ložiska.

Po ukončení výluky koleje č. 2 byla dokončena montáž sklovláknitých desek, provedena oprava limnigrafické stanice a provedeny dokončovací práce na objektu.

Obr. 1 Nový stav mostu

Závěr

Díky včasnému zahájení stavby a optimálnímu načasování výluk se podařilo všem zúčastněným dokončit rekonstrukci tohoto objektu včetně všech dokončovacích prací a terénních úprav do konce roku 2008.

Rekonstrukce mostu v km 152,402 trati Hrušovany – Brno v místě křížení s tratí Břeclav – Brno

Ing. David Kmošek, SUDOP BRNO, spol. s r.o.

V místě křížení jednokolejné železniční trati Hrušovany – Brno se stávající železniční tratí Břeclav - Brno je v současné době realizována rekonstrukce původního mostu, který byl tvořen atypickým (šikmým) provizoriem z IP nosníků. Z důvodů omezení rychlosti přes provizorium na 15km/h a také pro nevyhovující uspořádání pod mostem byla navržena kompletní rekonstrukce a je budován zcela nový most o jednom poli o rozpětí 46 m. Ocelová nosná konstrukce mostu je tvořena trámem vyztuženým obloukem a spodní stavba je založena plošně. Mezi oblouky není navrženo zavětrování. Byla použita rektifikovatelná táhla s čepovými přípoji. Rekonstrukce mostu probíhá v rámci stavby „ČD BRNO - 1. ČÁST ODSTAVNÉHO NÁDRAŽÍ , 1. ETAPA“.

Obr. 1 Nový stav mostu před dokončením pohledových úprav betonů – pohled směrem do Brna

Územní podmínky

Most je situován v jižní části Brna v katastrálním území Brno – Horní Heršpice v místě křížení výše uvedených železničních tratí. V blízkosti mostu je budována přeložka ulice Sokolova do mimoúrovňového křížení se železnicí a v dotčeném prostoru tedy probíhá relativně rozsáhlá stavba. Překonávaná dvoukolejná trať Břeclav - Brno má omezení nivelety v těsné blízkosti před i za novým mostem (zhlaví odstavného nádraží před mostem a dálniční nadjezd dálnice D1 cca 200m směrem na Břeclav). Překonání výškového rozdílu nivelet a napojení na stávající kolej do Hrušovan si proto vyžádalo návrh poloměru směrového oblouku v místě nového mostu 400m a převýšení 109mm.

V dané oblasti byly ve vhodné hloubce zastiženy štěrky třídy G3. Pod těmito štěrky se dle průzkumu nachází vrstvy bobtnavých jílů třídy F8 – tyto jsou pro založení zcela nevhodné. Výše popsaná geologie vedla k návrhu plošného založení ve vrstvě kvalitní zeminy G3.

Celková koncepce mostu

Rekonstrukce mostního objektu je navržena na účinky zatěžovacího schématu ČSD T a schématu SZS (pro 1. třídu tratí) při intenzitě provozu „P1 - velmi těžké“ dle ČSN 73 6203.

Stávající most byl kompletně vybourán včetně spodní stavby a nová OK mostu byla do otvoru osazena podélným výsunem z montážní plošiny.

V budoucnu je počítáno s elektrizací trati Hrušovany - Brno, která je po mostě převáděna. Z důvodu plánované elektrizace jsou na mostě připraveny úchyty pro výhledový závěs trakčního vedení.

Nový most má následující základní charakteristiky:

Rozpětí mostu:	46m
Délka přemostění:	43,6m
Délka mostu:	58,30m
Délka OK mostu:	46,80m
Šikmost mostu:	90° (most je kolmý)
Volná šířka na mostě:	7,51m
Mostní průjezdný průřez:	MPP 3,0R
Šířka mostu:	9,16m
Stavební výška:	1389mm
Plocha nosné konstrukce:	414,18m2
Návrhové zatížení:	ČSD T a SZS dle ČSN 73 6203 / 1986 + zm. a,b
Teoretické vzepětí oblouků:	7,60m
Rychlost na mostě:	80 km/h
Zatížitelnost ZUIC:	1,3

Nosná konstrukce mostu

Nosná konstrukce mostu byla navržena a vyrobena z oceli ČSN EN 10025-2 - S355J2+N a táhla z oceli ČSN EN 10025-3 - S460N. Žlab kolejového lože je chráněn stříkanou izolací. Na ostatní části ocelové konstrukce byla aplikována kombinovaná PKO – metalizace + nátěrový systém.

Ocelová konstrukce mostu je uložena na hrncová ložiska ve spádu 7,112 ‰.

V příčném řezu je konstrukce tvarem přizpůsobena převýšení převáděné koleje. Podporové příčníky jsou vytaženy pod úroveň hlavních nosníků, čímž je dosaženo jejich větší konstrukční výšky. Mostovka je ocelová ortotropní tvarovaná v korespondenci s převýšením koleje.

Limitujícím faktorem pro návrh NK byl také požadavek na volnou výšku pod mostem minimálně 6200mm - pro převedení TV pod mostem.

Vlevo je k výztuhám hlavních nosníků připojena konstrukce nesoucí PHS pomocí svařovaných konzol a třecího šroubového spoje.

Trám hlavních nosníků je navržen jako svařovaný profil tvaru I o rozměrech horní pásnice (HP) a dolní pásnice (DP) 45x580mm, výšce 1750mm, se stojinou tl. 15mm.

Ztužující oblouky jsou tvaru paraboly 2. stupně. Teoretické vzepětí oblouků je 7600mm. Průřez výztužných oblouků je svařovaný uzavřený. Rozměry horní pásnice průřezu oblouků jsou 30x700mm, dolní pásnice 20x580mm a stojin 30x570mm.

Přechod z OK na opěru je zajištěn jednoduchým dilatačním závěrem, který je kvůli přítomnosti bludných proudů odvodněn.

Obr. 2 Nová OK mostu

Spodní stavba

Mostní opěry jsou navrženy jako monolitické železobetonové. Opěry mají zavěšená rovnoběžná křídla, k nimž v případě střelické i brněnské opěry přiléhají na pravé straně svahová křídla. S ohledem na minimalizaci přesunu hmot vytěžené zeminy byly opěry navrženy jako částečně obsypané.

Spodní stavba je založena plošně ve vrstvě šterků třídy G3. Rozměr základové spáry opěr je 5700x9650 mm. Pod monolitickými opěrami je navržena roznášecí betonová deska.

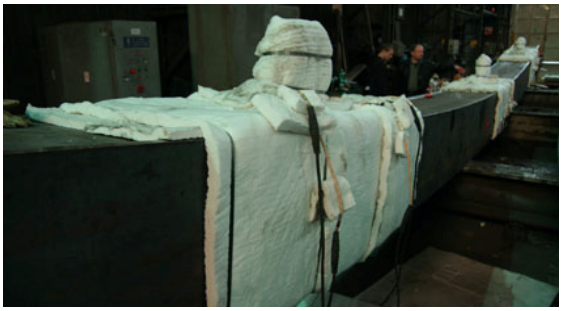
Žíhání rozhodujících detailů pro uvolnění reziduálních pnutí od svařování

Ocelová konstrukce mostu byla navrhována podle soustavy norem ČSN – tj. dimenzována zejména podle norem ČSN 73 6205 a ČSN 73 1401. V těchto normách byla výrazně přísnější kritéria pro únavové detaily, než je tomu v posléze vydaných eurokódech. Cyklické namáhání tlakem a tahem nebylo v uvedených normách kategoricky rozlišeno, ale pouze v některých případech bylo možno ulevit při posuzování únavového detailu tlačeného prvku. Mezi tyto případy patří detaily žíhané proti reziduálním pnutím od svařování. Této metody bylo využito, protože při dimenzování mostu většinou nerozhodovalo návrhové napětí v konstrukci, ale posouzení na účinky únavového namáhání pro intenzitu provozu P1 dle ČSN 73 6203. Hmotnost OK mostu tak značně narůstala a bylo nutno využít úlev pro tlačené detaily.

Pro úsporu materiálu bylo navrženo řešení s křížovými styky oblouku bez prostupů v dolní pásnici. Pro dosažení potřebné odolnosti proti únavě je vhodné křížové styky ošetřit žíháním pro odstranění reziduálních pnutí od svařování. Únavová odolnost při tlaku stoupne o 66% (součinitel 1,66). Žíhání pro odstranění reziduálních pnutí bylo provedeno na dílně, takže nenastal problém s opravami PKO. Bylo žíháno 9 detailů na každém oblouku - tj. 18 detailů celkem (v místě připojení všech táhel). Žíhání pro odstranění reziduálních pnutí ve svarech a v jejich blízkosti bylo provedeno dle dosud platné ČSN 05 0211/1992.

Žíhaná místa byla opatřena výhřevnými tělesy a obalena termoizolací. Výhřev byl napojen na centrální řídící jednotku, která zajistila plynulé zahřátí a řízené ochlazování oceli v místě dotčených svarů.

Obr. 3 Termobandáž s čidly v okolí žíhaného detailu



Obr. 4 Žíhání styčníků dílce oblouku

Táhla, předpínání táhel

Výše popsané problémy s únavou se projevují také u táhel, pokud jsou použity klasické svařované detaily. Tyče táhel mohou být štíhlejší, použije-li se čepový spoj. Táhla jsou navržena s čepovými spoji zejména proto, že lze dosáhnout kategorie únavového detailu 71 dle ČSN 73 6205. Pro dosažení této únavové kapacity však musí být použita táhla s válcovanými závity (nikoliv řezanými), jejichž výrobce doložil zkouškami požadovanou únavovou odolnost táhla včetně hlavic a předpínacího prvku.

Obr. 5 Předpínání táhel pomocí řetezových klíčů

Výhodou rektifikovatelných táhel je jejich rychlá montáž a možnost kontroly síly v každém táhle, a to i dodatečně. Pokud by došlo například k mechanickému poškození táhel při dopravě, táhla je možné vyměnit a rektifikovat do původní napjatosti. Aby toto bylo možné, navrhli jsme kromě statické také dynamickou zatěžovací zkoušku na bázi modální analýzy. Při dodatečné rektifikaci táhel je pak vodítkem pro předepnutí 1. vlastní frekvence každého táhla změřená při zatěžovací zkoušce. Most je dimenzován tak, že snese postupnou výměnu táhel „po jednom“ při ponechání dlouhodobých nahodilých zatížení. Táhla tvoří kulatiny z oceli S460 o průměru 87mm.

Styčníky čepových přípojů táhel

Oproti klasickým svařovaným přípojům táhel se zde setkáváme s problematikou otlačení styčníkových plechů čepových přípojů. Typově vyráběné hlavice táhel neomezují kapacitu táhel v tahu, ale výrazný vliv má dimenze tloušťky styčníkových plechů. Navíc je nutno volit tloušťku styčníků dle tolerancí pro vůli ve spoji doporučených výrobcem táhel. V našem případě by to vedlo k tloušťce plechu 84mm a potřebovali bychom jakost oceli, která nebyla jinak na mostě použita. Z uvedených důvodů jsme přistoupili k návrhu styčníků tl. 45 mm v místě čepů zesílených navařenými kruhovými plechy tl. 19,5 mm (zhoblováno z tl. 25 mm).

Obr. 6 Zesílení styčníků navařenými plechy

Obr. 7 Detail čepového přípoje táhla

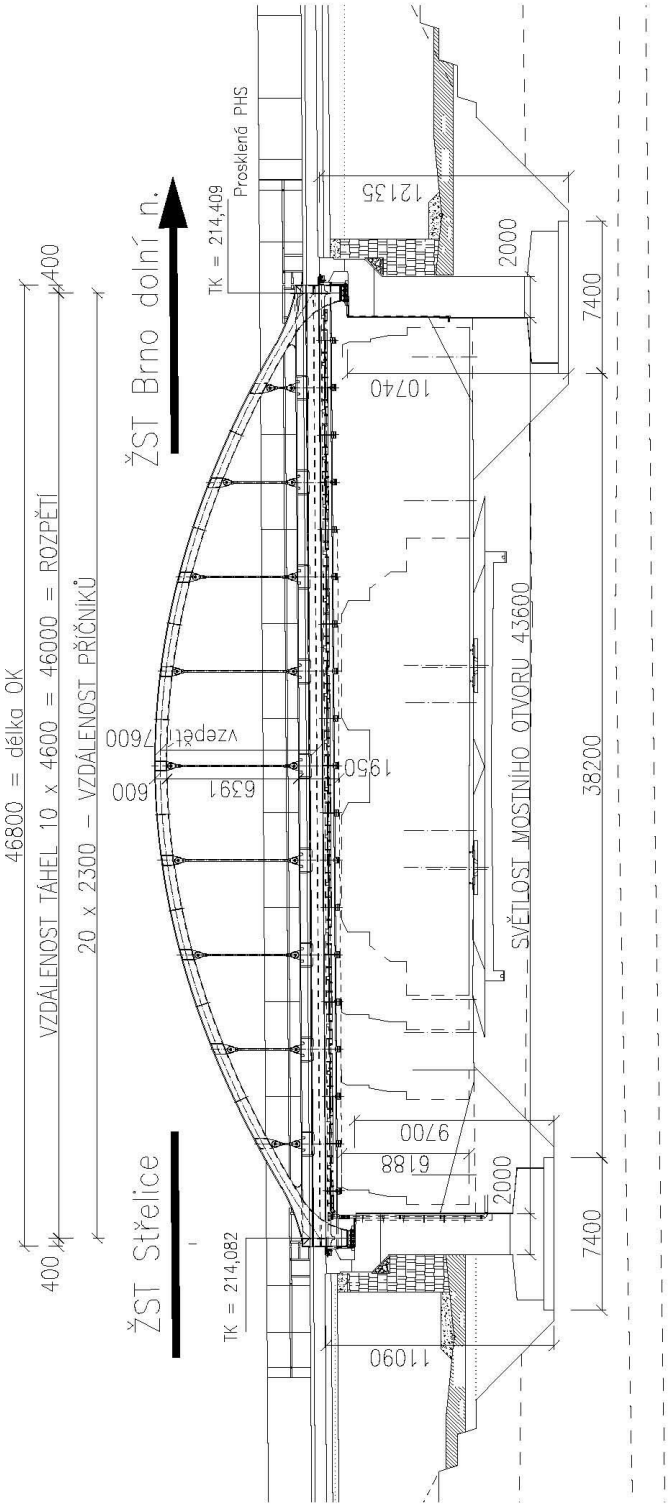
Montáž a výsun ocelové konstrukce mostu

OK mostu byla smontována na montážní plošině za střelickou opěrou. Díly OK byly na staveniště dováženy s aplikovanou PKO a na stavbě se provedla pouze vrchní vrstva a opravy PKO.

Nejprve byly sestaveny hlavní nosníky a mostovka (9 montážních dílů) a poté smontovány oblouky (každý oblouk ze 3 dílů – prostřední vkládán nakonec). Nakonec byla osazena a předepnuta táhla. Aby táhla byla od začátku v akci, stanovili jsme hodnotu předpětí každého táhla na 20kN.

Výsun mostu byl proveden pomocí kluzných bloků. Pravá kolej pod mostem byla v provozu, ale most se vysouval nad neutrálním polem trakčního vedení. V projektu byla navržena výluka v obou kolejích, nicméně zhotovitel řešení upravil a výsun projednal bez výluky. Masivní podepření mostu během výsunu zajistilo bezpečnost provozu na trati pod mostem.

Obr. 8 Nová OK mostu na konci výsunu do otvoru před spuštěním na ložiska



Obr. 9 Schematický podélný řez mostem

Hlavními účastníky stavby byli:

Investor:	SŽDC s.o., Stavební správa Olomouc
Správce mostu:	Správa dopravní cesty Brno, SMT
Odpovědný projektant SO:	SUDOP BRNO, spol. s r.o., Ing. David Kmošek
Zhotovitel:	FIRESTA-Fišer, rekonstrukce, stavby a.s.

Rekonstrukce mostu v km 28,713 trati Číčenice – Volary

Ing. Libor Marek, TOP CON servis s.r.o.

Jednalo se o rozsáhlou rekonstrukci předpjatého betonového mostu přes silnici II. třídy v Prachaticích.

Obr. 1 Most před rekonstrukcí

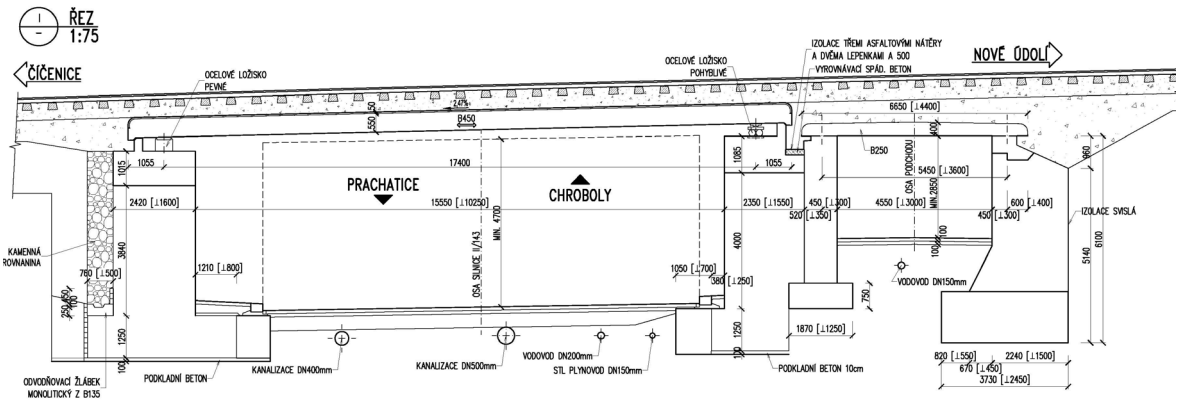
Územní podmínky

Jednokolejná neelektrifikovaná trať na výjezdu z Prachatic přes silnici II/143 Prachatice – Český Krumlov a podchod pro pěší. V dotčeném úseku vede v souběhu s vlečkou firmy Klima CZ a.s.

Původní stav

Most byl postaven koncem 70. let minulého století, kdy došlo k rozšíření a zahloubení podjízdné silnice pod trať. Původní podchod pod tratí zůstal zachován – železobetonová deska (nosná konstrukce nad podchodem, střední pilíř a opěra volarská) a silnice byla jednostranně rozšířena druhým směrem na 10,25 m. Tuto nosnou konstrukci tvoří nyní šikmá deska z předpjatého betonu s podélnými parapetními nosníky. Desky jsou uloženy na betonových opěrách a společném pilíři různého stáří a kvality. Nosná konstrukce mostu přes silnici II/143 byla navržen na zatěžovací vlak „B“ dle ČSN 73 6202. Podjezdná výška je min. 4,70 m.

Podchod pro pěší je tvořen železobetonovou deskou tl. 0,40 m, na krajích 0,30 m, která je uložena na spodní stavbu pomocí vrubových kloubů. Úložné prahy jsou ze železobetonu B250. Rozpětí desky kolmé je 3,60 m, šikmé 5,38 m. Deska je vyztužena ocelí TOROS 30. Podchod má světlou kolmou šířku 3 m, šikmou 4,48 m, výška podchodu je 3,05 m. Osa podchodu svírá s osou koleje úhel 45^0. Deska byla v rámci rekonstrukce v r. 1959 doplněna o sjednocovací římsu, shodnou se sousedním polem předpjaté desky.

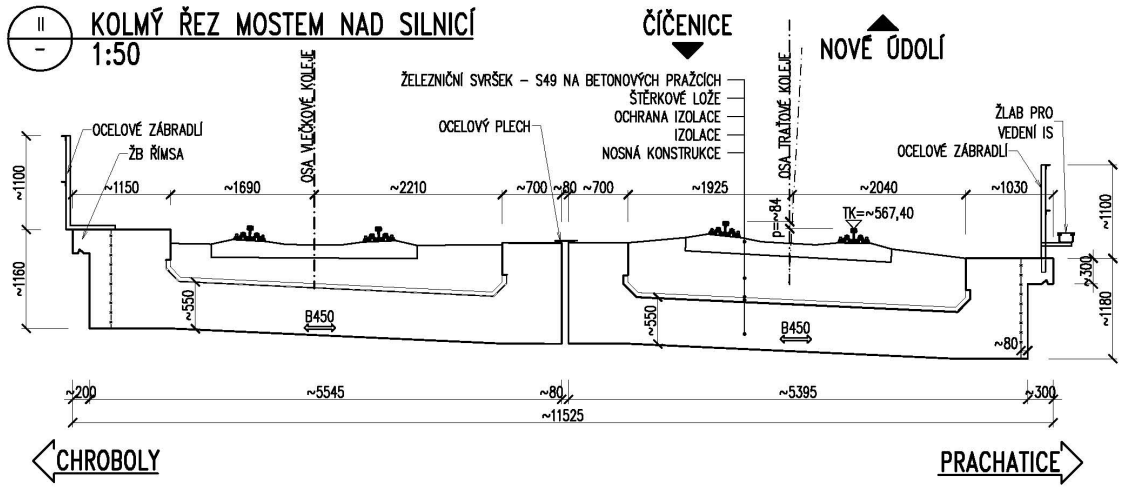


Obr. 2 Podélný řez

Spodní stavba

Prachatická opěra se skládá ze dvou samostatných částí, oddělených dilatační spárou vyplněnou heraklitem. Opěry jsou masivní z betonu zn. B105 resp. B135, plošně založené. Do opěr jsou vetknuta krátká křídla s vyložením 1,55 m, na ně pak navazují oddilatovaná samostatná křídla z prostého betonu B135 založená ve vyšší úrovni. Úložné prahy jsou z betonu B250. Dřík středního pilíře je z betonu B135 oddělený pracovní spárou pro most SŽDC a vlečkou. V horní části je propojen společným stativem v=1,03 – 1,08 m z betonu B250.

Ložiska – typizovaná dle ON 73 6277, v tupých rozích typ II-P-2 a II-V-2, v ostrých rozích II-P-1 a II-V-1



Obr. 3 Příčný řez nad komunikací

Nosná konstrukce

Šikmá deska z předpjatého betonu B450, s podélnými parapetními nosníky. Deska je předepnuta kabely 24 ϕP7 v obou směrech. Kotevní čela a římsy jsou dodatečně dobetonovány. Kabely podélného předpětí byly napínány jednostranně z prachatické opěry a příčné z lícní vnější strany desky. Na opačných stranách jsou osazeny mrtvé resp. smyčkové kotvy. Předpjatou výztuž tvoří 30 podélných a 20 příčných kabelů v trubkách ϕ 56 mm „Sandrik“. Předpětí je doplněno betonářskou výztuží z oceli ϕ R40. Deska je konstantní tl. 550 mm, při šířce mezi parapety 3,90 m, rozpětí desky je 17,40 m, šikmost 42,76°. Rozměr parapetů je 1,15 x 0,70 m. Deska má příčný

a podélný spád kterými je zajištěno odvodnění srážkové vody v tupém rohu desky u nižšího parapetu.

Výsledky diagnostiky mostu

Podrobný diagnostický průzkum pro návrh sanace mostu zpracoval kolektiv ing. Kolíska z Kloknerova ústavu, ČVUT.

Charakter zjištěných poruch je rozmanitý. Od lokálního poškození až po celoplošné závady. Ze zkoušek je patrné, že pevnost betonu v tlaku je velmi variabilní – od 7,8 MPa (B5) na opěře volarské po 56,6 MPa (B50) na předpjaté desce mostovky. Hloubka karbonatace 10 – 50 mm. Krytí výztuže 0 – 20 mm. Kromě běžných reprofilačních prací lze předpokládat i celkovou náhradu některých konstrukcí, dobetonávky říms kryjící kotvy přepínacích kabelů, případně velkoobjemové reprofilace např. po odstranění silné vrstvy degradovaného betonu. Opravy povrchů ostatních betonových povrchů budou mít více charakter kosmetické úpravy a zvýšení odolnosti proti působení povětrnosti.

Prohlídka kabelů příčného a podélného předpětí

V průběhu realizace rekonstrukce byla pracovníky Kloknerova ústavu provedena další kontrola – nyní se jednalo o příčné a podélné předpětí žlb. desky mostovky nad komunikací.

Obr. 4 Odhalené kotvy příčného předpětí, lícní vnější část desky

Obr. 5 Detail kotvy – odvrtaný injektáží otvor

Obr. 6 Detail kabelového kanálku

Obr. 7 Kotevní čelo podélné předpjaté výztuže

Obr. 8 Detail kotev podélného předpětí

Z provedené prohlídky a sond byly stanoveny tyto závěry:

Počet kotev podélného a příčného předpětí je shodný s archivní dokumentací (10 a 20 ks z 24 x patentový drát ϕP7). Provedenými sondami (vrtání, bourání) bylo zjištěno, že kabely příčného i podélného předpětí jsou vyplněny cementovou injektáží a nebyla ani u jedné sondy zaznamenána kaverna nebo nevyplněná dutina. Vizuálně nebyl zjištěn žádný negativní vliv na funkčnost kotev, byla zjištěna pouze lokální povrchová koroze malého rozsahu.

Rekonstrukce mostu obsahuje

- sanace spodní stavby
- sanace nosné konstrukce
- sanace předpětí nosné konstrukce
- rekonstrukce příslušenství mostu

Sanace spodní stavby

Sanace líce volarské opěry a přilehlého křídla

Degradované části líce opěry a křídla byly mechanicky odbourány do hl. cca 150 mm.

Odbourané části líců opěr byly dobetonovány v tl. cca 150 mm do původního tvaru do pohledového bednění z laťovky kladené nasvislo. Tato „tenkovrstvá“ dobetonávka byla vyztuženy vázanou výztuží přikotvenou k původním konstrukcím pomocí ocelových hřebů vlepených do vrtů.

Sanace středního pilíře a prachatické opěry

Příprava podkladu byla provedena otryskáním VVP. Jelikož se jedná o prosté betony, byly aplikovány sanační malty pro hrubou a jemnou reprofilaci s ochranným nátěrem. Lícové plochy ze strany od podjížděné komunikace byly navíc opatřeny nátěrem proti CHRL.

Sanace křídla prachatické opěry mostu SŽDC

Křídlo bylo tryskáno VVP. Trhliny byly vyinjektovány, odpadnuté betonové části byly doplněny hrubou reprofilační maltou. Celý povrch byl opatřen sanační jemnou stěrkou a sekundárním ochranným nátěrem.

Sanace křídla prachatické opěry mostu na vlečce

Křídlo bylo tryskáno VVP. Celý povrch byl opatřen pouze sekundárním ochranným nátěrem.

Sanace úložných prahů

Po zvednutí NK byly úložné prahy ve 100% plochy tryskány VVP, odhalená korodující výztuž byla pasivována. Betonový povrch byl opatřen jemnozrnnou sanační stěrkou v tl. do 10 mm a opatřen ochranným nátěrem s hydrofobizačním a antikarbonatačním účinkem.

Sanace nosné konstrukce

Sanace vnějšího povrchu betonových částí nosných konstrukcí probíhalo za částečného omezení dopravy na podjízdné komunikaci a podchodu.

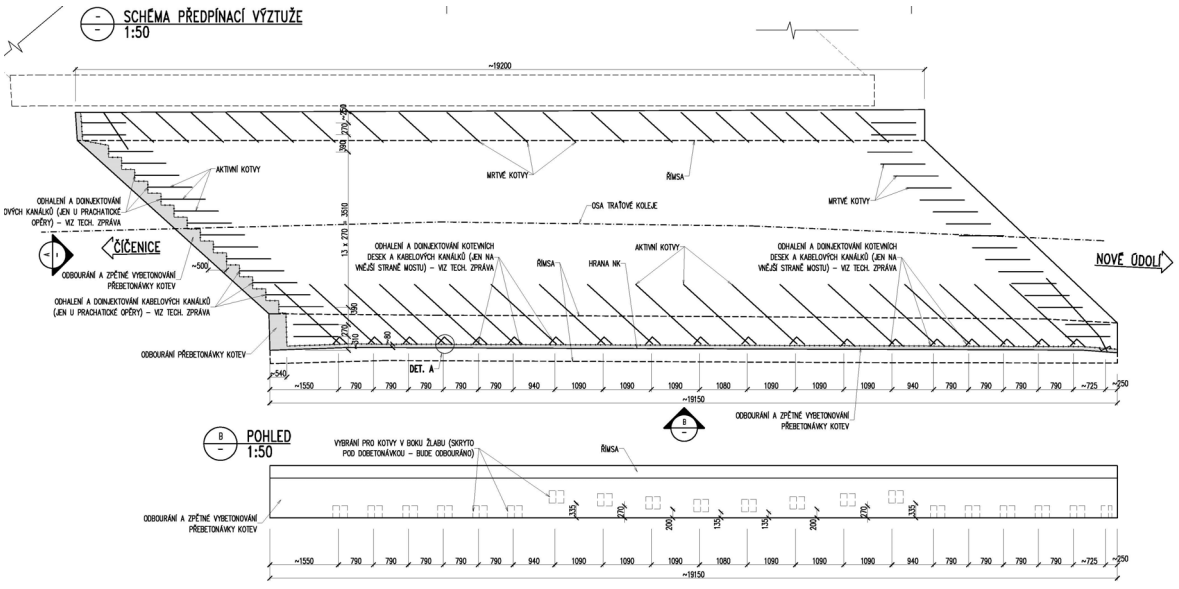
Příprava podkladu byla provedena otryskáním VVP. Distanční pruty, které byly orezlé v podhledu NK byly vyjmuty. Reprofilace spojená s pasivací odkryté výztuže byla provedena kvalitními sanačními materiály na modifikované cementové bázi, s výslednými fyzikálně-mechanickými parametry srovnatelnými se stávajícím betonem.

Posledním krokem vysprávek byla tenká celoplošná sjednocující stěrka v tloušťce cca 2-3 mm. Aplikací těchto sanačních stěrek je dosaženo zvýšení krytí výztuže. Na takto provedené stěrky byl aplikován stejný sekundární ochranný systém, jako na sanaci opěr.

Zhotovitelem stavby byly pro sanace a reprofilace betonu použity materiály firmy BASF (EMACO S 88C, EMACO R 305, PCI Vergussmortel 100, MASTERTOP P 607, MASTER TOP P 677R, MASTERSIL 368, PROTEKTOSIL).

Sanace předpětí nosné konstrukce

Sanace kabelů soudržnosti (podélné a příčné) nosné konstrukce mělo být provedeno ve formě doinjektování kabelových kanálků, které byly odhaleny z prachatického čela nosné konstrukce a vnějšího boku ze strany od Prachatic. Kabelové kanálky byly odhaleny, vizuálně prohlédnuty endoskopem, profouknuty. Se závěrem, že jsou dobře zainjektovány a nevyžadují doplňkovou vakuovou injektáž. Všechny kotvy byly protikorozně ochráněny a kotevní čelo bylo nově přibetonováno.



Obr. 9 Schéma podélné a příčné výztuže předpětí desky

Sanace vnější římsy mostu a křídel

Vnější římsa byla částečně odbourána jak z horní, tak i boční strany. Vzhledem k tomu, že kolejové lože bylo značně přesypané a není možné provést snížení nivelety tratě tak, aby se štěrk nesypal z mostu, byla nová římsa nadbetonována oproti původní. Tím bylo vytvořeno uzavřené kolejové lože z této strany mostu. Pomocí dodatečně vlepené výztuže byla zafixována nová výztuž římsy. Ta je částečně vykonzolována oproti současnému stavu a umožnila zakotvení sloupků nového zábradlí z horní do horní plochy.

Římsa na prachatickém křídle byla částečně odbourána a na její místo je vybetonována nová tak, aby respektovala tvar upraveného kolejového lože.

Beton římsy: C30/37 XF2 s příměsí skleněných vláken HD.

Rekonstrukce příslušenství mostu

V rámci sanačních prací byla provedena revize ocelových ložisek – očištění, stočení válců, hoblování úložných desek, ochranné nátěry a promazání.

Zábradlí je ocelové svařované výšky 1100 mm. Sloupky jsou kotveny přes patní desky a kotevní šrouby do horního povrchu nabetonované vnější římsy.

Izolační systém objektu je proveden z. asfaltového pásu SVI MISTRAL v jedné vrstvě s tvrdou ochranou z betonu na dně mostovky, na bocích žlabu KL – stejný pás v jedné vrstvě s měkkou ochranou z geotextílie. Po snesení žel. svršku na mostě SŽDC a na vlečce byla odstraněna ochrana izolace, původní izolace a odbourán nefunkční odvodňovač. Betonový podklad byl upraven pro pokládku nové hydroizolace celoplošně natavené z modifikovaných asfaltových pásů.

Zesílená konstrukce pražcového podloží podle ČD S4, příl. 24 se provedla pouze pod traťovou kolejí v délce 14,5 m za opěrou prachatickou a 8,5 m za opěrou volarskou. Byla provedena z podkladní vrstvy ze štěrkopísku min. tl. 0,30 m, frakce 0/32A, hutnění ID=0,90.

Závěr

Rekonstrukce mostu, který vykazuje soustavně poruchy, většinou spočívá ve dvou krocích. Prvním je zastavení degradace betonu a druhým jeho zesílení. Vzhledem k tomu, že požadovaná traťová třída byla diagnostikou předpínacích kabelů prověřena a shledána bez závad, byly finanční prostředky směrovány na komplexní sanace a hydroizolaci celého objektu, která prodlouží jeho životnosti o další desetiletí.

Předpjaté mostní konstrukce nejsou na tratích ČD tak časté, jako na silnicích. Přesto však tyto mosty postavené byly a nové se staví. Vzhledem k tomu, že tyto mosty nejsou většinou ovlivněny CH.R.L., je tudíž jejich degradace pomalejší a ne tak agresivní. Většina vzniklých závad je z nefunkční hydroizolace objektu a nedostatečné údržby.

Hlavní účastníci rekonstrukce mostu:

Investor:	SŽDC, s.o.
Projektant:	TOPCON servis s r.o.
Zhotovitel diagnostického průzkumu:	ČVUT, Kloknerův ústav
Zhotovitel stavby:	Edikt a.s.

Železniční uzel Brno,
1. etapa, 1. část odstavného nádraží
Železniční mosty v rámci 1. části odstavného nádraží

Ing. Jiří Borovička, MORAVIA CONSULT Olomouc a.s.
Ing. David Kmošek, SUDOP BRNO s.r.o.

CELKOVÁ KONCEPCE NÁDRAŽÍ V BRNĚ

Výsledný návrh koncepčního řešení železničního uzlu vychází ze současného stavu napojení sedmi tratí do brněnského železničního uzlu. Jedná se o tratě vedoucí ze směru od Havlíčkova Brodu, České Třebové, Přerova, Veselí nad Moravou, Břeclavi, Hrušovan nad Jevišovkou a Jihlavy.

Konečný návrh sleduje provedení přestavby v pěti etapách začleněných do čtyř staveb a samozřejmě počítá s připraveností městské, technické a dopravní infrastruktury tak, aby nedošlo ke zhoršení stávající dopravní situace.

Členění etap výstavby:

- 1. etapa – výstavba první části odstavného nádraží,
- 2. etapa – výstavba první části osobního nádraží,
- 3. etapa – úprava trasy nákladního průtahu,
- 4. etapa – výstavba druhé části odstavného nádraží,
- 5. etapa – výstavba druhé části osobního nádraží.

STRUČNÝ POPIS STAVBY ODSTAVNÉHO NÁDRAŽÍ

Odstavné nádraží – jeho 1. část, které bude umístěno v lokalitě nynější žst. Brno – Horní Heršpice je samostatným technologicko provozním celkem v rámci železničního uzlu Brno. Ve své podobě po komplexním dobudování bude sloužit pro provozní ošetření, opravy a odstavování vlakových souprav, elektrických jednotek i lokomotiv.

Obsahem stavby je výstavba zařízení pro čištění a údržbu souprav vozových skříní a k tomu příslušných technologických a odstavných kolejí. Jedná se již o definitivní stav, který svým napojením musí vyhovovat budoucí nové kolejové konfiguraci uzlu s novým osobním nádražím v odsunuté poloze a novému řešení odstavného nádraží, rovněž v nové poloze. Bez ohledu na časově vzdálené cílové řešení uzlu bude nové pracoviště halového umývače ihned po dokončení využíváno v běžném provozu při současné podobě uzlu, což znamená i jeho dočasné provizorní napojení na stávající kolejiště stanice.

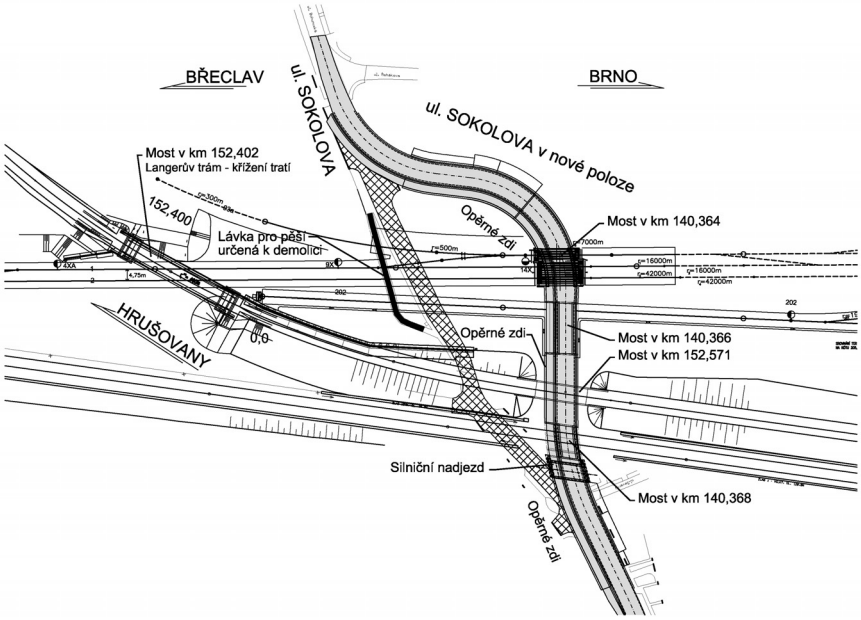
MOSTNÍ A INŽENÝRSKÉ OBJEKTY V RÁMCI ODSTAVNÉHO NÁDRAŽÍ

V rámci stavby odstavného nádraží bylo vybudováno celkem 9 nových mostů a 2 podchody, 3 dosavadní mosty byly rekonstruovány a jeden dosavadní byl demolován.

Mostní a inženýrské objekty v ulici Sokolova

Pro motoristy, projíždějící po ulici Sokolové v Brně bylo původní úrovňové křížení se železnicí velmi nepříjemné a často znamenalo dlouhé čekání v koloně aut. Jedna z hlavních příčin tohoto stavu je vysoká frekvence dopravy trati Břeclav - Brno, jejíž koleje byly dvě z celkem 6-ti křížených kolejí. Území v dotčené oblasti bylo v projektu pojato v souladu s převažujícími požadavky a vznikl nový návrh mimoúrovňového křížení. Ve výsledné variantě je ulice Sokolova přeložena do nové polohy o cca 50 m

směrem k centru Brna, což se ukázalo jako nezbytné k vytvoření prostoru pro vedení komunikace a překonání potřebného výškového rozdílu. Na dalším obrázku můžete vidět orientační situaci přeložky ulice Sokolova.



Projekt přeložení ulice Sokolova znamenal vyřešit velmi složité technické problémy zejména s ohledem na nepříznivé geologické podmínky, rozšíření kolejiště v rámci stavby na osm kolejí v místě nového křížení a v neposlední řadě kvůli přítomnosti velkého množství inženýrských sítí v dotčeném prostoru. Pro přemostění „zapuštěné“ Sokolové bylo potřeba navrhnout rozsáhlé opěrné zdi a celkem 4 nové železniční mosty a jeden silniční nadjezd. Most přes původní ulici Sokolovu a lávka pro pěší přes kolejiště byly navrženy k demolici. Souběžně s novou komunikací bude vybudován chodník pro pěší a pohyb chodců se tak zjednoduší.

Samostatnou kapitolou byl problém zajištění celé stavební jámy pro novou ulici proti vnikání podzemní vody. Složitá geologie území si vyžádala naprojektování rozsáhlé geotechnické konstrukce pro zamezení přítoku podzemních vod do stavební jámy v podobě stěn z tryskové injektáže realizované po jednotlivých lamelách. Zajištění bylo navrženo pomocí jedné kontinuální pažící stěny pro všechny mostní objekty a opěrné zdi společně. Celková plocha chráněná proti přítoku podzemní vody činí úctyhodných 4620 m^2.

Složité technické řešení přeložky Sokolovy bylo navíc okořeněno vysokými nároky na provoz na železnici během stavby. Návrh se neobešel bez mostních provizorií, z nichž některá byla vkládána a vyjímána pomocí jeřábu GEK 80. Jeřáb GEK 80 byl použit zejména kvůli časovým úsporám. Velká část prací tak musela být navržena s ohledem na možnosti manipulace ve stísněném prostoru pod provizorii.

Pro přemostění ulice Sokolova byly navrženy následující mosty:

Most v km 140,364

Nový most je situován v nové trase přeložky ulice Sokolova pod kolejemi č. 1, 2 a 93a v železniční stanici Brno Horní Heršpice. Nosnou konstrukci tvoří pro každou kolej jednopolový samostatný ocelový most s horní ortotropní mostovkou. Rozpětí mostu činí 16,0 m. Konstrukční výška je stlačená na 815 mm, což je bezmála 1/20 rozpětí - proto byl použit systém se čtyřmi hlavními nosníky.

Spodní stavbu tvoří dvě masivní opěry z prostého betonu s železobetonovými úložnými prahy, závěrnou zídkou a římsami. Základ opěr je navržen železobetonový. Pro zajištění únosnosti základu jsou navrženy mikropiloty vetknuté do základu opěr. Opěry jsou navrženy s dilatační spárou mezi kolejemi č. 1 a 93a.

Práce na výstavbě nového mostu byly navrženy pod ochranou mostních provizorií MPKN – 21, která byla pro možnost výstavby pilíře PIŽMO vložena do kolejí č.1, 2 a 93a. Následně byla vždy dvě provizoria vložena do kolejí č. 1 a 93a.

Pro manipulaci s provizorii jsme navrhli použití železničního jeřábu GEK 80.

Obr. 1 Výstavba mostu v km 140,364.

Obr. 2 Most v km 140,364 - konstrukce byly přepravovány v celku

Most v km 140,366

Most je navržen jako sdružený monolitický železobetonový polorám o dvou otvorech světlosti 9,00 m (silnice) + 3,00 m (chodník). Most se skládá ze dvou dilatačních celků z nichž každý převádí dvě koleje. Založení je hlubinné na velkoprůměrových pilotách. Mezi komunikací a chodníkem je navržena řada pilířů namísto průběžné zdi, aby bylo užívání chodníku co nejpříjemnější.

Obr. 3 Výstavba mostu v km 140,366 a navazující železobetonové vany

Most v km 140,368

Jedná se o obdobný objekt jako je most v km 140,366. Tento objekt je navržen pro převedení dvou kolejí nákladového průtahu (č. 94 a 96) a dále pro kabelovou trasu. Pro koleje a kabelovou trasu je navržen vždy jeden samostatný celek.

Most v km 152,571 trati Hrušovany - Brno

Tento most je v úrovni „o patro výš“ z hlediska křížení komunikací - převádí kolej vedoucí do Hrušovan a ta je v místě nové Sokolové již podstatně výše než okolní koleje, protože se stáčí napříč přes břeclavské koleje a stoupá k mimoúrovňovému křížení těchto tratí Hrušovany - Brno a Břeclav - Brno. Most je navržen jako spřažená ocelobetonová nosná konstrukce se dvěmi hlavními nosníky o rozpětí 23 m při konstrukční výšce 1,67 m. Spodní stavba mostu je monolitická železobetonová

a původně zamýšlené plošné založení bylo nakonec přepracováno na hlubinné založení na velkoprůměrových pilotách.

Mostní a inženýrské objekty v ulici Košuličova

V areálu odstavného nádraží v ulici Košuličova bylo navrženo celkem 5 nových mostů a systém nových opěrných zdí, které navazují na jednotlivé mostní objekty.

Pro zajištění přístupu do nového areálu DKV bylo v místě křížení nového systému kolejí odstavného nádraží se samotnou ulicí Košuličovou vybudováno „soumostí“, které tvoří tři nové mostní objekty – most v km 140,884, most v km 140,872, most v km 153,079. Mosty převádějí celkem 5 kolejí a svým šířkovým uspořádáním zohledňují výhledový stav dalších dvou etap výstavby odstavného nádraží. Mosty mají kolmou světlost 9,0 m a světlou výšku 4,4 m. Nosné konstrukce mostů byly navrženy jako železobetonové se zabetonovanou výztuží z ocelových nosníků. Spodní stavba byla navržena rovněž železobetonová a založená na systému velkoprůměrových pilot. Mezi nosnými konstrukcemi byl vynechán prostor pro prosvětlení podjezdu.

Pro zajištění přístupu do ostatních částí odstavného nádraží byly dále zřízeny další dva mosty – most v km 140,833, stejných parametrů a konstrukcí jako předchozí objekty, na který navazuje z části oblouková opěrná zeď,.a dále most v km 140,930 s kolmou světlostí 5,0 m. Tento objekt byl navržen jako železobetonová rámová konstrukce, plošně založená s rozebíratelnými rovnoběžnými křídly z gabionů – z důvodu následného prodloužení mostu v dalších etapách .

V místech rozdílných výškových úrovní nivelet železničních tratí a souběžných silničních komunikací bylo navrženo celkem 382 m opěrných zdí, které byly navrženy železobetonové úhlové, založené rovněž na velkoprůměrových pilotách, lokálně plošně.

Obr. 4 Pohled na linii mostů a opěrných zdí v areálu ulice Košuličova (zleva most v km 140,930, most v km 140,884 a most v km 140,833, mosty propojuje Opěrná zeď v ulici Košuličova – část 4)

Obr. 5 Most v km 140,833

Obr. 6 Mosty v km 140,884, km 140,872, km 153,079

Obr. 7 Most v km 140,884

Obr. 8 Most v km 140,930

ZÁVĚR

Uvedenými rekonstrukcemi a výstavbami mostních objektů dojde k výraznému zlepšení dopravní situace na ulicích Sokolova a Košuličova

Přehled zpracovatelů projektu:

Hlavní inženýr stavby:

Ing. Miroslav Polák SUDOP Brno s.r.o. (zástupce pro MCO a.s. - Ing. Pavel Neumann),

Garant mostních objektů:

Ing. Radomír Hanák SUDOP Brno s.r.o. (zástupce pro MCO a.s. - Ing. Jiří Borovička),

Zpracovatelé jednotlivých objektů: Kolektiv odborných projektantů SUDOP Brno s.r.o. a MORAVIA CONSULT Olomouc a.s.

Celkový přehled mostních objektů v ulici Sokolova a Košuličova:

SO 01-19-03, Most v km 140,364 (projekt Ing. Radomír Hanák – SUDOP Brno s.r.o.)

Nosnou konstrukci tvoří pro každou kolej jednopolový samostatný ocelový most s horní ortotropní mostovkou. Rozpětí mostu činí 16,0 m. Spodní stavbu tvoří dvě masivní opěry z prostého betonu s železobetonovými úložnými prahy, závěrnou zídkou a římsami.

SO 01-19-04, Most v km 140,366 (Ing. Hana Hanáková – SUDOP Brno s.r.o.)

Sdružený monolitický železobetonový polorám o dvou otvorech světlosti 9,00 m (silnice) + 3,00 m (chodník).

SO 01-19-06, Most v km 152,571 (Ing. David Kmošek, Ing. Lhotský – SUDOP Brno s.r.o.)

Spřažená ocelobetonová nosná konstrukce se dvěmi hlavními nosníky o rozpětí 23 m při konstrukční výšce 1,67 m. Spodní stavba mostu je monolitická železobetonová založená na velkoprůměrových pilotách.

SO 01-19-07, Most v km 140,833 (Ing. Jiří Borovička – MCO a.s.)

Novostavba železničního mostu přes obslužnou komunikaci. Železobetonová nosná konstrukce se zabetonovanými nosníky – světlost 9,0 m, uložená na železobetonové spodní stavbě založené na velkoprůměrových pilotách.

SO 01-19-08, Most v km 140,872 (Ing. David Pospíšil – MCO a.s.)

Novostavba železničního mostu přes obslužnou komunikaci. Železobetonová nosná konstrukce se zabetonovanými nosníky – světlost 9,0 m, uložená na železobetonové spodní stavbě založené na velkoprůměrových pilotách.

SO 01-19-11, Most v km 140,884 (Ing. Petr Vachutka – MCO a.s.)

Novostavba železničního mostu přes obslužnou komunikaci. Železobetonová nosná konstrukce se zabetonovanými nosníky – světlost 9,0 m, uložená na železobetonové spodní stavbě založené na velkoprůměrových pilotách.

SO 01-19-12, Most v km 153,089 (Ing. David Pospíšil – MCO a.s.)

Novostavba železničního mostu přes obslužnou komunikaci. Železobetonová nosná konstrukce se zabetonovanými nosníky – světlost 9,0 m, uložená na železobetonové spodní stavbě založené na velkoprůměrových pilotách.

SO 01-19-13, Most v km 140,930 (Ing. Pavel Šedivý – MCO a.s.)

Novostavba železničního mostu přes obslužnou komunikaci. Železobetonová rámová konstrukce, světlost 5,0 m – plošně založená.

SO 01-19-21.1 až 4, Opěrné zdi v ulici Košiláčova – část 1 až 4. (Ing. Jiří Chrást – MCO a.s.)

Novostavba železobetonových úhlových zdí založených na velkoprůměrových pilotách, místy plošně. Délka: část 1 – 125 m, část 2 – 126 m, část 3 – 44 m, část 4 – 87 m.

SO 01-19-22, Opěrné zdi v ulici Sokolova (Ing. Tomáš Chytil – SUDOP s.r.o.)

Novostavba železobetonových úhlových zdí založených na velkoprůměrových pilotách, místy plošně.

Železniční most v km 362,050 trati Plzeň – Stříbro

Ing. Jan Svitavský, Ing. Alexandr Kurz TOP CON servis s.r.o.

V roce 2008 proběhla v rámci stavby "Optimalizace trati Plzeň – Stříbro" rekonstrukce železničního mostu v ev. km 362,050. Trať je součástí III. železničního koridoru Mosty u Jablunkova – Cheb. Původní jednokolejný mostní objekt, nacházející se ve špatném stavebním stavu a s nevyhovujícím prostorovým uspořádáním, proto musel být uveden do stavu odpovídajícímu významu trati.

Stav mostu před rekonstrukcí

Most byl vybudován v roce 1963. Překračuje šikmo pod úhlem pouhých 39° jedním mostním otvorem o kolmé světlosti 13 metrů silnici II/605. Nosná konstrukce, vytvořená z dvojice předpjatých komorových nosníků o rozpětí 22 m, byla uložena na betonových tížných opěrách se šikmými svahovými křídly. Spodní stavba (dvojnásobné šířky než je potřeba pro jednu nosnou konstrukci) celých 45 let svým tvarem připomínala okolí, že má být trať jednoho dne zdvoukolejněna. Mostní průjezdní průřez odpovídal MPP 2,2R.

Na bočních stěnách nosné konstrukce byly zjištěny trhliny, na konstrukci byly viditelné stopy po zatékající vodě, beton u obou říms byl vydrolený, výztuž místy odhalená. Na mostě byla značně přesypaná tloušťka kolejového lože, v ose koleje to bylo "po pás dospělému člověku" – výška štěrku cca. 1 metr, na obou krajích štěrk přepadával přes římsy.

Obr. 1 Původní konstrukce, spodní stavba počítá s druhou nosnou konstrukcí

Návrh rekonstrukce

Navrženy byly dvě nové ocelové nosné konstrukce se štěrkovým ložem, s horní ortotropní mostovkou, každá se čtyřmi hlavními nosníky tvaru I. Uloženy jsou přes koncové ocelové příčníky a hrncová ložiska na nové úložné prahy, nabetonované na původní dříky tížných opěr. Rovnoběžná křídla a závěrné zídky byly vybudovány také nové, svahová křídla a dříky opěr byly sanovány.

druh nosné konstrukce	ocelová trámová s horní mostovkou
uložení nosné konstrukce	na hrncových ložiskách
statická funkce nosné konstrukce	trámový rošt prostě uložený

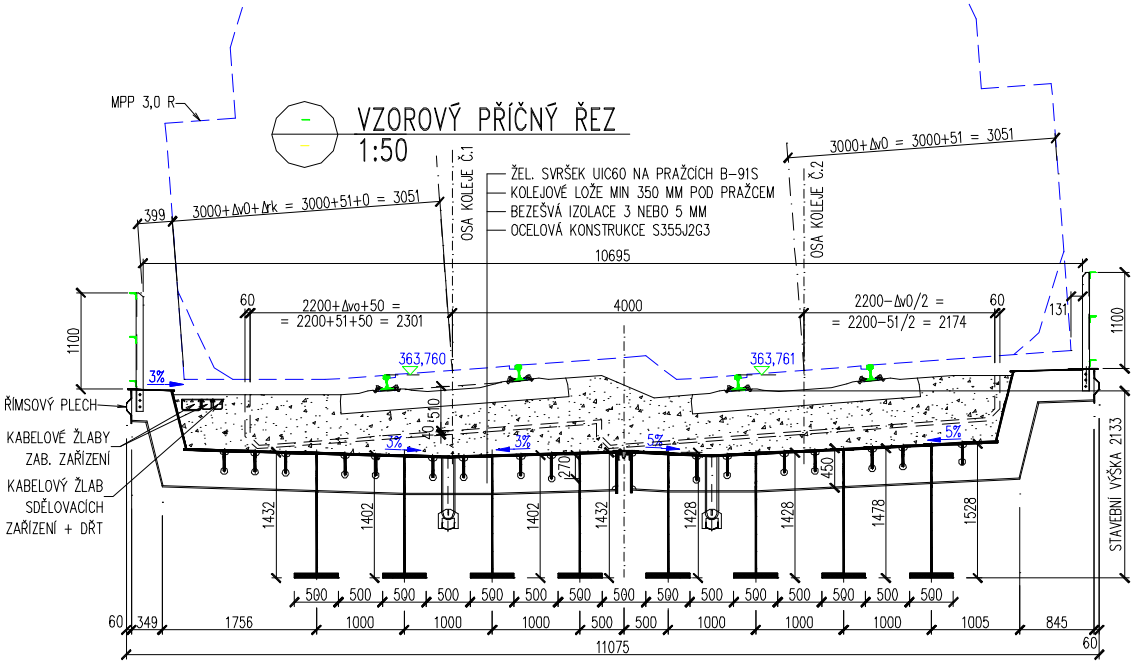
návrhové zatížení	zatěžovací schéma vlaku ČD T
počet mostních otvorů	1
délka přemostění (šikmá)	20,0 m
délka mostu	37,20 m
rozpětí nosné konstrukce	24,00 m
stavební výška	2,133 m
výška obrysu kolejového lože	550 mm
popis spodní stavby včetně křídel/ popis úprav původní spodní stavby	stávající šikmá křídla a dříky opěr budou povrchově sanovány, nové ŽB úložné prahy a závěrné zdi
volná výška pod mostem	min. 4,80 m (zvětšeno z 4,60 m)
světlost kolmá	12,85 m
šikmost mostu	70,0°
úhel křížení s přemosťovanou překážkou	40,0°
šířka mostu	11,075 m

Prostorové uspořádání na mostě

Most převádí dvoukolejnou železniční trať, která je v levostranném směrovém oblouku o poloměru 706 m (710 m). Traťová rychlost na mostě je 110 km/h. Na základě toho se uplatní mostní průjezdní průřez MPP 3,0R dle ČSN 73 6201. Osová vzdálenost kolejí je 4,0 metru. Minimální tloušťka kolejového lože na mostě je 510 mm + 40 mm rezerva.

Uspořádání pod mostem

Most překračuje silnici II/605, která je v daném úseku ve značném podélném spádu převyšujícím 5% (2 jízdní pruhy směr nahoru a jeden dolů). Rekonstrukcí nebyla změněna prostorová úprava této komunikace ani její niveleta. Původní jediná nosná konstrukce přemosťovala silnici v místě, kde již byla její niveleta díky podélnému spádu níž. V novém stavu přibyla druhá konstrukce, která je nyní díky podélnému sklonu silnice limitující pro podjezdnou výšku. Přes tyto nevýhodné počáteční podmínky zadání se podařilo navrhnout konstrukci se stlačenou stavební výškou a zvýšit podjezdnou výšku z 4,60 m na 4,80 m bez rezervy.



Obr. 2 Příčný řez uprostřed rozpětí konstrukce

Nosná konstrukce

Pod každou kolejí je samostatná nosná ocelová plnostěnná trámová konstrukce s horní ortotropní mostovkou, podélná spára mezi nimi je kryta lamelovým mostním závěrem. Plechovou mostovku každého z mostů podporují 4 hlavní plnostěnné nosníky. Jejich výšky se liší podle příčného sklonu plechu KL, a to v rozmezí cca od 1400 mm do 1530 mm. Tloušťka stěn hl. n. činí 14 mm. Dolní pásnice, jejichž spodní hrany leží v příčném řezu ve stejné výškové úrovni, mají konstantní šířku 500 mm a odstupňovanou tloušťku od 45 do 50 mm, podle statických požadavků. Horní pásnici hlavního nosníku tvoří plech mostovky, tloušťky 22 mm. Podélné výztuhy žlabu KL mají rozměr 22 x 220 (270) mm. Příčné výztuhy KL, ve tvaru obráceného T jsou umístěny ve vzájemných osových vzdálenostech po 2000 mm. K příčným výztuhám jsou na vnějších koncích připevněny sloupky zábradlí, podlahové a římsové plechy.

Příčná ztužidla koncová (nadpodporová) jsou dimenzována pro přenos reakcí mostu na ložiska. Vnitřní ložiska (blíže k podélné ose mostu) jsou umístěna mezi dvojicemi hlavních nosníků v polovinách rozpětí příčných ztužidel, vnější pod krajními hlavními nosníky. Ložiska jsou hrncová.

Obě ocelové nosné konstrukce jsou navrženy kompletně z oceli S355 J2G3. Tonáž oceli každé z nosných konstrukcí činí zaokrouhleně 80,7 a 76,2 t.

Rozhodujícím kriteriem pro dimenzování NK bylo posouzení na únavu materiálu a dodržení normou povolených deformací.

Obr. 3 Ukládání nosných ocelových konstrukcí do finální polohy

Mostní závěry

Nosné konstrukce jsou šikmé a vzájemně posunuté v podélném směru. Závěrné zídky tedy na opěrách tvoří jakési zkosené písmeno Z (koncový závěr jedné konstrukce, podélný závěr mezi konstrukcí a podélnou závěrnou zídkou a koncový závěr druhé

konstrukce). Podélné závěry mezi konstrukcemi jsou lamelové tvořené profilem RS200, příčné koncové mostní závěry jsou lamelové s pryžovým profilem RS80.

Izolace a odvodnění nosné konstrukce

Mostovka byla izolována celoplošnou bezešvou membránovou hydroizolací tl. max 5 mm. Odvodnění mostu je primárně zajištěno příčným a podélným sklonem povrchu KL. Srážková voda je odváděna lokálními odvodňovači umístěnými v úžlabích KL pod obě NK do podélného žlabu, vyspádovaného k opěře O2 a zde svislým svodem dolů do zakrytého silničního rigolu. Také mostní závěry jsou v nejnižších místech odvodněny pomocí 6 ks kotlíků a trubek DN50 zaústěných do podélných žlabů.

Voda z prostoru za ruby závěrných zdí je odvedena do příčných drenáží DN 150 mm, umístěných za opěrami. Drenáže jsou vyvedeny před líce rovnoběžných křídel, do svahu drážního tělesa se skluzy do stávajících vpustí silniční kanalizace.

Opěry

Nové monolitické ŽB úložné prahy a závěrné zdi byly nabetonovány na ubourané původní dříky opěr a spřaženy s nimi pomocí kotevních trnů. Na úložné prahy navazují konzolovitě vyvěšená rovnoběžná křídla. Rovnoběžná křídla přecházejí vpravo před mostem a vlevo za mostem v monolitické úhlové zdi shodného vnějšího tvaru. Základy úhlových zdí jsou z důvodů omezení sedání uloženy na řadě mikropilot ∅108 mm délky 3,5 m.

Stávající železobetonová šikmá křídla byla v horních partiích částečně ubourána a po vybetonování úložných prahů a rovnoběžných křídel opět dobetonována a spřažena s novými částmi. Římsy šikmých křídel byly nahrazeny novými ŽB kotvenými římsami. Pohledové plochy původních dříků a svahových křídel byly opatřeny obkladem z kamene.

Postup rekonstrukce

- původní stav - nosná konstrukce z prefabrikátů dodatečně předpjatých pod kolejí č. 2

Etapa 1 – provizorní zprovoznění koleje č.1

- zapažení železničního spodku u opěry O2,
- zřízení finálních monolitických úhlových zdí na mikropilotové stěně za opěrou O2,
- usazení mostního provizoria KN 24 na upravenou spodní stavbu koleje č. 1,
- začátek provozu na koleji č. 1 (během výluk původní koleje č. 2),
- sestavení nových ocelových trámových konstrukcí na montážní ploše poblíž mostu,

Etapa 2 – práce během nickolejného provozu

- snesení železničního svršku, odstranění mostního provizoria v koleji č. 1
- odbourání stávajícího zábradlí, snesení nosníků původní nk v koleji č. 2
- výkopy za opěrami, ubourání úložného prahu obou opěr a křídel mostu
- betonáž nových úložných prahů, závěrných zídek, rovnoběžných křídel
- vytvoření monolitické úhlové zídky u opěry O1 na mikropilotové stěně
- osazení nosných konstrukcí do definitivní polohy na ložiska pomocí silničního jeřábu během krátkodobé výluky provozu pod mostem
- zřízení podélných a příčných mostních závěrů, izolace
- zřízení drenáží za opěrami, vytvoření přechodových oblastí a železničního svršku na mostě, zasypání křídel

Etapa 3 – práce po uvedení obou kolejí do provozu

- povrchová sanace pohledových částí původních dříků opěr a křídel (kamenný obklad)
- zřízení žlabů odvodnění ústících do silničních vpustí
- sanace dlažby z lomového kamene a ostatní terénní úpravy, dokončovací práce.

Závěr

Stavebně a prostorově nevyhovující jednokolejný most se i při složitých podmínkách zadání (šikmost křížení 40°, stlačená stavební výška, minimální výluky silnice pod mostem, …) povedlo nahradit mostem s novými nosnými konstrukcemi pro 2 koleje, s návrhovými parametry odpovídajícími moderním tratím.

Hlavními účastníky rekonstrukce mostu byli:

Investor:	SŽDC, s.o., Stavební správa Plzeň
Správce objektu:	SŽDC, s.o., SDC Plzeň
Projekt stavby:	TOP CON servis, s.r.o.
Zhotovitel objektu:	Viamont a.s.
Zhotovitel ocelové konstrukce:	FIRESTA-Fišer, rekonstrukce, stavby a.s.

Obr. 4 Most s novými nosnými konstrukcemi, před sanací původních částí spodní stavby

Obr. 5 Most s novými nosnými konstrukcemi, před sanací původních částí spodní stavby

Rozšíření masivního klenbového mostu vestavěnou železobetonovou konstrukcí

Ing. Jozef Kuráň, IKP Consulting Engineers, s.r.o., Praha
Ing. Jan Sýkora, IKP Consulting Engineers, s.r.o., Praha

Rekonstrukce mostu je součástí optimalizace traťového úseku Stříbro – Planá u Mariánských Lázní. Navrhovaná opatření uvedou most do stavu požadovaného Zásadami modernizace a optimalizace železniční sítě ČD a jejich dodatky. Most ve stávajícím stavu má nevyhovující technický stav - trhliny v nosné konstrukci kamenné klenby, ztráta stability jednoho z křídel a průsakem vody nosnou konstrukcí. Vzhledem k těmto závadám je navržena rekonstrukce mostního objektu, která zahrnuje vestavbu uzavřeného rámu do současné kamenné klenby.

Současný stav objektu

Nosnou konstrukci stávajícího mostu tvoří polokruhová klenba 650 mm vyzděná z lomového kamene a kvádrového zdiva. Spodní stavbu tvoří masivní opěry - proměnné tloušťky cca 2500 mm z lomového kamene (vyvřelá hornina), křídla jsou rovněž kamenná šikmá - mírně přesypaná s bujnou vegetací na přilehlých svazích. Zdivo z lomového neopracovaného kamene tvoří úzké podlouhlé kameny se značnou plochou spár. Mostní objekt o jednom poli má světlost 5 580 mm a přemosťuje terénní strž s protékající občasnou vodotečí. Výška přesypávky nad klenbou je 7 000 mm. Pod mostem současně prochází biokoridor.Ve vysokém nadnásypu nad konstrukcí je vedena jednokolejná železniční trať. Současný stav objektu je zdokumentován ve smyslu příloh označených jako obr. 1 a 2.

Obr. 1

Obr. 2

Současná mostní konstrukce trpí mnoha nedostatky, které začínají negativně ovlivňovat technické možnosti objektu. Jako zásadní se jeví hlavně trhliny v nosné konstrukci v blízkosti čelních zdí, obtížně sanovatelné zdivo z drobných kamenů a průsak vody skrz nosnou konstrukci s následnou degradací materiálu kamenné klenby. V daném profilu na rozdíl od okolního terénu je svah nad čelními zdmi příliš strmý a jeho sklon udržuje prokořeněním náletová vegetace.

Výsledky průzkumných prací

Stavebně technickým průzkumem byly stanoveny materiálové charakteristiky zdiva a materiálů nosné konstrukce pro stanovení zatížitelnosti. Geologický průzkum určil geologický profil a stanovil podmínky pro založení objektu. Výsledky průzkumných

prací byly promítnuty do způsobu technického řešení. Základní údaje z průzkumných prací lze ve stručnosti shrnout do následních závěrů:

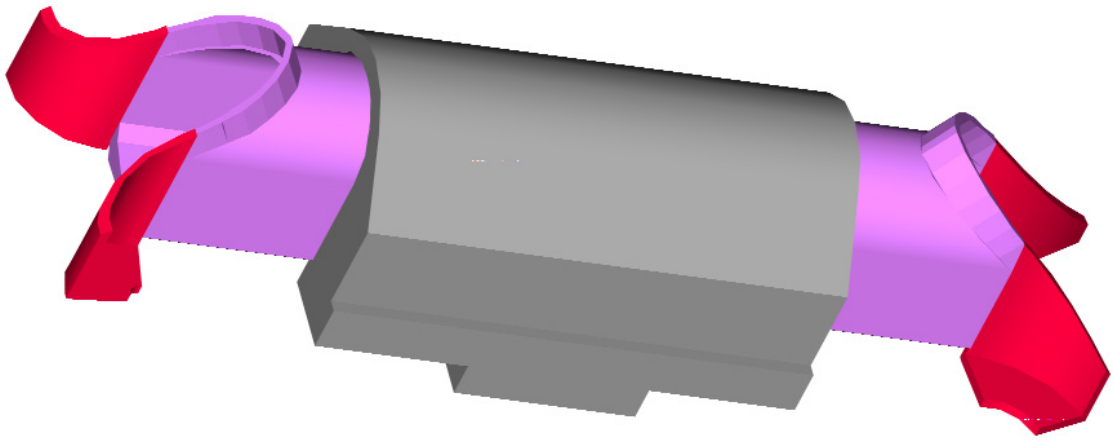
V úrovni základové spáry se vyskytují zeminy F2/CG (štěrkovité jíly s kameny) tuhé až pevné konzistence. Tyto zeminy lze zařadit dle těžitelnosti do 3. třídy. Základová půda se dále do hloubky zlepšuje, již od cca 1,0 - 1,5 m pod základovou spárou se vyskytují horniny R3 - R2.

Stavebně technický průzkum byl proveden na spodní stavbě. Dle průzkumu se jedná o zdivo s odpovídajícími pevnostními charakteristikami Rdt = 1,12 MPa s mezerovitostí přes 10%, specifická vodní ztráta se pohybuje v rozsahu 31,3 - 50 l/s/m/MPa. Současně byly ověřeny některé rozměry konstrukce a hloubka založení.

Návrh nových stavebních úprav

Nový stav mostného objektu je koncipován jako železobetonová monolitická rámová vestavba do stávající konstrukce. Schematicky je systém rekonstrukce mostu navržen ve smyslu obr. 3. Nová nosná konstrukce je navržena jako železobetonový klenbový uzavřený rám o jednom otvoru světlosti 4,85 m. Spodní deska má proměnný průřez s minimální tloušťku 500 mm, boční stěny a horní klenba 350 mm. Konstrukce je půdorysně v přímé a její celková šířka (uvažovaná mezi vtokem a výtokem) je 33,44 m. Konstrukce je navržena z betonu C30/37 XF3 s betonářskou výztuží 10 505 (R).

Výroba konstrukce těchto rozměrů si vyžádá její rozdělení do menších výrobních úseků při zachování vodotěsnosti realizovaného díla. Konstrukce je opatřena těsněnými pracovními a dilatačními spárami. Pracovní spáry jsou umístěny ve stálé konstrukční výšce od dolní desky a jsou tvořeny gumovým plochým pásem umístěným ve středu stěn. Pracovní spára se nachází v dolní části stěn, konstrukce bude betonovaná ve dvou fázích – dolní deska a pak zároveň stěny z horní klenbou. Tento předpoklad projektu byl dodavatelem upraven tak, že stěny rámu a klenutá příčel byly betonovány odděleně – to bylo umožněno dostatečnou délkou výztuže pro stykování přesahem. V podélném směru je konstrukce rozdělena do 5 dilatačních celků – segmentů označených a, b, c. Na celé šířce jsou 2 typy typických segmentů délky 6,0 m označených „a“, „b“, dále 2 atypické segmenty označené jako „c“.

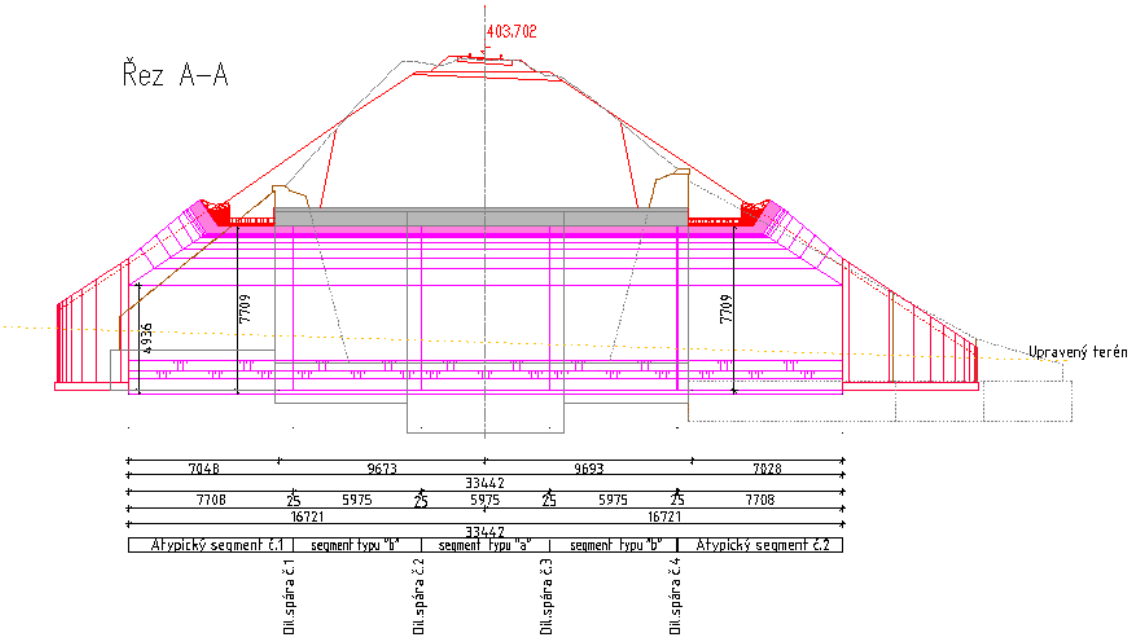


Obr. 3

V nosné konstrukci v krajních atypických segmentech jsou navrženy monolitické límce, o které se v definitivním stádiu budou opírat svahy upraveného žel.násypu. Nosná konstrukce je uložena na podkladním betonu o tl. 150 mm, který bude při obou površích vyztužen ocelovými svařovanými sítěmi KARI – sítěmi. Podkladní beton je

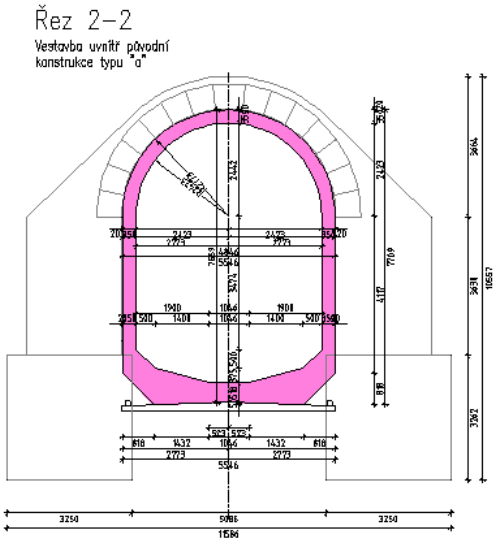
monolitická žel. betonová konstrukce a pod ním se nachází hutněný polštář se štěrku o tl. 1000 - 1200 mm podle geologie podloží, protože je umístněn až na vrstvy podloží z hornin R3-R2. Křídla na vtoku jsou navržená jako železobetonová z betonu C 30/37 XF2. Jsou půdorysně zakřivená, proměnné výšky, úhelníková s rovnoběžnou základovou spárou. Tloušťka stěn křídel je 0,35 m. Křídla jsou uložena na podkladním betonu tl. 100 mm a také na štěrkovém polštáři. Za křídly je za drenážní vrstvou z drenážního betonu navržen prokládaný zásyp ze vhodných zemin.

Skladba segmentů nosné konstrukce je zřejmá z uvedeného schématu (obr. 4).

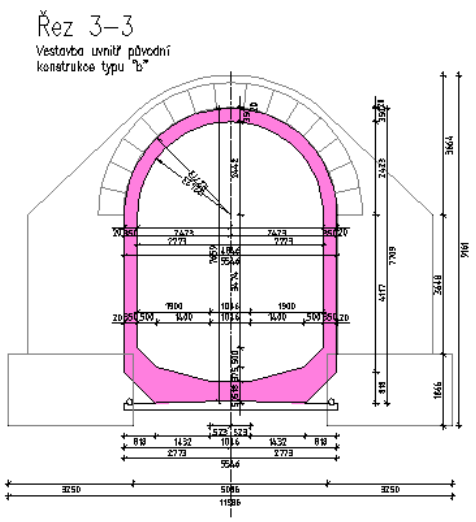


Obr. 4

V příčném řezu je konstrukce uspořádána jako uzavřený železobetonový rám ve tvaru podle přiložených obrázků 5 a 6. Základová konstrukce je tvořená deskou s náběhy proměnné tloušťky, stěny a klenba jsou monolitické konstrukce konstantní tloušťky 350 mm.



Obr. 5



Obr. 6

Objekt je izolován proti vodě mezilehlou izolací. Navrhovaný izolační systém představuje izolaci tzv. deštníkového typu, která brání průsaku vlhkosti skrz nově budovanou část přemostění a zároveň zabezpečuje bezpečné odvedení vod, které prosákly současnou konstrukcí. Návrh vodotěsné izolace tohoto typu vyžádaného zadavatelem předpokládal následující postup:

Na upravený povrch podkladní vrstvy izolace se pomocí speciálních hřebů upevní drenážní vrstva, která splňuje podmínky stanovené výrobcem izolační fólie pro podkladní vrstvu izolace. Jako řešení podkladní vrstvy izolace je uvažováno použití drenážního systému drenážních pásů nebo nopové fólie.

Pak je nastřelen příslušný počet disků pro upevnění izolace (v závislosti na zatížení a zakřivení líce konstrukce) a vytvořen nosný systém izolace. Na disky je postupně od vrcholu klenby navařena izolační folie. Upevňovací prvky (terče) jsou od stejného výrobce, jako izolační fólie. Tím je zajištěna vzájemná kompatibilita. Počet a umístění disků, resp. způsob provedení izolace je volen tak, aby fólie i svary byly minimálně namáhány tahem. Navržený typ izolace je opatřen signální vrstvou. Příslušný výrobce stanoví postup řešení při porušení signální vrstvy tak, aby byla zachována požadovaná kvalita. Pásy izolace jsou obvykle svařovány dvojitým svarem s možností testování na ztrátu tlaku ve svaru za jednotku času. Tvar konstrukce a použití drenážního betonu pro obsyp boční drenáže umožňuje zatáhnout izolační fólii i geotextilii do spáry mezi NK a drenážním betonem. Navržený detail vylučuje nutnost použití vodorovných svarů izolačních pásů. Po zatažení izolace do spáry byla spára zalita betonovou směsí kašovité konzistence. Tím je fólie fixována před betonáží NK a utěsněna proti průniku cementového mléka hrozící při betonáži. Ochrana izolační fólie v pracovní spáře mezi bloky nosné konstrukce byla požadována navařením pásu izolační fólie stejného materiálu šířky 500 mm symetricky ke ose spáry. Vzhledem k tomu, že se nejedná o typizované řešení, bylo zpracování a odsouhlasení technologického předpisu předmětem velmi pečlivého šetření.

Statické předpoklady výpočtu

Předmětem statického posouzení byl propočet monolitické železobetonové rámové vestavby do současné konstrukce kamenné zděné klenby ve smyslu ČSN 73 6203. Dle požadavku zadavatele byla nově vestavěná konstrukce navržena na všechno zatížení na ni působící (bez spolupůsobení současné konstrukce - předpokládá se její postupná degradace).
Ve výpočtu byly uvažovány kromě vlivu zemních tlaků stávajícího zásypu zemní tlaky nového zásypu, hydrostatické zatížení, smršťování a dotvarování betonu, účinky teplotních změn a samozřejmě zatížení od vlaku UIC v násobku 1,21.
Pro výpočet nosné konstrukce byla stanovena kombinace zatížení s maximálním účinkem. Výpočet byl zpracován v programu NEXIS. Pro zpracování statického posudku konstrukce byl sestaven matematický a hmotný model konstrukce ve tvaru 3D a výpočet konstrukce byl proveden pro jednotlivé segmenty. Tento postup byl zvolen proto, aby každý ze zvolených segmentů mohl být zatížen skutečně působícím zatížením, která jsou různá na každém typu segmentu.

Realizace objektu

Objekt - nosné konstrukce - byl realizován z větší části v průběhu roku 2008. V roce 2009 budou dokončena menší křídla na vtoku, kamenný zához v prostoru vodoteče pro pohyb fauny a budou dokončeny zemní práce. Realizace proběhla v mimořádně těžkém terénu s komplikovaným přístupem ke staveništi, přičemž práce byly realizovány za plné výluky na trati. Výkopová zemina byla dle geotechnického průzkumu třídy těžitelnosti 3 a výkopy se realizovali pro potřeby obnažení základové spáry , obnažení demolovaných konstrukcí a úpravy terénu.

Časová posloupnost zemních stavebních prací byla navržena takto:

- 1. Odstranění humusovitého pokryvu ploch
- 2. Výstavba manipulační plochy poblíž objektu o celkové výměře 800 m^2.
- 3. Výstavba staveništní vozovky k demolici křídla 1. 1. Křídlo bylo nutno demolovat, protože se nachází v místě nového křídla. Vzhledem na značné převýšení křídla oproti terénu je pro přístup zemních mechanizmů potřeba zabezpečení přístupu formou staveništní vozovky.
- 4. Demolice křídla postupným rozebíráním seshora spolu s etapovitým výkopem svahu do železničního násypu a jeho stabilizaci zemními hřeby.
- 5. Výkop pro zřízení polštářů ze štěrku pod nově budovanou konstrukci a novými křídly.

Při bourání křídla 1.1 (vpravo trati – chebská opěra) bylo navrženo vzniklý vysoký svah stabilizovat zemními hřeby. Předpokládalo se použití kotev systému SN. Požadovaná únosnost kotev je 120 kN. Pro centrování kotev nejsou použity žádné speciální prvky. Vrty byli prováděny kolmo k rovině svahu, resp. podle sklonu nepříznivě ukloněných diskontinuit dle zastižených poměrů na stavbě. Po realizaci vrtných prací a osazení tyčových prvků bylo při odebírání první etáže zjištěno, že za konstrukcí křídla se nachází další kamenné křídlo. Vzhledem k tomu, že po odebrání dalších etáží nedošlo k deformacím skrytého křídla, nebyla dokončena aktivace kotevních prvků. Obr. 7 dokumentuje založení rubové drenáže u paty rámu, obr. 8 dokumentuje stav výroby nosné konstrukce po osazení mezilehlé izolace do stávající konstrukce mostu. Je vidět i příprava zpětného spoje izolace na současné čelní zdi objektu a osazení kotev ve skrytém křídle po odtěžení předsazeného křídla.

Obr. 7

Obr. 8

Obr. 9

Obr. 10

Jako další krok navazuje armování a betonáž nosné konstrukce - viz obr. 9 a 10.

V souladu s požadavky TKP byl pro konstrukci použit beton C30/37-XF3. Konstrukce byla zrealizována tak, aby zabezpečovala adekvátní uživatelské vlastnosti pro životnost objektu, tj. na 100 let. Po odbednění bylo nutno beton ošetřit vhodným způsobem tak, aby byly eliminovány objemové změny při jeho zrání a nedošlo ke vzniku trhlin. Pro realizaci stavby byla požadovaná taková opatření, aby viditelné betonové povrchy po odbednění z hlediska drsnosti a nerovností povrchu nevyžadovaly další pohledové úpravy.

Obr. 11

Obr. 12

Obr. 13

Obr. 14

Na obr. 11 a 12 je konstrukce na výtoku a vtoku do objektu, obr. 13 a 14 dokumentují výtokovou část s křídly a dokončeným obsypem konstrukce.

Uvedené řešení ukázalo možnosti i úskalí realizace této konstrukce současně s použitím izolačního systému používaného pro jiný typ konstrukcí. Přestože se nejedná o pohledově exponovaný objekt, bylo ověřena proveditelnost esteticky příznivé konstrukce v náročných terénních podmínkách. Tento způsob lze využít na dalších podobných objektech s vysokou přesypávkou, kde umožňuje plynulý sled prací v koleji včetně všech doprovodných profesí. I v tomto smyslu se bude jednat o cenově příznivý způsob řešení.

Objednatel: SŽDC s.o., Stavební správa Plzeň

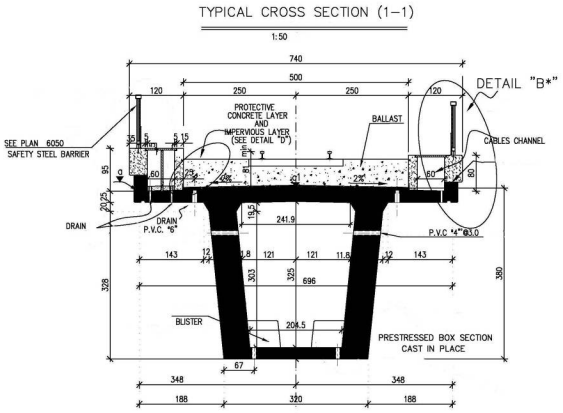
Realizace: BERGER BOHEMIA a.s. divize žel. stavitelství,
subdodavatel Merit Bau CZ a.s. Pardubice

Železniční most na výsuvné skruži v Izraeli

Ing. Milan Kalný, Pontex spol. s r.o.
Ing. Petr Andrýsek

Za posledních sedmnáct let vzrostl počet obyvatel Izraele z necelých pěti milionů na sedm, intenzita silniční dopravy se za stejné období více než zdvojnásobila. Proto zde vláda ročně investuje přibližně 2,2 miliardy USD do rozvoje dopravní infrastruktury. Téměř polovina těchto investic jde do kolejové veřejné dopravy. Mezi nejvýznamnější projekty dopravních staveb v Izraeli patří stavba expresní elektrifikované trati Tel Aviv – Modi'in – Jerusalem, která má být uvedena do provozu v roce 2011. Poslední úsek o délce 20 km je technicky nejnáročnější. Celá stavba je umístěna v oblasti se seismickým zatížením. Nachází se zde deset mostů s celkovou délkou 3 km a pět tunelů v délce 15 km. Konečná stanice je umístěna 80 m pod zemí. Ve staničení 33,80 – 35,75 je na železniční trati Modi'in – Jerusalem umístěn most číslo 6, na jehož realizaci se podílela firma Pontex, s.r.o.

Obr. 1 Nová trať Tel Aviv - Modi'in - Jerusalem



Obr. 2 Příčný řez nosnou konstrukcí

Charakteristika mostu

Most o celkové délce 1191 m překonává široké údolí Latrun se silnicí a suchým řečištěm, které je zvodnělé jen v období dešťů. Hned za mostem přechází volná trať na palestinském území do tunelu. Trasa je ve směrovém oblouku o poloměru r = 2000 m, následuje přechodnice ve tvaru klotoidy a posledních osm polí mostu je v přímé trase. Každý směr trati je na vlastní mostní konstrukci, jejichž osy se od sebe na konci před tunelem vzdalují z 11,64 m na 25,0 m. Oba mosty stoupají ve sklonu 2,9 %.

Obr. 3 Umístění mostu v údolí Latrun

Pilíře dutého tvaru s oblými hranami jsou založeny na velkoprůměrových pilotách Ø 1,20 m délky až 30 m. Jejich základy mají střechovité spádování horního povrchu, výška základů se pohybuje od dvou do tří metrů. Spodní základnu pilířů tvoří obdélník, horní čtverec. Na jejich dříku je osazena hlavice ve tvaru obráceného komolého jehlanu s čtvercovou základnou výšky 2,5 m. Výška pilířů se pohybuje od 8 do 35 m. Na pilířích jsou osazeny dvojice nebo čtveřice hrncových ložisek.

Obr. 4 Komorové pilíře mostu

Obr. 5 Dokončená nosná konstrukce

Opěry jsou kvůli technologii výstavby nosné konstrukce zhotovovány ve dvou etapách. První má tvar stejný jako pilíře, ve druhé etapě se dobetonují křídla, závěrná zídka a opěrné zdi.

Nosnou konstrukci tvoří jednokomorový nosník konstantní výšky 3,8 m a šířky 8,6 m, který se ve spodní části nad pilíři rozšiřuje pro osazení ložisek. Nad podpěrami je zesílen vnitřním příčníkem. Na konstrukci jsou vybetonovány parapetní zdi, které mají funkci kabelových kolektorů a opěry průběžného kolejového lože. Nosná konstrukce je zhotovena z betonu třídy B 50 jako částečně předpjatá a ve fázi stavby byla rozdělena do čtyř dilatačních celků. Pro předpětí je použit systém 19 lanových kabelů 19T15 italské firmy ALGA S.p.A s lany LS 1860 průměru 0,6“. V konstrukci je osazeno 14 kabelů, z toho se každé pracovní spáře napíná deset kabelů a zbylé čtyři kabely jsou napojovány pomocí plovoucích spojek a napínány v dalším etapě.

Postup výstavby

Velkoprůměrové piloty byly vrtány bez výpažnic, do všech armokošů se instalovaly čtyři tenkostěnné trubky pro kontrolu integrity pilot ultrazvukovou metodou. Piloty jsou zhotoveny z betonu třídy B 30. Základy byly betonovány najednou bez pracovních spár do systémového bednění. Pro omezení hydratačního tepla byla do betonu třídy B 40 přidávána v betonárně ledová tříšť. Pilíře byly zhotoveny pomoci překladného bednění CB 240 firmy PERI s délkou taktu 5,5 m. Pro zhotovení hlavice pilíře bylo použito speciální ocelové bednění. Součástí opěry je kromě obslužného schodiště i bezpečnostní kryt.

Nosné konstrukce byly zhotoveny na výsuvných skružích MSS od firmy STRUKTURAS A.S. Každý most má vlastní skruž. Skruž je navržena pro zatížení 187 kN/m pro rozpětí pole 45 až 55 m. Součástí dodávky skruže bylo také vnitřní bednění spolu s hydraulicky ovládaným přesuvným vozíkem. Montáž skruže proběhla na pracovní plošině za opěrou, odkud byla vysunuta do prvního pole. Výztuž nosné konstrukce byla na stavbu dodávaná naohýbaná, na místě se pak připravovaly armokoše stěn nosné konstrukce a parapetních zítek. Ihned po instalaci výztuže byla osazována přepínací výztuž. Betonování probíhalo najednou, jako první se vybetonovala spodní deska trámu a po zavadnutí betonu se dobetonoval zbytek nosné konstrukce. Délka betonáže trvala zhruba deset hodin. Po dosažení 80% pevnosti betonu byla nosná konstrukce předepnuta. Čtyři dilatační celky budou po dokončení celé nosné konstrukce a proběhnutí počátečního smrštění betonu nosné konstrukce vzájemně spojeny sepnutím pomoci trojice 19 lanových kabelů přes koncové příčníky, takže celá nosná konstrukce vytvoří jeden dilatační celek. Šířka spínaných dilatačních spár je vymezena dvojicí vertikálně uložených elastomerových bloků. Horizontálně budou ve spínaných dilatačních spárách osazeny podpovrchové elastomerové dilatační závěry typu Mauer-Söhne. Na koncích mostu jsou použity jednoduché dilatační závěry s krycí gumou.

Obr. 6 Výstavba mostu na výsuvné skruži

Údaje o stavbě

Zhotovitelem mostu je firma MINRAV Ltd. Engineering and Building company. Investora stavby - Izraelské železnice - na stavbě zastupuje inženýrská firma BARAN Group Ltd. Projektantem mostu je firma AMY-METON Ltd. Engineers and Consultants pod supervizi německé firmy OBERMAYER Planen+Beraten GmbH.

Firma Pontex, s.r.o., se zde podílela konzultační činností pro zhotovitele mostu a dohledem při provádění stavebních prací. Konzultační inženýr na stavbě podporoval realizační tým při řešení technických, technologických a organizačních problémů. Další činností firmy Pontex byla kontrola projektové dokumentace, vypracovávání posudků, návrhy změn pro zjednodušení provádění a doporučení pro zdárné dokončení stavby, tyto činnosti se prováděly v sídle firmy v Praze.

Stavba téměř 1200 m dlouhého železničního mostu z předpjatého betonu za použití moderní technologie výstavby odpovídá současným světovým trendům. Mostní konstrukce je jednoduchá, účelná, přiměřeně nákladná a snadno udržovatelná. Je škoda, že v České republice je uplatnění předpjatého betonu v železničních stavbách stále ještě spíše výjimkou.