KONFERENCE

ŽELEZNIČNÍ MOSTY (A TUNELY)

setkání správců, projektantů a stavitelů mostů

8. ROČNÍK

Kongresové centrum hotelu Olšanka,
Olšanské náměstí, Praha 3
23.ledna 2003

pořádá
SUDOP PRAHA a.s.
ve spolupráci s
Českými drahami, s.o., Divizí dopravní cesty, o.z.
partner konference na internetu - server **www.mosty.cz**

SBORNÍK PŘÍSPĚVKŮ

10. ROČNÍK KONFERENCE

ŽELEZNIČNÍ MOSTY A TUNELY

setkání správců, investorů, projektantů a stavitelů

Kongresové centrum hotelu Olšanka,
Olšanské náměstí, Praha 3
20. ledna 2005

pořádají

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

mediální partner konference časopis **Konstrukce**

internetový partner konference server **www.mosty.cz**

Přípravný výbor konference:
Ing. Milan Čermák, České dráhy, a.s.
Ing. Josef Fidler, SUDOP PRAHA a.s.
Ing. Mojmír Nejezchleb, České dráhy, a.s.
Ing. Anna Nováková, SŽDC, s.o.
Ing. Tomáš Wangler, SUDOP PRAHA a.s.

Organizační zajištění:Květa Homolová, Iveta Čermáková,
SUDOP PRAHA a.s

SBORNÍK PŘÍSPĚVKŮ

Příspěvky neprošly jazykovou úpravou.

Bilance předchozích ročníků

Z historie konference v obrazech

6.ročník 2001 **7.ročník 2002** **8.ročník 2003** **9.ročník 2004**

Příspěvky:

Železniční most Itztal na trati Ebensfeld - Erfurt
Ing. Karel Tomíček, MCE Slaný, s.r.o.
.....

Působení dřevokazných hub na mostnice železničních mostů
Ing. Jan Svoboda, ČD, a.s., SDC Brno, Správa mostů a tunelů
Ing. Jiří Holan, Mendelova zemědělská a lesnická universita v Brně,
fakulta lesnická a dřevařská, ústav nauky o dřevě
.....

Opravy a rekonstrukce ocelových železničních mostů
Ing. Jan Fiala, Ing. Ivan Šír - Ivan Šír, Statika staveb - mosty
.....

Rekonštrukcia železničného mosta v Strede nad Bodrogom v km 30,561 trate Čierna nad Tisou - Košice
Ing. Ján Husák, Ing. Roman Štalmašek, ŽSR, Bratislava
.....

Nový most přes Moravskou Sázavu v km 24,539 trati Česká Třebová - Olomouc
Ing. Vladimír Veselý, Ing. Filip Šorm, SUDOP PRAHA a.s.
.....

Nový most v km 25,885 úseku Krasíkov - Česká Třebová
Ing. Urban Tahotný, Ing. David Krása, Bc. Pavel Bartoň, METROPROJEKT Praha a.s.
.....

Železniční most mezi portály Krasíkovských tunelů na trati Krasíkov - Česká Třebová
Ing. Antonín Pechal, CSc., Ing. Vojtěch Konečný, Ing. Petr Nečesal, PIS Brno
.....

Novostavby spřažených ocelobetonových mostů na trati Olomouc - Česká Třebová
Ing. Gabriela Šoukalová, FIRESTA - Fišer, rekonstrukce, stavby a.s.
.....

Ocelové železniční mosty - požadavky na materiál
Ing. Milan Kučera, Ing. Václav Podlipný, Generální ředitelství, ČD, a.s., OMT
.....

Železniční most na úzkorozchodné trati Jindřichohradecké místní dráhy, projekt a realizace
Ing. Petr Dobrovský, Ing. Radim Brůžek, TOP CON servis s.r.o.
.....

Diagnostika železničních mostů - aktuální výstupy z podrobných prohlídek
Ing. Miroslav Teichman, Jiří Havelka, ČD, a.s., Technická ústředna dopravní cesty
.....

Rekonstrukce mostu v km 36,520 trati Strakonice – Volary
Ing. Libor Marek, Ing. Jan Svitavský, TOP CON servis s.r.o.
.....

Klenbové zděné mosty - projekt UIC
Ing. Bohuslav Stečínský, Ing. Lenka Žemličková Ph.D., Generální ředitelství, ČD, a.s.
.....

Použití vyztužené zeminy při výstavbě mostních opěr
Ing. Petr Hubík, Ing. Kristina Nachtneblová, GEOMAT s.r.o.
.....

Bezpečnost v železničních tunelech
doc. Dr. Ing. Miloš Kvarčák, Fakulta bezpečnostního inženýrství, VŠB - TU Ostrava
Ing. Bohuslav Stečínský, Generální ředitelství, ČD, a.s.

Zprovoznění Krasíkovského a Tatenického tunelu

Ing. Jiří Tesař, Subterra a.s.
Ing. David Cyroň, Metrostav a.s.

.....

Geotechnické rizikové faktory výstavby hlubokého zářezu a tunelu v úseku přeložky trati Třebovice - Rudoltice

RNDr. František Kresta, Stavební geologie - Geotechnika a.s., pracoviště Ostrava

.....

Oprava mostu v Ostrově nad Ohří v km 170,992 trati Chomutov - Cheb

Ing. Hejlová Blanka, Kuruc Jiří, ČD, a.s., SDC Karlovy Vary, Správa mostů a tunelů

.....

Mosty Seifertova ulice, II. etapa

Ing. Jan Duška, Ing. Jiří Peřina, Stavby silnic a železnic a.s., závod Řevnice
Ing. Karel Štěrba, SUDOP PRAHA a.s.
Ing. František Šťovíček, Generální ředitelství, ČD, a.s., OMT

.....

Oprava mostu v Bechyni ev. č. 122-008

Ing. Gabriela Šoukalová, Ing. Vlastimil Schovajsa, FIRESTA - Fišer, rekonstrukce, stavby a.s.

.....

Porovnání tunelové varianty a hlubokého zářezu.
Modernizace trati Veselí nad Lužnicí - Tábor - II. část, úsek Veselí nad Lužnicí - Doubí u Tábora

Ing. Miroslav Kupka, Ing. Jiří Mára, Ing. Mároš Dávid, METROPROJEKT Praha a.s.

.....

Diagnostika mostních konstrukcí metodou akustické emise

Ing. Pavel Petrásek, Ing. František Žemlička, Ing. Václav Svoboda, Emil Vařák, PREDITEST s.r.o

.....

Zatížení železničních mostů dopravou podle EN 1991-2

Ing. Josef Sláma, CSc., ČD, a.s., Technická ústředna dopravní cesty Praha

.....

Systémy bariérové ochrany proti skalnímu řícení, systémy na zajištění stability svahů

Ing. Milan Chodacki, Ing. Vladimír Maha, INFRAM a.s.

.....

Provozní zatížení železničních mostů

Ing. Lenka Žemličková Ph.D., Generální ředitelství, ČD, a.s.
Doc. Ing. Tomáš Rotter CSc., ČVUT, Fakulta stavební

.....

Reklama

Železniční most Itztal na trati Ebensfeld - Erfurt

Ing. Karel Tomíček, MCE Slaný, s.r.o.

Nově budovaná trať německých železnic (Die Bahn) Ebensfeld – Erfurt kříží nedaleko Coburgu údolí Itztal. V současné době je na tomto místě budován dvoukolejný most o délce 868 m, jehož mostní trám je navržen jako ocelobetonový průřez s horní betonovou mostovkou.

Firma MCE Slaný je výrobcem ocelové konstrukce železničního mostu Itztal. Tato výrobní zakázka je zajímavá mimo jiné tím, že tento most je nejdelší, jaký byl ve více než dvanáctileté historii MCE Slaný ve firmě vyroben.

Jedná se o dvoukolejný železniční most o délce 868 m na nově budované trati Ebensfeld – Erfurt. Most převádí uvedenou trať přes údolí Itztal nedaleko Coburgu. Trať je v úseku přemostění vedena ve směrovém oblouku o poloměru 4 087 m s převýšením 130 mm. Podélný sklon je 12,5 ‰. Parametry železniční trati odpovídají návrhové rychlosti 300 km/h.

Mostní trám je navržen jako ocelobetonový průřez s horní betonovou mostovkou, která má šířku 14,3 m. Vlastní ocelovou konstrukci tvoří 6 nosníků o 2 polích a jeden o 3 polích. Ty jsou uloženy na 14 pilířích, přičemž rozpětí mezi krajní opěrou a pilířem je 57 m a rozpětí mezi pilíři je 58 m. Jednotlivé nosníky jsou příhradového typu. Spodní pás stěny příhradové konstrukce je tvořen komůrkovými nosníky o průřezu 650 x 600 mm. Horní pás tvoří nosníky průřezu ¶ o rozměrech 650 x 350 mm. Pásy

Obr.1 Výroba dílu horního pasu

jsou spojeny diagonálami tvořenými svařovanými H-profily. Mezi stěnami je nad každou opěrou resp. pilířem příčník a mezi příčníky a stěnami jsou 2, resp. 4 příčné diagonály. Osová vzdálenost stěn příhradové konstrukce v příčném řezu je 6,2 m.

Most dodáváme prostřednictvím naší mateřské firmy MCE Linz investorovi, kterým jsou německé dráhy – Die Bahn. Na výrobě ocelové konstrukce se spolupodílí také firma VÍTKOVICE STROJÍRENSTVÍ. Výroba mostní ocelové konstrukce byla zahájena v květnu 2004 a poslední díly byly vyexpedovány v polovině ledna 2005. Celková hmotnost ocelové konstrukce mostu je 2 385 t. Veškeré díly vyjma stěnových diagonál byly zadány do výroby v MCE Slaný, což představuje objem 1 635 t. Diagonály vyrábí firma VÍTKOVICE STROJÍRENSTVÍ, na kterou tím připadá objem 750 t.

Ocelová konstrukce je svařována z plechů o tloušťce 8 – 55 mm z materiálu S355J2G3. Výrobcem plechů jsou maďarské válcovny Dunaferr. Jednotlivé části horního a dolního pasu jsou navrženy v délkách od 10,88 do 17,10 m To ve spojení s malým průřezem zvláště u horních otevřených nosníků vyžaduje velmi dobré zvládnutí problematiky deformací od svařování tak, aby bylo zaručeno dosažení požadované geometrie. Významným faktorem při výrobě byly velice detailní přejímky prováděné zástupci firmy Die Bahn. Externí přejímce (případně i mezipřejímce) byl podrobován každý jednotlivý díl. Uvážíme-li, že pro každý dvoupolový nosník dodávalo MCE Slaný 32 dílů horních a dolních pasů (kromě příčníků a nadpodporových diagonál) a typická expedice představovala 2 díly pasů na 1 návěsu, lze si představit, jak náročné bylo začlenění takového množství přejímek do průběhu výroby. Kromě uvedených přejímek ze strany Die Bahn kontroloval dodržování výrobních postupů i kvalitu hotových dílů také inspektor pověřené firmy LGA Bautechnik.

Obr.2 Sestavování stěn na předmontážní ploše

Montáž mostu provádí firma MCE Linz. Složitost montáže je dána především tím, že jednotlivé stěny příhradové konstrukce (v délce rozpětí) jsou svařovány na předmontážní ploše ve svislé poloze. Tyto stěny jsou pak vyzdvihovány na pilíře, kde jsou ze 4 stěn, 3 nadpodporových příčníků a příčníkových diagonál sestavovány jednotlivé dvoupolové nosníky (resp. ze 6 stěn a 4 příčníků je sestaven třípolový nosník). Vyzdvihování jednotlivých stěn tedy představuje manipulaci s díly o délce

58 m a výšce 6,4 m. Sestavování těchto dílů pak probíhá ve výšce až 30 m nad terénem (horní hrana konstrukce).

Obr. 3 První nosník po vyzdvižení na pilíře

Obr. 4 Celkový pohled na most od severu (prosinec 2004)

Na začátku ledna byly vyexpedovány poslední díly z obou výrobních závodů a v současné době probíhá dokončování montáže posledního nosníku. Betonáž mostovky pokročila již ke 4. nosníku.

Jsme rádi, že dnes již můžeme konstatovat, že navzdory popsané složitosti proběhla výroba i montáž bez větších komplikací.

Obr. 5 Celkový pohled na most od jihu (prosinec 2004)

Působení dřevokazných hub na mostnice železničních mostů

Ing. Jan Svoboda, ČD, a.s., SDC Brno, Správa mostů a tunelů

Ing. Jiří Holan, Mendelova zemědělská a lesnická universita v Brně,
fakulta lesnická a dřevařská, ústav nauky o dřevě

Příspěvek pojednává o zvýšeném výskytu dřevokazných hub v obvodu SDC Brno a o způsobu jeho řešení. První část příspěvku, jehož zpracovatelem je Ing. Jan Svoboda, je zaměřena na praktické zkušenosti při výměně napadených mostnic, rozebírá některé ustanovení OTP pro dřevěné podpory kolejí a předkládá návrhy na opatření.

Druhá část příspěvku, kterou zpracoval Ing. Holan, nás seznamuje s nalezenými dřevokaznými houbami, s vlastnostmi dubového a bukového dřeva a diagnostickými metodami pro identifikaci degradace mostnic.

Praktické zkušenosti

V prvních měsících loňského roku 2004 byl v rámci kontrolní činnosti místních správců zjištěn nečekaně vysoký výskyt mostnic napadených dřevokaznými houbami (dále jen DH). Vesměs se jednalo o mosty s bukovými mostnicemi vloženými v polovině devadesátých let minulého století.

Na možný výskyt DH jsme sice byli upozorněni zástupci SDC Zlín, kteří své zkušenosti popsali v příspěvku uveřejněném ve Zpravodaji oddělení mostů a tunelů č. 2/2OO4, přesto jsme byli nemile překvapeni mírou rozšíření a především rychlostí degradace mostnic (Obr. 1). Na všech zasažených mostech byla v předchozím roce provedena běžná prohlídka a na základě dosavadních zkušeností při posuzování životnosti mostnic se jejich stav nejevil zdaleka tak vážný.

Poněvadž situace ukazovala na podobný vývoj jako u SDC Zlín, bylo urychleně učiněno několik kroků. Z evidenčního mostního systému byla vytvořena sestava pro ocelové mosty s bukovými mostnicemi vloženými v letech 1992 až 1998. Na všech vybraných mostech byla následně provedena kontrolní prohlídka a pořízena fotodokumentace. Napadení DH bylo zjištěno na 19 mostech. Na třinácti z nich však byl stav natolik vážný, že bylo rozhodnuto o jejich dodatečném zařazení do plánu oprav ještě pro rok 2004. Plán hlavní činnosti správy mostů a tunelů byl přepracován, některé akce byly odsunuty na rok 2005 a bylo projednáno mimořádné navýšení finačního plánu. Ihned byly zahájeny projektové práce a zajišťování akcí jak po materiální, tak po organizační a výlukové stránce. Všechny plánované akce se, byť se značným vypětím, podařilo realizovat. Celkem jsme na 13 mostech vyměnili 700 mostnic a pozednic.

Při přípravě akcí jsme si uvědomovali, že jsme v situaci, kdy musíme měnit naprosto degradované mostnice, které by však měly být teprve asi v polovině své životnosti. Znamenalo to, že se v minulosti stala nějaká chyba. My jsme se však při výměně mostnic nechtěli žádné chyby dopustit. Kladli jsme si proto řadu otázek, ale ne na všechny jsme si dokázali uspokojivě odpovědět. Ani běžně dostupná literatura pojednávající o DH nám nedala uspokojivé odpovědi, a proto jsme požádali o spolupráci Mendelovu lesnickou a dřevařskou universitu v Brně (MZLU). Zástupcům fakulty lesnické a dřevařské, ústavu nauky o dřevě jsme popsali situaci, předložili fotodokumentaci a uskutečnili několik společných prohlídek na místě. Prvním a důležitým výstupem naší spolupráce bylo rozhodnutí o provádění souvislých výměn mostnic proti ojedinělým. Přestože napadení mostnic DH mělo hnízdovitý charakter, tj. vždy se střídalo několik mostnic silně napadených s několika mostnicemi relativně

dobrými, jednalo se, vzhledem ke způsobu šíření DH a na základě zjištěného stadia jejich růstu, o jednoznačné rozhodnutí. Hlavní otázkou však bylo, proč došlo k tak rozsáhlému napadení mostnic DH a proč je postup jejich degradace tak rychlý. Jak bude podrobněji popsáno v druhé části příspěvku, DH se nejlépe daří v teplém a vlhkém prostředí. Růst DH byl tedy jistě urychlen teplým a hodně vlhkým rokem 2002 a především extrémně teplým rokem 2003. Proč ale došlo k takovému rozsahu napadení? Prověřením archivních materiálů jsme zjistili, že bukové mostnice byly v té době dodávány převážně výrobcem Bučina Zvolen. Konzultací se zástupci TÚDC Praha, kteří jsou dnes pověřeni přejímkou mostnic pro ČD, jsme zjistili, že v letech po rozdělení ČSFR se dodávky ze Slovenské republiky zřejmě na ČD už nepřejímaly a spoléhalo se na kvalitu slovenských přejímačů, kteří pracovali podle stejné metodiky, jaká byla platná v České republice. A zde, s největší pravděpodobností, došlo k nějaké chybě. Zda to bylo při dodávce dřeva jako výchozí suroviny nebo nedodržením technologických postupů při impregnaci se dnes již asi nedovíme. Výsledkem však je, že tyto mostnice je nutno měnit již v polovině jejich předpokládané životnosti. Je také třeba podotknout, že v té době bylo zajišťování dubových mostnic dosti obtížné a používání mostnic bukových nebylo metodicky omezováno.

Obr. 1 Konečné stádium degradace dřeva mostnic na železničním mostě v Břeclavě – vlevo; hloubka provedené impregnace u mostnic použitých na opravu – vpravo

Jak tedy postupovat, aby se tato situace již neopakovala? Především je třeba používat dubové mostnice. Novelizovaný předpis ČD S3 Železniční svršek (účinnost od 1.1.2003) ve své páté části, článku 29 stanovuje používání mostnic dubových, bukových pouze po předchozím odsouhlasení odborem 13 GŘ.

Další, zcela samozřejmou podmínkou je používání mostnic, které jsou řádně převzaty v souladu s obecnými technickými podmínkami pro dřevěné podpory kolejí ČD (OTP). Při kontrolních prohlídkách se vzhledem k již popsanému charakteru napadení DH vždy zvažuje, zda je nutno provést souvislou výměnu mostnic, či zda by postačila jen výměna mostnic viditelně napadených. Jestliže na několika místech na mostě se DH rozvinula natolik, že z mostnic již vyrůstají plodnice, potom ty mostnice, které se vizuálně jeví bez závad, jsou s velkou pravděpodobností také napadeny a je pouze otázkou poměrně krátké doby, kdy se neblahé působení DH také na nich plně projeví. Mostnice, ze které DH vyrůstá nad její povrch, je třeba považovat již za nefunkční.

Museli jsme však také řešit i speciální případy. Na mostech v oblouku se z důvodů převýšení vnějšího kolejnicového pasu mostnice ukládají na horní pásnice podélníků prostřednictvím dřevěných, poměrně subtilních klínů. Na jednom takovém mostě byly sice použity dubové mostnice, které nejevily žádné známky poškození DH, ale klíny

byly bukové. A ty byly napadeny tak, že v důsledku jejich degradace již docházelo k deformaci geometrické polohy koleje, což potvrdily i výstupy z měřícího vozu pro železniční svršek. Zde jsme provedli souvislou výměnu včetně klínů. Dubové mostnice jsou v současné době předmětem diagnostiky prováděné MZLU. Teprve po jejím ukončení bude rozhodnuto o dalším použití dubových mostnic.

V současné době se veškerá výroba mostnic počínaje dodávkou dřevní suroviny přes impregnaci až po expedici odběratelům řídí OTP. Ty jsou rozhodujícím dokumentem pro zajištění kvality mostnic, a proto bude velmi vhodné se s některými jejími pasážemi seznámit podrobněji.

a) dodávka dřeva

OTP přesně stanovují, kdy ve středoevropském regionu musí být stromy káceny, aby je bylo možno použít na výrobu mostnic. Dále jsou pro jednotlivé dřeviny stanoveny nejdelší doby mezi kácením a pořezem a termíny uložení do hrání na sušení. Dodržení uvedených termínů je základní podmínkou pro kvalitní proimpregnovatelnost mostnic. Dle OTP je třeba druh a kvalitu dřevní hmoty ze strany ČD kontrolovat a o kontrole sepsat protokol. Vlastní ověřování jakosti dřeva se děje dle ustanovení v jednotlivých technických podmínkách dodacích (TPD). Ve schválených TPD č.2/SB/98 je stanoveno, že o ověření jakosti rozhoduje zástupce ČD, zřejmě namátkově. Bylo by určitě vhodné, kdyby počet kontrol jakosti byl stanoven asi nejlépe ve vazbě na množství přejímané dřevní suroviny.

b) impregnace

Jako dostatečné proimpregnování u bukových mostnic se dle OTP považuje proimpregnování nejméně 65% plochy příčného řezu mostnice. U dubových mostnic se vyjma proimpregnování celé bělové vrstvy žádné další podmínky nestanovují. Jak bude popsáno v druhé části příspěvku, dubové dřevo je velmi kvalitní a jeho proimpregnovatelnost je tedy velmi obtížná. Dubové mostnice dodávané v roce 2004 byly proimpegnovány povrchově, tj. do hloubky 2-3 mm. Vzhledem k těmto výsledkům impregnace je však třeba si objektivně odpovědět na otázku, proč požadujeme, aby dubové mostnice byly impregnovány. Obecným důvodem pro impregnaci je prodloužení její životnosti jednak z důvodu odolnosti proti povětrnostním vlivům a jednak jako opatření proti napadení DH. Odborná literatura uvádí, že přirozená životnost dubového dřeva bez ošetření je až 14 let, některé zdroje uvádí i lhůty delší. Výměny mostnic se v závislostí na zatížení trati provádí v cyklech po 20-25 letech. Děje se tak především proto, že v místech pod uložením koleje, tj. mezi podkladnicí a horní pásnicí podélníku je mostnice při jízdách vlaků opakovaně stlačována, podkladnice je postupně zatlačována do mostnice, která je těmito cyklickými rázy postupně deformována. Mostnice jsou tedy vyměňovány ne z důvodu celkové degradace vlivem povětrnosti nebo napadení DH, ale z důvodů jejich deformace vlivem železničního provozu a nutnosti zajištění odpovídající GPK.

Poněvadž finanční náklady na impregnaci tvoří značnou částku z ceny mostnice, bylo by vhodné provést ekonomický rozbor nákladů při používání impregnovaných mostnic v delších cyklech výměn a porovnat je s náklady při použití neimpregnovaných mostnic v kratších cyklech výměn. Použitelnost neimpregnovaných mostnic by bylo vhodné posoudit i v rámci provozního ověřování. Vzhledem ke kvalitě dubového dřeva to však asi bude obtížné. Podotýkám, že výskyt DH na dubových mostnicích nemáme v našem obvodu zaznamenán.

c) opracování a vrtání mostnic

Nedořešeným problémem zatím zůstává ošetřování mostnic po jejich opracování. Předpis ČD S3 v části páté, článku 37 uvádí, že místo po opracování a vrtání je nutno opatřit impregnačním olejem schválených odborem 13. Takovýto impregnační olej však

dosud schválen nebyl. Při opracování a vrtání dubových mostnic se, vzhledem k uváděné hloubce impregnace , vždy zasahuje do neproimpregnované části mostnice. Obnažené plochy se ručně ošetřují vhodnými, ale neschválenými impregnačními přípravky. Dle informací zástupců TÚDC v současné době probíhá novelizace OTP, ve kterých budou stanoveny požadavky na impregnační oleje, pro ruční ošetřování mostnic.

d) trhliny

V OTP jsou stanovena poměrně přísná kritéria na velikost výsušných trhlin surových mostnic a mostnic před impregnací. Žádná kritéria však již nejsou stanovena pro expedici odběrateli. Skutečností je, že velikosti trhlin v mostnicích dodávaných na stavbu jsou často mnohonásobně vyšší než ty, které jsou požadovány před impregnací. Je sice pravdou, že dřevo mostnice vlivem povětrnostních vlivů "pracuje" téměř po celou dobu své životnosti, ale kritéria pro přejímku odběratelem by stanovena být měla, poněvadž nadměrné velikosti trhlin mají přímý vliv na životnost mostnic.

e) reklamační lhůty

Skutečnosti uvedené v předchozím bodě mají také přímou vazbu na možnost reklamace v záruční době. Ta byla pro mostnice stanovena na 5 let jako pro většinu ostatních výrobků vkládaných do žel. dopravní cesty. V žel. mostním stavitelství jsou však, v souladu S TKP, uplatňovány i delší doby záruk, např. u hydroizolací. Vzhledem k přirozené životnosti mostnic je velmi žádoucí stanovenou lhůtu prodloužit.

f) doklady

Další potíží pro konečného odběratele mostnic je nejasnost, nepřehlednost, případně nedostatečná informovanost o existenci dokladů ke kupovanému výrobku, kterým je „impregnovaná mostnice". Konečný odběratel u ČD, tj. příslušná správa mostů a tunelů obdrží prohlášení o shodě a protokol o ověření jakosti, který je snad vyplňován v dobré víře, ale metodicky je naprosto nelogický. Jaké další doklady vznikají při kontrolách jakosti a kde jsou uloženy odběratel neví. Bylo by proto velmi vhodné, kdyby s dodacím listem obdržel i kopie těchto dokladů anebo získal přehlednou informaci o provedených kontrolách, místě jejich uložení a kontaktní adresu.

Závěry a doporučení

Naše poznatky získané v obvodu SDC Brno si tedy na závěr dovoluji shrnout do několika doporučení.

1. Při souvislých výměnách mostnic používat výhradně nové dubové mostnice.
2. Novelizovat OTP tak, aby odpovídaly současným požadavkům na kvalitní výrobek „impregnovaná mostnice".
3. Prodloužit dosavadní záruční lhůtu pro impregnované mostnice, a to především pro mostnice dubové.
4. Neimpregnované dubové mostnice podrobit provoznímu ověřování v podmínkách ČD a provést ekonomické posouzení jejich použitelnosti v běžné praxi.

Vlastnosti dřeva, dřevokazné houby, diagnostika

Dřevo používané na výrobu mostnic je dvojího druhu. V prvém případě se jedná o dub, který je doporučovaný pro výrobu mostnic. V druhém případě se jedná o dřevo buku, které může být použito pouze po předchozím odsouhlasení odborem 13 GŘ.

Pro objektivní posouzení vhodnosti použití konkrétního druhu dřeva je nutné znát fyzikální a mechanické vlastnosti dřeva, přirozenou trvanlivost a impregnovatelnost dřeva. Přímý dopad na životnost dřevěných mostnic má z výše zmiňovaných vlastností

především přirozená trvanlivost a impregnovatelnost dřeva (ovlivňuje propustnost ochranných látek do dřeva – dodatečná chemická ochrana).

Při porovnání vlastností ovlivňujících délku funkčnosti dřevěného prvku vyrobeného z buku nebo dubu (Tab. 1) je na první pohled patrné, že dřevo dubu je daleko vhodnější pro použití než dřevo buku.

Druh dřeva	trvanlivost dřeva neošetřeného	trvanlivost dle ČSN-EN 350-2	impregnovatelnost	
	roky	houby	jádro	běl
dub (DB)	8-14	2	4	1
buk (BK)	3	5	1 (4)	1

Tab. 1: Porovnání dubového a bukového dřeva; trvanlivost neošetřeného dřeva – hodnoty uvedeny pro pražce (Matovič 1993); trvanlivost dle ČSN-EN 350-2 (2 – trvanlivé, 5 – netrvanlivé); impregnovatelnost (1 – impregnují se lehce, 4 – impregnuje se extrémně obtížně, (4) vyskytuje se v případě zathylování dřeva).

Abychom dosáhli předpokládané životnosti mostnic okolo 20 – 25 let u obou používaných dřev je nutné použít dodatečnou chemickou ochranu dřeva, o jejíž následné účinnosti rozhoduje významným způsobem hloubka impregnace. Tlaková impregnace má zabezpečit impregnaci do co největší hloubky (řádově od 0,5 cm až do proimpregnování celého průřezu prvku). V případě ošetření pouze povrchové vrstvy do hloubky 1 – 2 mm, max. 3 mm (Obr. 1) je nasnadě otázka „Proč provádět tlakovou impregnaci, když stejného efektu dosáhneme při nanášení ochranné látky nátěrem případně máčením?“

Pokud nepoužijeme chemickou ochranu, literatura uvádí pro pražce (u mostnic by životnost měla být delší) trvanlivost dubového dřeva v rozmezí od 8 – 14 let a bukového okolo 3 let. Záruční doba 5 let se jeví z tohoto pohledu jako nevýhodná pro odběratele u DB mostnic s ohledem na jeho uváděnou přirozenou trvanlivost, kterou zabezpečuje samotná skladba dřeva. Záruční doba by měla být stanovena přibližně v rozmezí 8 – 14 let, kdy končí přirozená trvanlivost DB dřeva a začíná se projevovat kvalita provedené impregnace. U BK je pak záruční doba 5 let dostatečná pro posouzení odolnosti dřeva i provedené impregnace proti degradaci.

Dřevokazné houby se vyskytují jak v přírodě, tak v prostorách budov. Šíří se převážně výtrusy, které jsou unášeny větrem z plodnice do vzdálenosti i několika kilometrů. Životnost výtrusů je od několika let po několik desítek let, kdy čekají na vhodné růstové podmínky. V případě jejich zabezpečení vyklíčí a snaží se v co nejkratším čase atakovat dřevěné prvky v co největším rozsahu. V případě, že se změní okolní podmínky, zpomalí se růst, který může být v nepříznivých podmínkách i na několik let přerušen. Po obnovení vhodných podmínek dřevokazné houby opět pokračují ve svém růstu.

Dle způsobu ataku konkrétních chemických složek dřeva DH rozdělujeme do tří skupin – houby hnědého, bílého a měkkého tlení. Dřevokazné houby nalezené na degradovaných mostnicích patří převážně mezi houby způsobující bílé tlení.

Houby bílého tlení jsou schopné rozkládat lignin i další součásti buněčné stěny (polysacharidy). Tyto procesy probíhají současně nebo následně. Většina hub bílého tlení preferuje tvrdá dřeva. Buněčná struktura dřeva vytrvává dlouho do doby, než dojde k rozkladu buněčné stěny, který se uskutečňuje jako rovnoměrné řídnutí povrchu lumenu dřeva. Napadení houbou bílého tlení způsobuje snížení pevnostních

vlastností a zvýšení bobtnání. Bílá hniloba způsobuje menší ztráty rozměrové stálosti a změny ve tvaru, trhliny a kostkovitý rozklad se nevyskytuje. Zvětšený objem pórů zvyšuje kapacitu pro absorbci vody. Mezi dřevokazné houby nalezené na mostnicích patří outkovka pestrá, klanolíska obecná, pevník plstnatý, korálovec bukový (Tab. 2).

dřevokazná houba	typ hniloby	optimální životní podmínky			obr.
		vlhkost	teplota	rychlost růstu	
outkovka pestrá	bílé tlení	40-45%	24-33°C	20 mm/den	
klanolíska obecná	bílé tlení	40-60%	30°C	14mm/den	
pevník plstnatý	bílé tlení	-	-	-	
korálovec bukový	-	-	-	-	

Tab. 2: Nalezené druhy dřevokazných hub na dřevěných mostnicích železničních mostů

Pro včasné odhalení degradace dřevěné mostnice dřevokaznými houbami je vhodné použití diagnostických přístrojů. Při používání diagnostických přístrojů má zásadní důležitost pochopení principů, na kterých konkrétní přístroje pracují. To umožňuje správně interpretovat výsledky a volit odpovídající typ přístroje pro zkoumání konkrétního defektu – degradace. Naopak neznalost principů hodnocení často vede k vynakládání značných finančních částek na hodnocení, které v zásadě nemůže přinést objektivní informaci; v horším případě, které nadměrně a zcela zbytečně poškodí hodnocený prvek.

Konkrétní metody jsou blíže popsány v expertním materiálu Působení dřevokazných hub na mostnice železničních mostů (Holan, Horáček 2004). Jako nejpoužitelnější pro diagnostiku mostnic se v současné době jeví přístroje založené na principu měření rychlosti šíření zvuku ve dřevě (např. Arbosonic). Metoda má však i svá úskalí, kterými jsou různá vlhkost mostnic, hustota příp. kovové části v mostnicích, které mohou ovlivňovat prováděná měření. Zmiňované faktory mohou mít vliv i na umístění měřících sond.

Přes uváděná úskalí lze přístrojové měření nedestruktivní metodou doporučit, protože není založeno pouze na zkušenostech přejímačů a po správném zkalibrování přináší hodnověrné výsledky.

Opravy a rekonstrukce ocelových železničních mostů

Ing. Jan Fiala, Ing. Ivan Šír - Ivan Šír, Statika staveb – mosty

V letech 2002 až 2004 bylo pro České Dráhy provedeno přibližně 20 projektů staveb řešících opravy a rekonstrukce nejčastějších poruch ocelových nosných konstrukcí. Vesměs se jednalo o nýtované konstrukce stáří přes 100 let s dřevěnými mostnicemi nebo přímým pojezdem rekonstruované či opravované během výluk, za pomoci mostních provizorií nebo výměnou dosavadní konstrukce za jinou repasovanou vyzískanou konstrukci. Příspěvek srovnává různá konstrukční uspořádání a postupy prací s jejich výhodami i nevýhodami. Jednotlivé akce tvoří investorský, projekční i zhotovitelský minimalismus, ale jde o problematiku, kterou řeší drtivá většina správců, projektantů i zhotovitelů a zajímavý může být pohled na soubor akcí.

Realizované projekty

Z výše uvedených projektů byl vybrán soubor projektů oprav a rekonstrukcí ocelových mostů. Výběr reprezentuje různé typy konstrukcí s jejich výhodami a nedostatky, které při respektování místních podmínek a z nich vyplývajících omezení vedou na různá konstrukční řešení a různé postupy výstavby.

Konstrukce jsou členěny dle dosavadního stavu, tj. stavu před opravou, respektive rekonstrukcí.

Konstrukce bez mostovky s plošným uložením mostnic na hlavní nosníky

- most v km 22,804 trati Sokolov - Kraslice. Plnostěnné, nýtované hlavní nosníky výšky 620 mm. Rozpětí nosné konstrukce 6,5m. Most v oblouku.
- most v km 10,906 trati Letohrad – Ústí nad Orlicí. Plnostěnné, nýtované hlavní nosníky výšky 580 mm. Rozpětí nosné konstrukce 6,4m. Most v oblouku.
- most v km 1,589 trati Pardubice - Hradec Králové. Plnostěnné, nýtované hlavní nosníky výšky 720 mm. Rozpětí nosné konstrukce 6,5m. Most v přímé.
- most v km 2,936 trati Svitavy - Polička. Plnostěnné, nýtované hlavní nosníky výšky 420 mm. Rozpětí nosné konstrukce 4,6m. Most v oblouku.
- most v km 6,255 trati Choceň – Litomyšl. Plnostěnné, nýtované hlavní nosníky výšky 690 mm. Rozpětí nosné konstrukce 3x 8,3m. Most v přímé.

Konstrukce s dolní prvkovou mostovkou, s mostnicemi plošně uloženými na podélníky

- most v km 39,934 trati Veleliby - Jičín. Plnostěnné, nýtované hlavní nosníky výšky 1700 mm. Příčníky nýtované, výška 550 mm. Podélníky plnostěnné, nýtované, výška 330mm. Rozpětí nosné konstrukce 16,0m. Most v přímé.
- most v km 89,964 trati Týniště nad Orlicí – Meziměstí. Konstrukce asymetrická. Plnostěnné, svařované hlavní nosníky výšky 2100mm. Příčníky svařované, výška 850mm. Podélníky plnostěnné, svařované, výška 430 a 510 mm. Rozpětí nosné konstrukce 21,5m. Most v přechodnici.
- most v km 8,731 trati Sokolov – Kraslice. Nýtované, příhradové nosníky výšky 2300 mm. Nýtované, plnostěnné příčníky výšky 740 mm. Svařované podélníky výšky 350 mm. Rozpětí nosné konstrukce 2x 20,0 m. Most v oblouku.

Konstrukce s horní prvkovou mostovkou, s mostnicemi plošně uloženými na podélníky

- most v km 72,092 trati Chlumec nad Cidlinou – Lichkov. Hlavní nosníky příhradové s proměnnou výškou 4,3 - 6,0 m. Pruty příhrad nýtované. Příčníky svařované, výška 640 mm. Podélníky svařované, spojité, výška 640 mm. Vzdálenost příčných vazeb 5,0 m. Rozpětí nosné konstrukce 50,0 m. Most v přímé.

Obr. 1 Dosavadní stav mostu

Konstrukce s přímým uložením kolejnic

- most v km 36,862 trati Chlumec nad Cidlinou – Lichkov. Dvojčité, plnostěnné, svařované hlavní nosníky. Přímé uložení na příčkách vevařených mezi hlavní nosníky. Rozpětí nosné konstrukce 3900 mm. Most v přímé.
- most v km 35,505 trati Liberec – Harrachov. Dva hlavní nosníky s příčníky po 600 mm. Uložení kolejnic přímo na příčníky. Rozpětí nosné konstrukce 3600 mm. Most v oblouku.
- most v km 37,404 trati Liberec – Harrachov. Dva hlavní nosníky s příčníky po 690 mm. Uložení kolejnic přímo na příčníky. Rozpětí nosné konstrukce 4800 mm. Most v přechodnici.

Nejčastější poruchy

Ocelové konstrukce mostů se vyznačují typickými poruchami. Ty lze podle závažnosti rozdělit na staticky významné a staticky nevýznamné. U staticky závažných se jedná zejména o korozivní oslabení nosných prvků a s ním spojené snižování únosnosti. Další častou poruchou, a to převážně u mostů s přímým uložením kolejnic, jsou únavové trhliny v nosných prvcích. Nejčastěji se jedná o detail upevnění, případně jeho napojení na hlavní nosný systém. Poměrně často se vyskytujícím jevem jsou zanesená a nefunkční ložiska, kdy následná změna statického působení vede na další poruchy. U konstrukcí s mostnicemi se pak samozřejmě jedná o rozpadlé, vyhnilé a vymačkané mostnice a klínové podložky.

Ke staticky nevýznamným poruchám či spíše závadám lze řadit nevyhovují mostní průjezdný profil, nenormové řešení podlah na chodnících a mostnicích a chybějící, případně nenormové zábradlí. Nutno však dodat, že ignorování drobnějších a méně významných poruch může ovlivňovat i hlavní nosný systém a vést k jeho degradaci v budoucnu.

Navržená konstrukční řešení

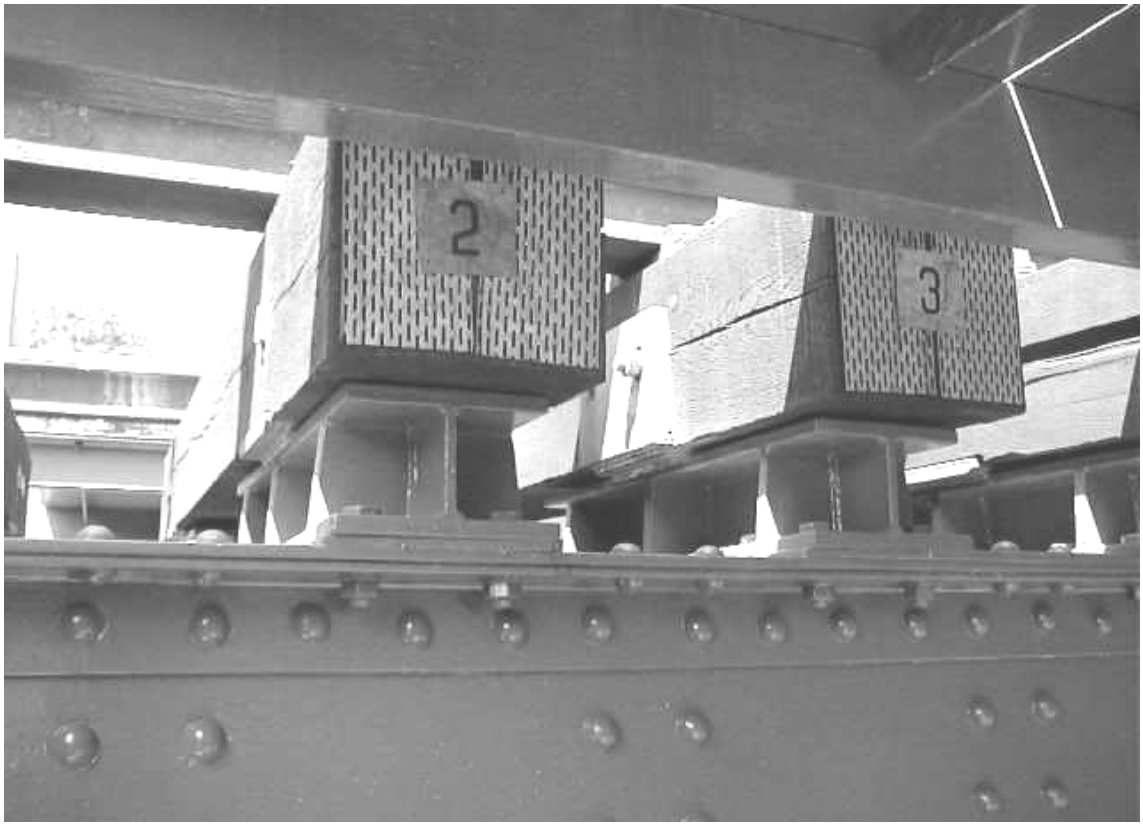
Možné způsoby řešení výše uvedených závad není třeba příliš podrobně rozvádět. Ve většině případů se jedná o otryskání celé konstrukce a aplikaci protikorozní ochrany. Nevyhovující prvky jsou zesíleny nebo vyměněny. Ložiska repasována, v případě vážných poruch navržena nová. Na základě požadavků současných norem a předpisů jsou konstrukce rozšiřovány na požadované průjezdné profily.

Příspěvek se podrobněji zabývá problematikou řešení mostů s mostnicemi v oblouku a zhodnocením různých postupů výstavby z hlediska požadavků na výluky a s tím souvisejících nákladů.

Dřevěné mostnice v oblouku

Při opravách a rekonstrukcích NK s dřevěnými mostnicemi ve směrovém oblouku nebo v přechodnici lze převýšení vnější kolejnice řešit dvěma způsoby :

- Dřevěnými klíny (způsob provedení a případy použití podle TNŽ 73 6261). Jedná se o jednoduché časem prověřené řešení. Nevýhodou je nižší životnost klínů.
- Ocelovými svařovanými stoličkami přinýtovanými nebo připevněnými šrouby k horním pásnicím prvků podporujících mostnice. Nákladově se jedná o dražší řešení než předchozí varianta, eliminuje snížení životnosti mostnic klíny.



Obr. 2 Detail ocelových stoliček

Postupy výstavby

Na výběr je obecně několik variant :

- Oprava ocelové nosné konstrukce během nepřetržité výluky podle stavu a požadavku opravy ložisek buď přímo na mostě nebo v zařízení staveniště v okolí mostu alternativně přímo v dílně, což představuje ideální řešení, pokud je časově a finančně z hlediska přepravy NK přijatelné. Výše uvedený postup výstavby je náročný na požadovanou dobu nepřetržité výluky (podle rozsahu opravy 7 – 10N), odpadají náklady na mostní provizorium.
- Dočasné nahrazení nosné konstrukce mostu vhodným mostním provizoriem a oprava ocelové nosné konstrukce v zařízení staveniště v okolí mostu nebo v dílně. Výše uvedený postup výstavby není náročný na požadovanou dobu nepřetržité výluky (u výše uvedených projektů činily vždy několik hodin na vložení provizoria a na opětovné vložení opravené NK), náklady stavby zvyšuje cena za montáž, demontáž a nájem mostního provizoria.
- Repase vhodné vyzískané nosné konstrukce a její výměna za dosavadní NK během jedné krátké nepřetržité výluky. Toto řešení představuje z hlediska délky výluk rozumný kompromis (u výše uvedených projektů vyhovovala délka 1N na vytržení dosavadní a vložení repasované NK). Předností je minimalizace výluky a nákladů na manipulační prostředky, optimalizace výrobních kapacit (repase NK lze provádět na dílně během zimních měsíců mimo hlavní stavební sezónu) a díky dílenskému zpracováni i vyšší kvalita (včetně nátěrů).
- Přestavba mostu a nahrazení ocelové NK flexibilní ocelovou konstrukcí. Toto řešení není náročné na výluky, významnou část prací lze provést pod dosavadní NK za provozu, výhodou je zajištění vysoké životnosti mostu a statických parametrů. Omezením pro použití jsou požadavky na dispoziční uspořádání pod mostem (průtočný profil, podjezdná výška) a stavební výška, která je k dispozici.

Závěr

Uvedená hodnocení a závěry se vztahují k výše uvedenému souboru staveb a nelze je použít obecně, kdy vstupují do hodnocení další parametry jako velikost mostu, lokalita, význam trati, počet kolejí, atd. Autoři příspěvku se pokusili shrnout z výše uvedeného souboru konkrétních staveb poznatky čerpané z vlastního projektování a autorských dozorů, ze zkušeností investorů, správců a zhotovitelů. Potvrdila se známá skutečnost, že obzvlášť při opravách a rekonstrukcích mostních objektů je nutné respektovat omezení daná konkrétní konstrukcí a reálnými místními podmínkami a že nelze striktně dodržovat někdy příliš obecně formulované požadavky norem.

Rekonštrukcia železničného mosta v Strede nad Bodrogom v km 30,561
trate Čierna nad Tisou - Košice

Ing. Ján Husák, Ing. Roman Štalmašek, ŽSR, Bratislava

Príspevok hovorí o rekonštrukcii mostného objektu cez rieku Bodrog v traťovom úseku Čierna nad Tisou – Košice medzi Slovenským novým Mestom a Stredou nad Bodrogom. Pôvodná trojpoľová priehradová nosná konštrukcia bola nahradená novou, dvojpoľovou oceľovou priehradovou konštrukciou.

Starý jednokoľajný oceľový most cez rieku Bodrog v km 30,561 na trati Čierna nad Tisou – Košice pozostával z troch polí a premosťoval koryto rieky Bodrog vrátane priľahlého inundačného územia a účelovej komunikácie. Hlavnú a zároveň najdlhšiu nosnú konštrukciu o rozpätí 88,00 m a hmotnosti 540 ton tvorili dva priamopásové priehradové hlavné nosníky rombickej sústavy s podružnými zvislicami a horným stužením, výška hlavných nosníkov dosahovala 8,0 m. Hlavné nosníky rovnako ako všetky ostatné prvky mosta boli nitované. Mostná konštrukcia mala dolnú otvorenú mostovku. Prvé a druhé pole o rovnakom rozpätí 33,04 m a hmotnosti každej konštrukcie 100 ton tvorili priamopásové hlavné nosníky kosouhlej sústavy o výške 4,00 m. Mostná konštrukcia oboch polí mala dolnú otvorenú mostovku. Spodnú stavbu tvorili dve gravitačné opory s rovnobežnými krídlami a dva betónové piliere obložené z pohľadovej strany kvádrovým kameňom. Jeden pilier bol umiestnený v koryte rieky Bodrog, druhý v inundačnom území.

Celkový pohľad na pôvodný oceľový most v km 30,561 trate Čierna nad Tisou – Košice v koľaji č.2

Most bol postavený v roku 1950 ako súčasť trate Družby. Na moste bola najmä v minulosti mimoriadne vysoká frekvencia dopravy strategických surovín, z krajín bývalého ZSSR resp. Ruska smerujúca do Ostravy, Třinca a Košíc. Táto skutočnosť

zabraňovala vykonávať pravidelnú a dôkladnu údržbu ako aj obnovu ochranných protikoróznych náterov. Po celú dobu prevádzky boli po moste okrem železnej rudy prevážané rôzne chemické hnojivá a kyseliny. Rudný prach a kyseliny unikajúce z cisterien spolu so silne agresívnymi chemickými substrátmi padajúcimi z otvorených vozňov počas prejazdu vlakov po moste spôsobili intenzívnu a rýchlo postupujúcu koróziu oceľovej konštrukcie mosta.

V roku 1990 bola vykonaná komisionálna prehliadka, ktorej výsledok konštatoval vysoký stupeň korózie základného materiálu nosnej konštrukcie všetkých troch polí mosta, najmä v miestach pripojenia priečnikov k dolnému pásu hlavného nosníku, zoslabenie stien a pásnic pozdĺžnikov, priečnikov a tiež silnú koróziu hláv nitov na priečnikoch aj pozdĺžnikoch.

Na základe jej výsledku bola v roku 1991 vykonaná mimoriadna revízia, na ktorej zamestnanci Mostného obvodu Košice v spolupráci so zástupcami Výskumného ústavu železničného v Prahe podrobnými meraniami analyzovali mieru korózie a navŕtaním dier zmerali zostatkové hrúbky základného materiálu vo všetkých charakteristických prvkoch nosnej konštrukcie. Koróziou najviac postihnuté boli miesta, kde sa agresívny chemický substrát mal možnosť dlhodobo udržať. V styku s dažďovou vodou, sa v týchto miestach vytvorilo prostredie so silnou koncentráciou koróznej agresivity.

Vznikali plošne malé, ale hlboké lokálne poškodenia základného oceľového materiálu, pripomínajúce vrubový účinok. Tieto sú mimoriadne nebezpečné v prípade únavového namáhania, ktorému je mostná konštrukcia nepochybne vystavená, lebo hrozí porušenie krehkým lomom.

Mimoriadna revízia potvrdila všetky predchádzajúce zistenia a naviac konštatovala, že na mnohých nosných prvkoch sa objavili trhliny a deformácie. Podľa výsledkov meraní dosiahlo oslabenie základného materiálu koróziou na niektorých miestach v hlavnom 88 metrovom poli až 56 %. Skorodovanie hláv nitov bolo viac ako 40 % a to najmä v oblasti dolného pásu hlavných nosníkov, priečnikov a diagonál dolného pozdĺžneho stuženia.

Na základe výsledkov mimoriadnej revízie, ktorá potvrdila nevyhovujúci stav mostného objektu, bola zavedená pomalá jazda rýchlosťou 20 km/h. Táto znamenala trvalú prekážku v plynulosti železničnej dopravy a preto bolo potrebné rozhodnúť ako odstrániť nevyhovujúci stav.

Jedným z návrhov bola oprava uvedených závad a výmena mostovky všetkých troch polí mosta pri zachovaní spodnej stavby. Táto alternatíva však neriešila nové šírkové usporiadanie. Naviac náklady vynaložené na generálnu opravu by nevylepšili prevádzkové vlastnosti objektu, ale len jeho bezpečnosť, a tak by vynaložené financie nevyvážili jeho následnú užitočnosť.Po zvážení všetkých podmienok bolo za najvhodnejšie riešenie zvolené odstránenie existujúcej nosnej konštrukcie ako aj spodnej stavby a vybudovanie nového premostenia.

ŽSR na základe výrobnej porady zadefinovali vstupné údaje pre návrh nového mostného objektu, ktorý premostí rieku Bodrog, a zadali vypracovanie projektovej dokumentácie nového mosta vrátane inžinieringu firme PRODEX s.r.o. Bratislava.

Vzhľadom na požadovanú prevádzkovú rýchlosť 140 km/h a návrhovú rýchlosť 160 km/h bolo nutné navrhnúť mostovku, ktorá je schopná preniesť priebežné koľajové lôžko minimálnej hrúbky 550 mm navrhované pre modernizované trate v sieti ŽSR.

Požiadavka zdôvodňuje návrh plechovej mostovky vystuženej pozdĺžnymi a priečnymi výstuhami. Priestorová úprava na moste a pod mostným objektom je dôvodom pre voľbu rozpätia, ktoré zohľadňuje vysoké vody v rieke Bodrog ako aj zachovanie

plavebného gabaritu. Voľba rovnakých rozpätí $L_1 = L_2$ vychádzala z výrobných výhod, ktoré pri takýchto rozpätiach nie sú zanedbateľné.

Z uvedených dôvodov bol predmetný mostný objekt navrhnutý ako dvojpoľový oceľový, priehradový, priamopásový bez zvislíc s dolnou plechovou mostovkou a horným stužením. Obe oceľové konštrukcie sú rovnakej dĺžky a ich rozpätie je 77,6 m. Sú celozvarované s montážnymi stykmi styčníkov na VP skrutky. Výška hlavných nosníkov H = 8800 mm a ich osová vzdialenosť je B = 6140 mm. Voľná šírka na moste je b = 5540 mm bola navrhnutá v intenciách normy STN 73 6201 Projektovanie mostných objektov. Spodnú stavbu tvoria dve krajné gravitačné opory s úložnými lavicami zo železového betónu založené na vŕtaných železobetónových pilotách priemeru 880 mm. Jediný pilier je situovaný na ľavom brehu rieky Bodrog.

Montáž oceľových konštrukcií bola navrhnutá mimo inundačných území za ľavobrežnou hrádzou na zriadenej montážnej plošine. Pomocou zásuvnej dráhy sa mal realizovať zásun najskôr v pozdĺžnom a potom v priečnom smere. Všetky práce boli navrhnuté v nepretržitej ročnej výluke. Projektová dokumentácia bola spracovaná v roku 1996 a následne schválená investorom.

Aj napriek tomu, že stavebné povolenie bolo vydané v nasledujúcom roku, stavbu nebolo možné pre nepriaznivú finančnú situáciu ŽSR zahájiť.

Stav oceľovej konštrukcie sa naďalej zhoršoval. V roku 2000 boli vykonané ďalšie kontrolné merania korozívneho úbytku. Výsledky ukázali na postupujúcu koróziu a to aj napriek tomu, že konštrukcia bola očistená a protikorózny náter lokálne obnovený. Na základe týchto meraní bol celkový stav mostného objektu hodnotený v revíznej správe stupňom 3 ako nevyhovujúci. Bolo doporučené vylúčenie nákladnej dopravy na moste a vybudovanie nového premostenia v koľaji č.2.

V roku 2001 sa naplno zahájili prípravné práce pre výmenu oceľových konštrukcií. Doprava počas výstavby nového mosta v koľaji č.2 bola odklonená na susedný most v koľaji č.1.Po počiatočných problémoch s dočasným záberom pôdy potrebným pre vybudovanie ľavostrannej príjazdovej cesty na stavenisko a dohode s vlastníkmi pôdy sa podarilo obnoviť stavebné povolenie a uskutočniť výberové konanie na zhotoviteľa stavby, ktorým sa stala firma HUTNÉ MONTÁŽE Slovakia a.s. Košice.

Tá v spoluprácii so Železničným vojskom následne zahájila výstavbu realizovaním žeriavovej dráhy a montážnej plošiny.V apríli 2002 boli vo VSŽ – mostáreň s.r.o prebraté prvé dielce nových oceľových konštrukcií a v máji začala ich vlastná montáž.

Dňa 1.augusta 2002 bola zahájená v medzistaničnom úseku Streda nad Bodrogom - Slovenské Nové Mesto nepretržitá výluka v koľaji č.2. Na pôvodných konštrukciách bol zdemontovaný železničný zvršok a trakčné vedenie. Dve krátke nosné konštrukcie o rozpätí L = 33,04 m boli rozpálené a odstránené v inundačnom uzemí. Čiastočne bola vysunutá tiež hlavná nosná konštrukcia, ktorá premosťovala rieku Bodrog. Pôvodné opory a piliere boli vybúrané a začalo sa s budovaním vŕtaných pilot pre nové opory.

Výstavba novej spodnej stavby bola ukončená na jar v roku 2003. Po týchto prácach sa začala výstavba montážnych dráh potrebných pre definitívny výsun starej hlavnej nosnej konštrukcie a zásun nových oceľových konštrukcií. Po pozdĺžnom zasunutí nad korytom Bodrogu a otočení podvozkov, boli obe nové OK osadené do definitívnej polohy priečnym zásunom.

Koncom mája boli nové konštrukcie každá o rozpätí 77,6 m definitívne uložené na ložiská a po ukončení prác na izolácii vane sa začalo s navážaním štrku koľajového lôžka, montážou koľajového roštu, trakčných stožiarov a trakčného vedenia.

Všetky stavebné a montážne práce boli ukončené 25.6.2003. Nasledujúci deň sa uskutočnila statická a dynamická zaťažovacia skúška. Merania sa uskutočnili na už definitívne zhotovených konštrukciách.

Celkový pohľad na nový oceľový most v km 30,561 trate Čierna nad Tisou – Košice v koľaji č.2

Pri statickej zaťažovacej skúške sa pomocou odporových snímačov zamerali zvislé priehyby hlavných nosníkov od skúšobného zaťaženia v štvrtinách a v strede rozpätia OK. Merané boli tiež poklesy hlavných nosníkov v mieste uloženia na podporách.

Pri dynamickej zaťažovacej skúške bolo hlavným cieľom vyšetrenie dynamickej odozvy nového mosta na účinky regulovaného pohyblivého zaťaženia a overenie skutočných tuhostí konštrukcie na základe zistených vlastných frekvencií a dynamického súčiniteľa.

Po úspešnom priebehu zaťažovacích skúšok, ktoré preukázali, že obe nové konštrukcie vyhovujú požadovaným parametrom, a hlavnej prehliadke, bola dňa 26.6.2003 zahájená železničná prevádzka na novom moste, ktorý svojimi parametrami a technickým riešením patrí medzi najmodernejšie na tratiach ŽSR.

Ďakujem za pozornosť.

Ing. Ján Husák, ŽSR GR, Odbor infraštruktúry, husak.jan@zsr.sk

Ing. Roman Štalmašek, ŽSR GR, Odbor infraštruktúry, stalmasek.roman@zsr.sk

Pohľad na priečny rez nového mosta v km 30,561 trate Čierna nad Tisou – Košice v koľaji č. 2 zo smeru od Košíc

Nový most přes Moravskou Sázavu v km 24,539 trati Česká Třebová - Olomouc

Ing. Vladimír Veselý, Ing. Filip Šorm, SUDOP PRAHA a.s.

Součástí modernizace úseku trati Krasíkov – Česká Třebová, která je částí výstavby I. tranzitního koridoru ČD, byla též novostavba dvoukolejného mostu v km 24,539. V místě mostu je nově navrhovaná trať, kvůli jejímu navázání do nového tunelu, vedena cca 8,5 až 50 m vpravo od trati původní, což si vyžádalo vybudování zcela nového mostu včetně spodní stavby. Konstrukce je spojitá spřažená ocelobetonová o pěti polích. Oproti předcházejícímu stupni byl návrh mostu poměrně zásadně upraven. Hlavním zhotovitelem mostu byla FIRESTA – Fišer, rekonstrukce, stavby a.s. Most byl uveden do provozu v roce 2004.

Územní podmínky

Most přechází údolí řeky Moravské Sázavy a je umístěn v intravilánu obce Krasíkov, ve staničním obvodu žst. Krasíkov. V 1. mostním poli je umístěna komunikace pro pěší, která slouží pro přechod pod tratí, která v tomto místě rozděluje obec, ve 2. mostním poli prochází náhon pro vodní elektrárnu, která je umístěna v těsné blízkosti původního mostu, ve 3. mostním poli je inundační prostor, ve 4. mostním poli prochází vlastní tok Moravské Sázavy. V 5. mostním poli je pak umístěna místní komunikace. Původní most tvořený osmi kamennými klenbami bude zbourán.

Nosná konstrukce mostu

Nosná konstrukce je navržena jako spřažená ocelobetonová s kolejovým ložem. Statické schema je tvořeno spojitým nosníkem o pěti polích.

Most je navržen na účinky návrhových zatěžovacích schémat ČD T a SZS dle ČSN 73 6203. Maximální traťová rychlost je 160 km/h pro soupravy s naklápěcí technikou.

Obě koleje jsou na mostě v proměnlivé osové vzdálenosti a jsou v přechodnici a ve složeném kruhovém oblouku. Rovněž výškové řešení obou kolejí je poněkud rozdílné. Aby byl tvar konstrukce co nejvíce zjednodušen, byla stanovena osa os kolejí na mostě, z které byl odvozen tvar mostu s konstantním příčným průřezem desky po celé délce mostu. Spodní plochu spřažené desky bylo možno navrhnout vodorovnou.

Na mostě je vytvořen prostor pro umístění inženýrských sítí, které budou uloženy v kolejovém loži mimo jeho nutný obrys.

Nosná konstrukce byla navržena jako spojitá spřažená ocelobetonová konstrukce o pěti polích, v uspořádání se dvěma hlavními nosníky pod každou kolejí. Jejich rozpětí je u konstrukce v 1. koleji 21,00 + 30,00 m + 30,00 m + 30,00 m + 19,90 m. U konstrukce ve 2. koleji se hodnoty nepatrně liší. Konstrukce má spřažené ocelobetonové příčníky.

Tento typ nosné konstrukce umožňuje dosáhnout požadované stavební výšky s nejmenšími náklady. Spřažené konstrukce jsou navíc výrobně jednoduché a relativně nenáročné na údržbu.

Spřažená konstrukce byla navržena s využitím pružnoplastického výpočtu podle mostních vzorových listů ČD MVL 124 a 554, s přihlédnutím k ČSN P ENV 1994-2. Základní uspořádání nosné konstrukce odpovídá mostnímu vzorovému listu ČD MVL 554. Nejvýraznější úpravu představují spřažené ocelobetonové úložné příčníky a římsy.

Ocelová část spřaženého úložného příčníku má tvar korýtka, které tvoří dolní pásnici pod železobetonovým obdélníkovým průřezem masívního úložného příčníku. Ocelová část je spřažena s betonovým průřezem trny, a proto výrazně staticky spolupůsobí. Každý příčník je podepřen na dvou ložiskách. Ocelová část příčníku funguje zároveň jako ztracené bednění příčníku a montážní podpora hlavních nosníků.

Ocelové hlavní nosníky jsou navrženy jako svařované profily tvaru I. U mezilehlých podpor jsou nosníky opatřeny náběhy, jejichž účelem je roznést účinky záporného momentu nad podporou na dostatečnou výšku železobetonového průřezu úložného příčníku.

Vzhledem k tomu, že most je umístěn v oblouku, dochází k namáhání poměrně značnou odstředivou silou. Spolu s tím, že most má nestejně široké konzoly desky, jsou profily hlavních nosníků odlišné a jsou odstupňovány i po délce. Maximální dimenze jsou u horních pásnic 40 x 400 mm, u stěny tloušťka 30 mm a u dolních pásnic 60 x 930 mm. Tuhost příčného řezu nosníku je zajišťována mezilehlými výztuhami, které jsou z estetických důvodů navrženy jako jednostranné, umístěné na vnitřní nepohledové straně stěny.

Vetknutí hlavních nosníků do krajního úložného příčníku je realizováno spřahovacími trny a příčnou výztuží procházející otvory ve stojině. Příčné výztuhy v místě montážního podepření zajišťují stabilitu stěny nosníku při montáži, příčné výztuhy v líci betonového profilu příčníku slouží k připojení bednění.

Do vnitřního úložného příčníku jsou hlavní nosníky vetknuty prostřednictvím čelní desky. Spřahovací trny, rozmístěné na čelní desce, přenášejí svislé smykové síly. Tlakové síly od záporného momentu nad podporou jsou do železobetonového průřezu vnášeny prostřednictvím zesílené roznášecí desky v oblasti náběhu hlavního nosníku. Tahové síly od záporného momentu nad podporou jsou přenášeny podélnou výztuží železobetonové desky mostovky a průběžnou horní pásnicí hlavního nosníku, která je v místě podpory zesílena až na profil P 60 x 400. Tato nutná konstrukční úprava bohužel komplikuje jinak celkem jednoduchou ocelovou konstrukci.

Horní pásnice hlavních nosníků a ocelové části příčníků jsou opatřeny spřahovacími trny.

Ocelová část nosné konstrukce byla provedena z oceli S355 ve stavu normalizačně žíhaném. Celková hmotnost ocelové konstrukce je cca 550 t.

Betonová část spřažené nosné konstrukce byla provedena z betonu C30/37 podle ČSN P ENV 206. Na výztuž byla použita ocel 10 505.

Spodní stavba mostu

Most má opěry i pilíře založeny v souladu s geotechnickým posudkem na velkoprůměrových pilotách o průměru 900 mm, z toho důvodu, že horní vrstvy geotechnického profilu, tvořené fluviálními a antropogenními sedimenty, jsou neúnosné a plošné založení by bylo nutno provést ve značné hloubce. Vzhledem k tomu, že základy jsou těsně vedle vodního toku, by bylo plošné založení komplikované a bylo by nutno zřizovat nákladné hluboké jímky. Naopak hlubinné založení umožnilo most založit patami pilot na velmi kvalitních pískovcích třídy až R2, přičemž piloty jsou přitom poměrně krátké. Další výhodou hlubinného založení je odolnost proti podemílání opěr a pilířů při povodních. Základové podmínky byly definovány jako složité.

Spodní stavba se skládá ze čtyř pilířů a z opěr. Jednotlivé části spodní stavby se skládají z roznášecích prahů, které jsou podepřeny na pilotách, z dříků a z úložných prahů. Opěry jsou spojeny s křídly do jednoho celku. U opěry 02 navazuje na konec křídla opěrná zeď. Půdorysné osy pilířů a hrany dříků opěr jsou natočeny ve směru proudnice řeky a mají pro lepší proudění vody zaoblené rohy.

Celá spodní stavba byla provedena z monolitického betonu C30/37 vyztuženého betonářskou ocelí 10 505.

Detaily mostu

Nosné konstrukce jsou uloženy na vyztužených elastomerových ložiskách s vymezením dilatačních pohybů. Každá z obou nosných konstrukcí má na pilíři P 02 pevné uložení, které je realizováno dvojicí ložisek, které mají dorazy pro vymezení pohybů ve dvou směrech. Vzdálenost ložisek odpovídá vzdálenosti hlavních nosníků, tj. 2,700 m. Na dalších pilířích a na opěrách jsou nosné konstrukce uloženy pohyblivě. Na vnitřních stranách jsou umístěna ložiska podélně pohyblivá a příčně pevná. Na vnějších stranách pak ložiska všesměrně pohyblivá. Vnitřní ložiska na opěrách jsou opatřena úpravou pro přenos tahových sil. Toto namáhání je způsobeno zejména účinky od tíhy konzoly. Úprava spočívá v tom, že elastomerový blok je k přídavným úložným deskám připevněn šrouby se zápustnou hlavou. Tahovou sílu pak přebírá vlastní elastomerový blok. Tahová únosnost činí cca 10 % únosnosti ložiska v tlaku a vyhovuje danému zatížení.

Žlab kolejového lože byl v plném rozsahu opatřen dvojitými natavovanými pásy s ochrannou vrstvou z betonu vyztuženého sítí.

Příčná spára mezi nosnou konstrukcí a závěrnými zdmi opěr je překryta mostním lamelovým závěrem. Na obou stranách jsou závěry uloženy do vybrání v horních částech betonových konstrukcí, vyrovnány a zality plastbetonem. Obdobně je překryta i podélná spára mezi nosnými konstrukcemi, vzhledem ke značným vzájemným pohybům, když rozdíl v průhybu konstrukcí je až 25 mm.

Nosné konstrukce jsou odvodněny dostřednými příčnými spády k odvodňovacím vpustem, umístěným v úžlabí horního povrchu desek nosné konstrukce ve vzdálenostech po cca 3 m. Na vpusti navazuje tvarová trubka s odskokem 600 mm, kterou se voda dostává do uzavřeného podélného odvodňovacího potrubí jmenovité světlosti 150 mm. Celý systém je z nerezu. V místech příčníků na pilířích prochází potrubí vynechanými otvory v příčníku. Odvodňovací systém umožňuje tlakové čištění. Odvodňovací potrubí je zavěšeno na stavitelných závěsech připevněných k dolní ploše desky. Vyústění odvodňovacího systému bude vedle všech čtyř pilířů na straně od vodního toku. Plocha pod vyústěním odvodňovačů je opevněna dlažbou z lomového kamene a z téhož materiálu je vytvořen v úrovni terénu žlab ve sklonu 2 %, kterým je voda odvedena do koryta toku.

Všechny hlavní nosníky jsou po obou stranách opatřeny revizními madly.

Nezabetonované části ocelové nosné konstrukce byly opatřeny epoxipolyuretanovým protikorozním ochranným systémem o celkové tloušťce 320 μm.

Další součásti jako ocelové prvky protihlukové stěny, konzoly pro stožáry TV atd. byly žárově zinkovány a natřeny.

Beton desky nosné konstrukce a pohledové plochy spodní stavby byly opatřeny ochranným nátěrem.

Na obou stranách mostu je na římsách připevněna odrazivá protihluková stěna. Skládá se z ocelových sloupků a z průhledné skleněné výplně. V dolní části stěny jsou umístěny betonové panely.

V obou kolejích je použit železniční svršek typu UIC – 71 s pružným bezpodkladnicovým upevněním kolejnic. Kolej na mostě je bezstyková.

Za opěrami byla provedena zesílená konstrukce pražcového podloží.

Nad všemi čtyřmi pilíři jsou umístěny brány trakčního vedení. Jejich stožáry jsou umístěny v prodloužených osách příčníků. Připevněny jsou k ocelovým konzolám, které jsou ukotveny k zesílené konstrukci římsy.

Na mostě jsou provedena opatření proti bludným proudům ve stupni 4 podle ČD SR 5/7 (S).

Dle požadavku Povodí Moravy bylo dno a břehy koryta vlastního toku i náhonu Moravské Sázavy opevněno pod mostem a na vzdálenost 10 m od krajů mostu. Opevnění bylo provedeno z lomového kamene, uloženého do podkladního betonu a bylo zakončeno betonovými prahy.

Rub závěrných zdí, říms a vnitřních stěn křídel byl izolován jednoduchými natavovanými pásy, které byly překryty drenážní fólií a je odvodněn.

Zatěžovací zkouška

V souladu se stavebním a technickým řádem drah (vyhl. Sb.177/1995, § 6e) byla provedena technicko-bezpečnostní zkouška ve formě statické zatěžovací zkoušky podle ČSN 73 6209 doplněná dynamickým měřením. Zkouška prokázala, že konstrukce má požadované parametry.

Provádění stavby

Provádění výstavby tohoto mostu je věnován samostatný příspěvek zhotovitele.

Pohled na staveniště v době budování spodní stavby. V popředí je základ opěry 01, ve středu obrázku je vidět vypuštěný náhon vodní elektrárny s provizorním přemostěním. Vzadu je portál nového tunelu.

Pohled na dokončený most zprava. V popředí je náhon pro vodní elektrárnu ve 2. poli mostu.

Pohled na dokončený most zleva. V pozadí je portál nového tunelu.

Nový most v km 25,885 úseku Krasíkov - Česká Třebová

Ing. Urban Tahotný, Ing. David Krása, Bc. Pavel Bartoň, METROPROJEKT Praha a.s.

Příspěvek pojednává o projektovém řešení novostavby estakády o šesti polích s nástupišti v zatravněném údolní nivy řeky Moravské Sázavy mezi krasíkovským a tatenickým tunelem. Oboustranná nástupiště na mostě jsou součástí zastávky Tatenice.

Obr. 1 Most před dokončením

KONCEPCE ŘEŠENÍ PŘEMOSTĚNÍ

Než začneme povídat o mostě „Mezi tunely“, jak byl pracovně tento objekt nazýván, dovolíme si zajít o pár let zpátky k historii projektu přilehlé části železničního koridoru.

Most je součástí stavby Optimalizace traťového úseku Krasíkov - Česká Třebová, celý úsek je pak součástí tranzitního koridoru, větve Přerov - Česká Třebová. Stavba měří cca 22 km a má dva úseky které stojí za pozornost.

Je to přechod třebovického hřebenu, který tvoří rozvodí Labe a Moravy a železnice tam před zahájením stavby vedla ve dvou oddělených stopách.

Druhý úsek je za Krasíkovem, kde se stávající trať přimyká k toku Moravské Sázavy a vine se jejím údolím prakticky do Zábřeha přes „Hoštejnskou pahorkatinu“. Často přechází z jedné strany řeky na druhou.

Nejinak tomu bylo (a zde již můžeme používat minulý čas) za Krasíkovem, kde trať překlenovala údolí starým klenutým krasíkovským viaduktem, vedla krátkým tunelem (tatenickým) a přes další ocelový most do zastávky Tatenice. Na tomto úseku vzhledem k malým traťovým poloměrům bylo možno dosáhnout rychlosti max. 80 km/h. Naše další úvahy jsou nasměrovány k tomuto úseku.

Investor ve svých záměrech v prvopočátku (územně technická studie) na tomto úseku neuvažoval se změnou směrového vedení a zřejmě možná dosažená rychlost byla považována za dostatečnou. V zadání k přípravné dokumentaci dostal projektant za úkol úsek za Krasíkovem zpracovat variantně, tj.

- sledovat stávající stopu s předpokladem rekonstrukce viaduktu, mostu i tunelu,
- navrhnout nové směrové řešení - *přeložku trati* - s cílem dosáhnout optimální rychlosti 130 km/h pro klasické soupravy.

Navržené nové směrové řešení propojilo Krasíkov prakticky v přímce s bodem, konce stavby, tj. km 26,450 v novém staničení. Návrh kromě jiného předpokládal :

- vybudovat nový krasíkovský viadukt,
- vybudovat dva tunely (délka cca 1100 m a cca 150 m),
- překlenout nivu a tok Moravské Sázavy za delším tunelem.

Rozhodování bylo dlouhé, zdůvodňování složité, ale nakonec bylo do přípravné dokumentace rozhodnuto dopracovat variantu s *přeložkou trati,* hlavně z důvodů:

- možnosti zvýšení rychlosti,
- nutnosti stavět nový krasíkovský viadukt (v obou variantách) a vypustit nový most za starým tatenickým tunelem,
- vypuštění rekonstrukce stávajícího tunelu, která se ukázala prakticky nerealizovatelnou bez vyloučení provozu na trati.

Důsledkem nového řešení bylo zrušení zastávky Tatenice. Toto je pro vývoj popisovaného mostu důležité zastavení.

Vybudování dvou tunelů, ale zejména nových mostů znamená dost podstatný zásah do stávajícího krajinného rázu. Proto od začátku byla realizace stavby konzultována s pracovníky ochrany životního prostředí. V prvním návrhu byly v údolní nivě řeky, mezi novými tunely, navrženy dva mosty - jeden pro překlenutí toku a druhý inundační. Úsek mezi mosty o délce cca 80 m byl na náspu. Toto řešení však odmítli ochránci přírody a nelíbilo se (zřejmě pod vlivem povodní v roce 1997) ani správci toku - Povodí Moravy. Návrh byl přepracován a řešení s mostem přes celou šířku údolí včetně řeky bylo přijato jako kompromis.

Byla zpracována EIA a proces její projednání proběhl dík dobré přípravě bez problémů, kromě jedné maličkosti. Obec Tatenice jako účastník řízení požadovala na novém úseku železniční trati vybudovat též novou zastávku (jako náhradu za zrušenou). Návrh vyvolal rozpaky, nicméně začalo intenzivní jednání a hledalo se možné umístění zastávky. Pro obec se stala přijatelná varianta s umístěním zastávky mezi tunely, tj. na mostním objektu. Řešení jistě zajímavé a u ČD zatím nerealizované. Navíc byla proti původnímu návrhu provedena úprava směrového vedení (trať se posunula proti toku o cca 50 m).

Most byl navržen jako spřažená ocelobetonová konstrukce, samostatná pro každou kolej a pro každé nástupiště, na společných pilířích a opěrách. Most je ve spádu a část mostu se nachází v přechodnici. Most prakticky spojuje portály obou tunelů.

Přístup k nástupišti byl navržen a vyřešen na olomoucké straně mostu a plně vyhovuje pro přístup osob se sníženou schopností pohybu. Přístupová komunikace může sloužit též pro příjezd hasičských a záchranných vozidel pro případ mimořádné události zejména v tunelech. Přístup vozidel k výjezdovému portálu dlouhého tunelu se předpokládá po nástupišti (uvažuje se s lehkými vozidly do 3 t).

Koncepce navržena a schválena v přípravné dokumentaci byla pak beze zbytku převzata do projektu.

Konstrukční řešení je v detailu předmětem jiného příspěvku a tak uvedeme jen stručně:

ZÁKLADNÍ ÚDAJE O TRATI A MOSTĚ

Údaje o trati na mostě

Most je v širé trati v přechodnici a přímé

Osová vzdálenost kolejí 4000 mm, max. převýšení p = 97 mm

Niveleta koleje : kolej č. 1 i kolej č. 2 klesá 1,535 ‰

Prostorové uspořádání na mostě odpovídá ČSN 73 6201, průjezdný průřez MPP 3,0R

Navrhovaná rychlost : 130 km/hod - pro klasické soupravy
160 km/hod - pro vozy s NT

Poznámka k návrhu železničního svršku

Při zpracování projektové dokumentace tunelů projektant uživateli navrhl řešit uložení železničního svršku přímým upevněním tzn. pevnou jízdní dráhu s tím, že je výhodné tento způsob uložení svršku provést průběžně včetně mostu.

Návrh byl hodnocen jako technicky opodstatněný, ale nakonec byl odmítnut s poukazem na zvýšení investičních nákladů a nedostatek zkušeností u ČD.

Údaje o novém mostě

Délka přemostění: 141,5 m (celk. délka mostu 150,25 m)

Rozpětí polí mostu: 3,5 m + 4x 20,0 m + 30,0 m + 20,0 m + 6,0 m krajní mostní otvory jsou součástí železobetonových opěr, vnitřních šest polí tvoří spojitý nosník

Volná šířka / šířka uprostřed mostu : 13,637 m / 14,177 m

Návrhové zatížení: ČD T a SZS ČD dle ČSN 73 6203 pro obě koleje na mostě, pro nástupiště - rovnoměrné nah. zatížení 5,0 kNm^{-2} + případný pojezd lehké zdravotní a záchranné techniky.

Železniční svršek : UIC-60, bezstyková kolej na betonových pražcích B-91, s pružným bezpodkladnicovým upevněním.

ÚZEMNÍ, GEOLOGICKÉ A HYDROLOGICKÉ ÚDAJE, ZALOŽENÍ MOSTU

Stavba je umístěna do údolí řeky, která se v místě navrhovaného mostu přibližuje k hoštejnskému svahu. V oblouku meandru je zhotoven betonový jez.

Geotechnický průzkum prokázal, že předkvartérní podklad je tvořen druhohorními pískovcovými horninami - střední turon (křída). Ve vrtech byly zastiženy pískovce a písčité slínovce, které jsou místy prokřemenělé. Ve většině sond byly horniny již od povrchu navětralé (R3 - R2), kromě sondy v km 25,930, kde byly zastiženy silně až mírně zvětralé písčité slínovce (R4 - R5).

Ustálená hladina podzemní vody se pohybuje cca 1 metr pod terénem. Podzemní vody jsou dotovány jednak srážkovou vodou a jednak břehovou infiltrací z Moravské Sázavy. Podzemní voda je neagresivní na betonové konstrukce.

Pilíře i opěry mostu jsou založeny hlubinně na vrtaných velkoprůměrových pilotách, délka pilot pod jednotlivými podpěrami je různá, dle zjištěných geologických poměrů.

NOSNÉ KONSTRUKCE

Nosné konstrukce - Jak je již výše uvedeno, konstrukci mostu tvoří spojitý nosník o šesti polích. S neobvyklým zadáním umístit na tak dlouhý most dvě koleje a dvě nástupiště jsme se vyrovnali tak, že jsme navrhli čtyři paralelní spojité nosníky vedle sebe. Konstrukce pro koleje jsou vzájemně odděleny podélnou spárou, konstrukce pro

nástupiště jsou uloženy výše a s konstrukcemi pro koleje nejsou nijak podélně propojeny (jsou odděleny vzduchovou mezerou). Nosná konstrukce je spřažená ocelobetonová, detaily viz navazující příspěvek.

Pilíře - Dříky pilířů jsou tloušťky 1000 mm. Do pilířů je zespodu vytažena výztuž z pilotových prahů. Úložné prahy jsou velmi široké a tvarově složité, pro uložení čtyř nosných konstrukcí ve dvou výškových úrovních - viz příčný řez.

Konstrukce opěr - Součástí obou krabicových železobetonových monolitických opěr jsou i krajní pilíře Pi-1 a Pi-7. V každé opěře je navržen otvor pro umožnění průchodu z jedné strany mostu na druhou. U třebovské opěry je otvor šířky 3,5 m, u olomoucké pak 6,0 m. Jsou to v podstatě další mostní pole. Lícní stěny opěry plynule pokračují jako rovnoběžná křídla. U olomoucké opěry jsou z podélných stěn vyloženy deskotrámové konzoly, na které jsou osazeny přístřešky pro cestující.

I když je konstrukce mostu současně pro koleje i zastávku mohutná, s rozměrnou spodní stavbou, nepůsobí těžkopádně, ale naopak vzhledově příznivě.

NÁSTUPIŠTĚ A DALŠÍ ZAŘÍZENÍ NA MOSTĚ

Jak uvedeno dříve je v celé délce situováno na mostě, má šířku 3025 mm a je řešeno jako klasické s nástupištními deskami uloženými na železobetonové konstrukci, která je součástí mostu. Vodu z nástupiště odvádí podélný žlab (AKUDRAIN) umístěný za nástupištní deskou a odvodněný svislými odvodňovači v rozteči 12 m na terén. Odvodnění za dilatací je pak provedeno samostatným kanalizačním potrubím rovněž na terén - resp. do řeky. Výplňový prostor mezi žlabem a římsou mostu tvoří zámková dlažba.

Délka nástupiště je cca 142 m. Na nástupištích jsou u olomoucké opěry situovány přístřešky pro cestující. Dále je nástupiště vybaveno rozhlasem a osvětlením. Desky jsou opatřeny vodorovným a nášlapným pásem v souladu s předpisem Ž8, řešení plně vyhovuje pro pohyb osob nevidomých nebo slabozrakých.

Přístup pro cestující je navržen na olomoucké straně a vzhledem k terénním podmínkám řešení nebylo jednoduché. Přístup je samozřejmě navržen i pro osoby se sníženou schopností pohybu (rampy apod.).

Jako součást mostu bylo nutno dále řešit :

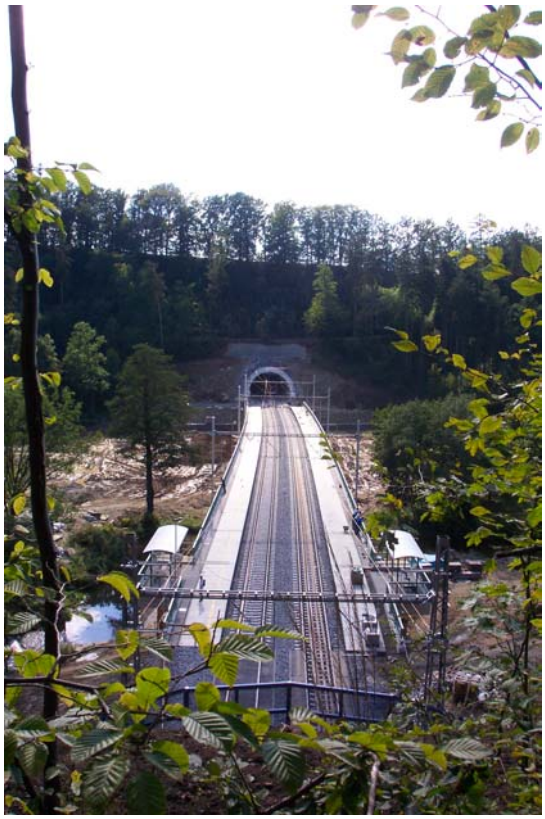
- umístění a uchycení osvětlovacích stožárů (na římse),
- umístění a uchycení trakčních stožárů (na pilířích),
- zábradlí,
- opěrnou gabionovou zeď na třebovské straně,
- zpevnění koryta Moravské Sázavy pod mostem,
- dodatečný požadavek hasičů na umístění suchovodu do tunelů,
- prostor pro převedení kabelů - 9-ti otvorový multikanál pod nástupištěm u koleje číslo 1 a chráničkami (2 x 3 chráničky) v nástupišti.

ZÁVĚR

I přes dohady s pevnou jízdní dráhou byl projekt dokončen, most realizován a v září 2004 přejel ve vší tichosti po mostě (i v obou navazujících tunelech) první vlak po koleji č. 1 a krátce nato v říjnu byl zahájen plný provoz.

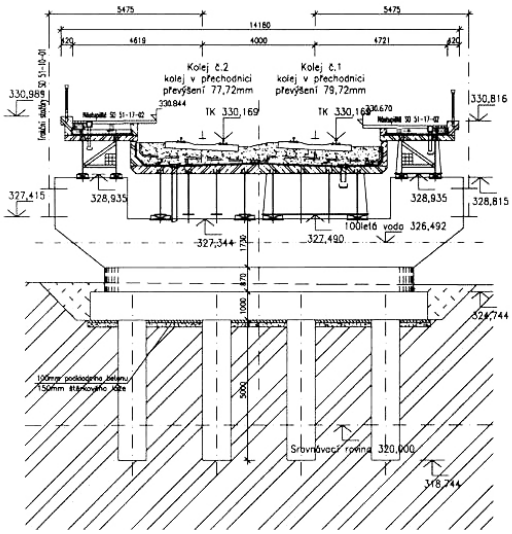
Máme za to, že se společným úsilím účastníků výstavby, tj. investorů, projektantů a zhotovitelů, povedlo realizovat zdařilé dílo, zatím ojedinělé konstrukce, věříme, že ke spokojenosti uživatele. A nestává se často, aby se stavbou realizovanou v nedotčené přírodě vyslovili „spokojenost“ i pracovníci činní v ochraně životního prostředí.

Ve sborníku jsou zařazeny rovněž příspěvky autora realizační dokumentace nosné konstrukce mostu (Ing. Antonín Pechal, CSc. – PIS Brno), který projektovou dokumentaci Metroprojektu při zachování dispozičního řešení upravil dle přání zhotovitele, a zhotovitele mostu (Firesta – Fišer, rekonstrukce, stavby a.s.).

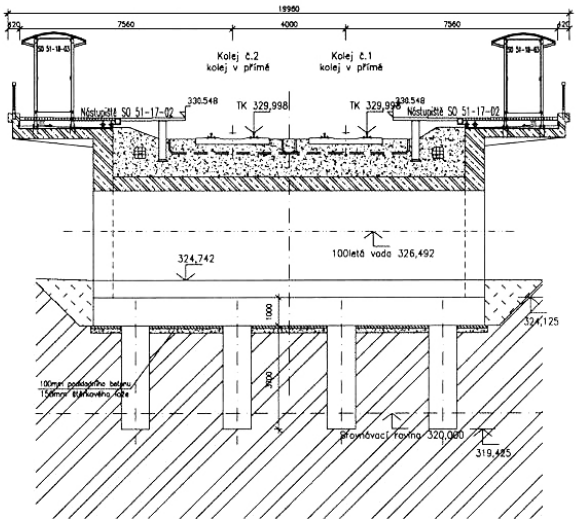


Obr. 2 a 3 Celkové pohledy na most v km 25,885

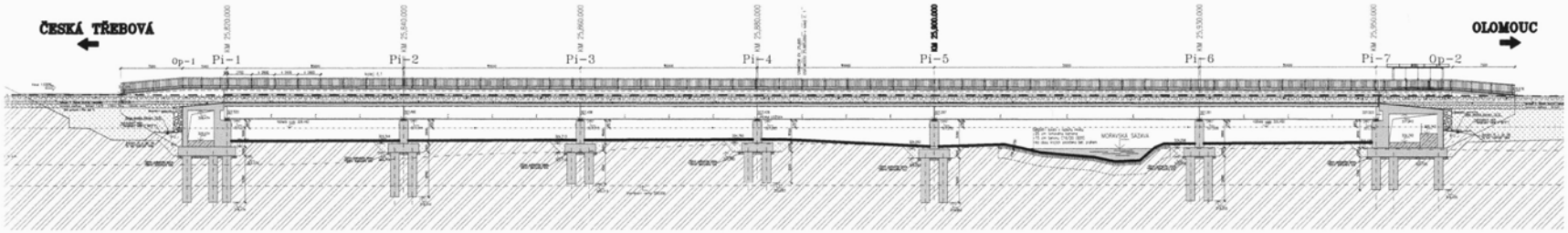
Řez pilířem: Pi-2
KM 25,840.000

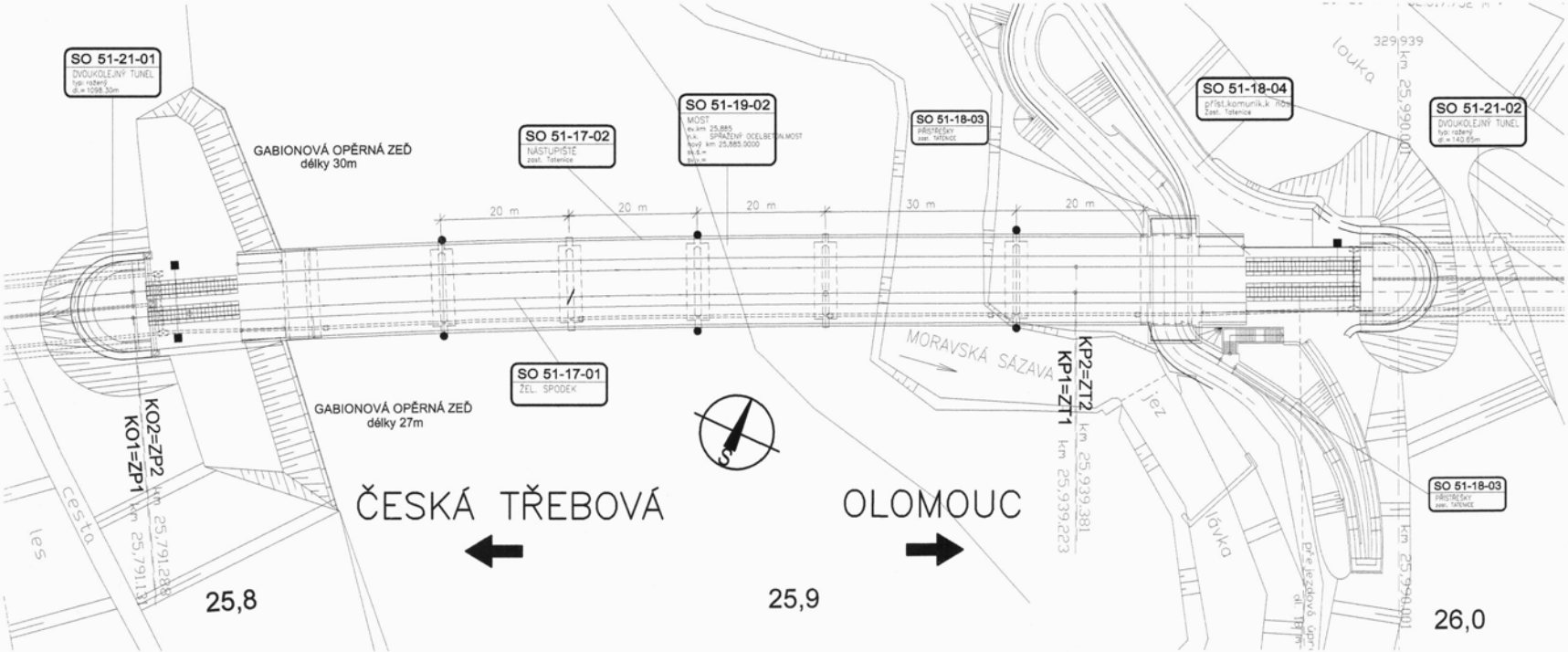


Řez opěrou: Op-2
KM 25,951.450



MOST V KM 25,885 – PŘES MORAVSKOU SÁZAVU





Železniční most mezi portály Krasíkovských tunelů na trati Krasíkov - Česká Třebová

Ing. Antonín Pechal, CSc., Ing. Vojtěch Konečný, Ing. Petr Nečesal, PIS Brno

Příspěvek se zabývá novým železničním mostem vybudovaným na traťovém úseku Krasíkov – Česká Třebová. Most sestává ze čtyř samostatných vodorovných konstrukcí – dvě nosné konstrukce pod kolejovým ložem a dvě nosné konstrukce pod nástupišti. Všechny nosné konstrukce jsou uloženy na společných pilířích a opěrách. Nosná konstrukce je tvořena ocelovými plnostěnnými nosníky spřaženými s železobetonovou deskou. Staticky most působí jako spojitý nosník o šesti polích.

Celková koncepce mostu

Předmětem projektu byl návrh nového železničního mostu včetně nástupišť jako součást optimalizace traťového úseku Krasíkov – Česká Třebová v rámci výstavby koridoru ČD. Nový most je situován do zatravněného údolní nivy řeky Moravská Sázava. Obě přiléhající stráně jsou strmé a zalesněné. Bezprostředně před a za mostem navazují na trase železniční tunely.

Krajní mostní otvory, které jsou součástí opěr, slouží pro umožnění přejezdu zemědělské techniky. V otvoru jedné z opěr je navíc převeden rovněž pěší provoz v souvislosti s přístupem k nástupišti. Návrh mostu byl ztížen směrovým vedením trasy, převážná část mostu je v přechodnici a část v přímé, a zároveň geometrickými požadavky plynoucími ze skutečnosti, že v celé délce mostu je situováno nástupiště. To vedlo k návrh příčného řezu nosné konstrukce nástupiště s odnímatelnými železobetonovými panely, které umožňují čištění a úpravu kolejového lože.

Výsledné estetické působení mostu je nepříznivě ovlivněno umístěním nosné konstrukce nízko nad terénem. V případě, že by most byl nahrazen náspem a krátkým mostem o jednom poli v místě toku, vytvořil by tento násep při povodňových stavech v úzkém mělkém údolí hráz protékající řece. Proto bylo údolí překlenuto pomocí spojité mostní estakády.

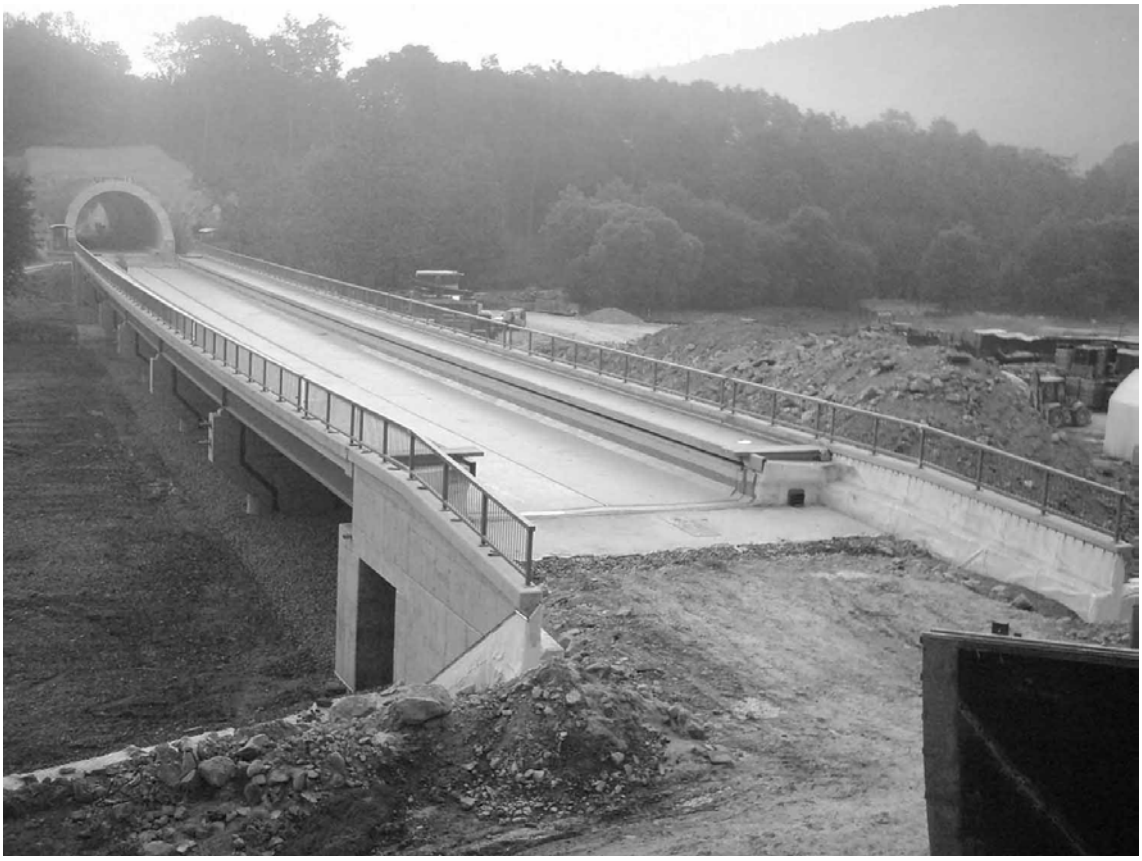
Základní charakteristiky nového mostu:

- Trvalý dvoukolejný železniční spojitý most o osmi polích, kolmý, ocelobetonový s horní spřaženou železobetonovou mostovkou. Pole č. 1 a 8 je tvořeno železobetonovou rámovou konstrukcí, pole č. 2 až 7 je tvořeno spojitou spřaženou ocelobeton. konstrukcí s plnostěnnými hlavními nosníky
- Nosná konstrukce pod kolejovým ložem je navržena na zatížení dle ČSN 73 6203 – návrhové zatěžovací schéma „ČSD T“ a „SZS ČSD“.
- Nosná konstrukce pod nástupišti je navržena na zatížení dle ČSN 73 6203 – rovnoměrné nahodilé zatížení 5,0 kN/m2, případný pojezd lehké zdravotní a záchranné techniky - 2,5 t.

Hlavní nosná konstrukce

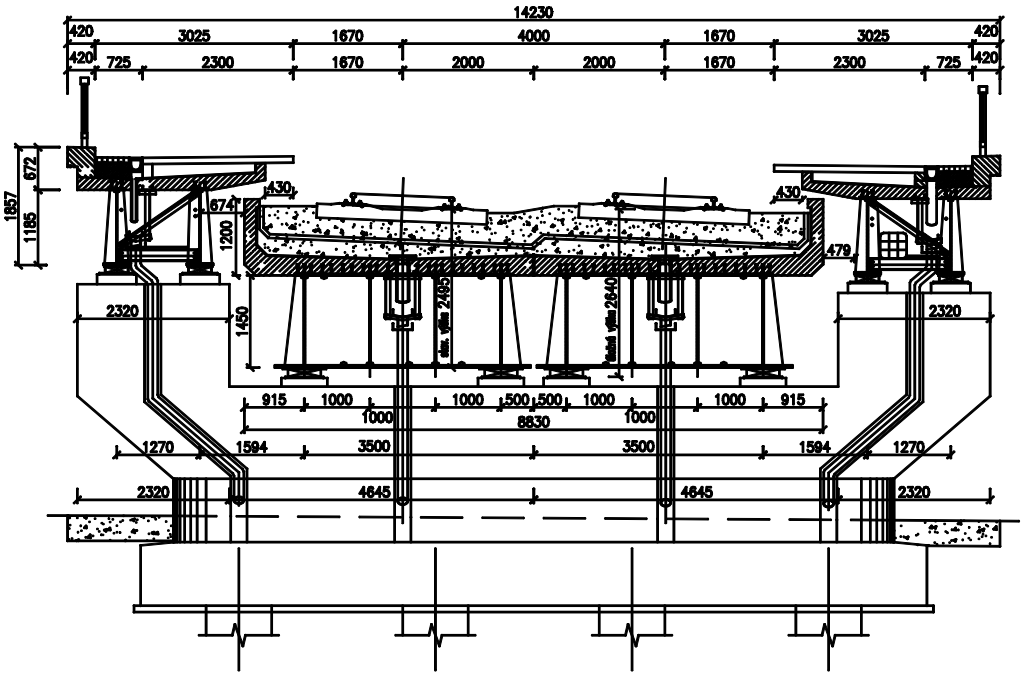
Nosná spřažená konstrukce pod každou kolejí je tvořena 4 hlavními ocelovými svařovanými nosníky. Rozpětí polí je 4 × 20,0m + 30,0m + 20,0 m = 130,0 m. Celková délka hlavních nosníků je 130,6 m. Nosníky jsou spřažené s železobetonovou deskou mostovky. Hlavní nosníky jsou průřezu I s konstantní výškou stěny 1415 mm. Nosníky jsou navrženy jako plnostěnné svařované. Osová vzdálenost nosníků je 1000 mm. Nosná konstrukce je ve směrovém polygonu, který sleduje osu koleje. Výškově jsou hl. nosníky vyrobeny rovněž v polygonu, který kopíruje požadované výrobní nadvýšení konstrukce. Hlavní nosníky jsou navrženy z oceli S355J2G3. Stěna hlavního nosníku je z vnitřní i vnější strany vyztužena příčnými výztuhami. Krajní nosníky jsou z estetických

důvodů vyztuženy pouze z vnitřní strany. Hlavní nosníky jsou v místě uložení na opěry a pilíře vzájemně spojeny ocelovými plnostěnnými příčníky. Příčníky mají konstantní výšku stěny shodnou s hl. nosníky tj. 1415 mm. Hlavní nosníky jsou propojeny rovněž v polích a to pomocí mezilehlých příčníků UPE 300 (při dolní pásnici). Spřažení mezi železobetonovou deskou mostovky a ocelovou konstrukcí je zajištěno pomocí spřahovacích trnů ϕ19mm. Spřahovací trny jsou přivařeny k horním pásnicím hlavních nosníků i příčníků.



Obr.1 Pohled na most během výstavby po dokončení mostovkových ŽB desek

Nosná konstrukce pod každým nástupištěm je tvořena 2 hlavními ocelovými svařovanými nosníky. Rozpětí polí i délka hlavních nosníků je stejná jako v případě nosné konstrukce pod kolejovým ložem. Nosníky jsou spřažené s železobetonovou deskou mostovky. Hlavní nosníky jsou průřezu I s konstantní výškou stěny 1160 mm. Nosníky jsou navrženy jako plnostěnné svařované. Osová vzdálenost nosníků je 1270 mm. Nosná konstrukce je ve směrovém polygonu, který sleduje osu koleje. Výškově jsou hlavních nosníky vyrobeny rovněž v polygonu, který kopíruje požadované výrobní nadvýšení konstrukce. Hlavní nosníky jsou navrženy z oceli S355 J2G3. Stěna hlavního nosníku je vyztužena pouze z vnitřní strany (vyjma podpor. výztuh) příčnými výztuhami. Hlavní nosníky jsou propojeny pomocí příčníků UPE 180 (při dolní pásnici). Spřažení mezi železobetonovou deskou mostovky a ocelovou konstrukcí je zajištěno pomocí spřahovacích trnů ϕ19mm. Spřahovací trny jsou přivařeny k horním pásnicím hlavních nosníků.



Obr. 2 Příčný řez nad pilířem

Mostovka

Monolitické spřažené desky jsou navrženy z betonu C30/37 Sap 2bb a vyztužené ocelí 10 505 (R). Celkem jsou na mostě umístěny čtyři desky: dvě pod kolejovým ložem, které jsou vzájemně propojeny podélným dilatačním závěrem a dvě samostatné desky pod nástupištěm. Spřažení je provedeno prostřednictvím ocelových trnů přivařenými k horním pásnicím ocelových nosníku nosné konstrukce. Celková šířka mezi vnějšími okraji nástupištních spřažených desek je 13,93 m stejně jako je šířka opěr, resp. krajních pilířů. Horní a svislý povrch monolitických desek (ve styku s kolejovým ložem a pod nástupištními deskami) je zaizolován stěrkovou izolací Conipur.

Obě střední desky pod kolejemi jsou symetrické a společně vytvářejí „vanu“ pro kolejové lože. Dolní vodorovná část je proměnné tloušťky od 245 mm do 309 mm. Mezera mezi deskami je 90 mm, která odpovídá požadavkům na uspořádání podélného dilatačního závěru. Dolní plocha desek je vodorovná a lícuje se spodní hranou horní pásnice ocelových nosníku nosné konstrukce mostu. Horní povrch vodorovné části každé z obou středních desek je příčně vyspádován 3% ke středu desky. Stěny kolejového žlabu jsou dilatovány po vzdálenosti 5 m a není s nimi v návrhu nosné konstrukce v podélném směru počítáno.

Tvar krajních desek pod nástupišti je patrný z obrázku příčného řezu. Na železobetonovou spřaženou desku jsou umístěny odnímatelné ŽB panely, které umožňují čištění kolejového lože.

Postup výstavby mostu

Montáž ocelové konstrukce spočívala v postupném osazení jednotlivých dílců na montážní a definitivní podpory. Největší montážní dílec měl délku 20,4 m a hmotnost do 7,5 tuny. Po montáži ocelové konstrukce byla provedena betonáž ŽB desky mostovky ve dvou fázích. V první fázi byly betonovány polové úseky a následně byly betonovány pilířové úseky. Tím byl postup betonáže upraven tak, aby namáhání železobetonové desky nad pilíři od stálého zatížení bylo minimalizováno a nedošlo k inicializaci trhlin v těchto oblastech.

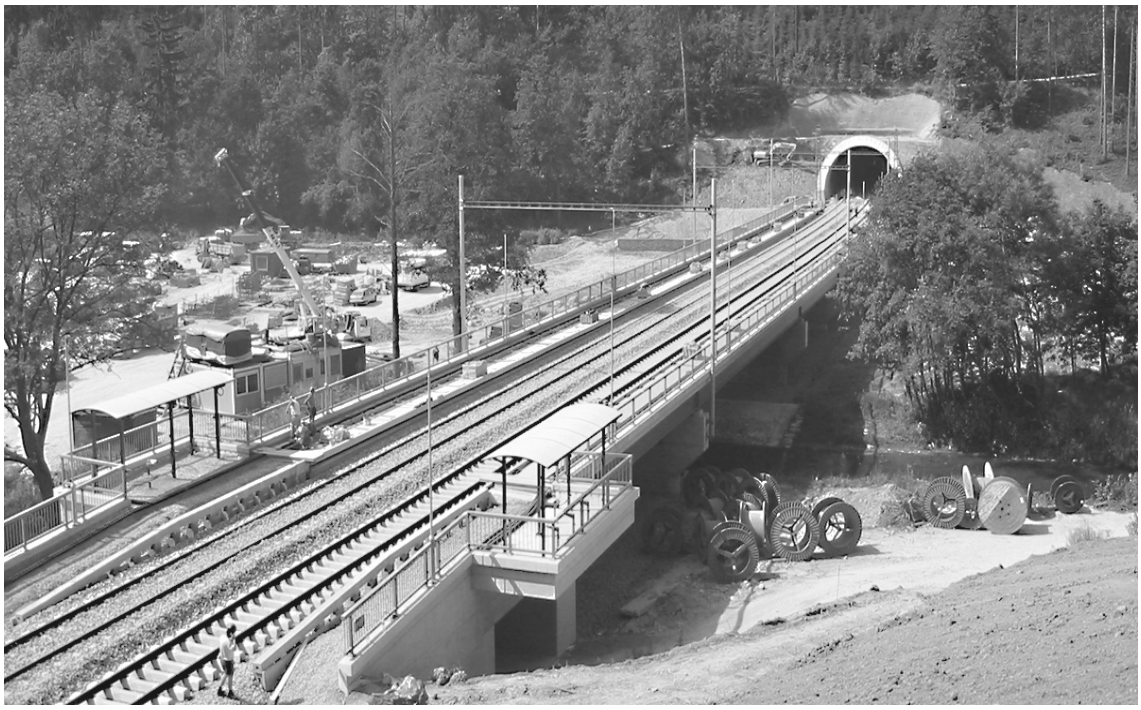
Zatěžovací zkouška mostu

Most byl před uvedením do provozu podroben zatěžovací zkoušce, skládající se ze dvou základních částí – statické a dynamické zkoušky.

Statická zkouška nosné konstrukce pod kolejovým ložem sestávala ze dvou zatěžovacích stavů. V prvním zatěžovacím stavu bylo snahou vyvodit maximální průhyby v největším 30 m poli, v druhém zatěžovacím stavu pak v krajním 20 m poli. Jako zkušební zatěžovací břemeno bylo použito drážních jeřábů EDK 750 a EDK 1000 s celkovou hmotností 434 t. V obou případech byly měřeny svislé průhyby dolních pásnic ocelových nosníků v daném poli v kritickém příčném řezu. Byly měřeny průhyby nosníků jak pod zatěžovanou konstrukcí, tak pod vedlejší nezatěžovanou konstrukcí, u které se předpokládalo částečné spolupůsobení přes štěrkové lože.

V rámci dynamické zatěžovací zkoušky byla provedena identifikace nosné konstrukce pod kolejovým ložem metodami modální analýzy. Zkouška spočívala v buzení konstrukce pomocí budiče kmitů nainstalovaném na štěrkovém loži a v měření rychlosti kmitů v sítí bodů rozmístěných po délce mostu ve vzdálenosti cca 4 m. Výsledkem analýzy je zjištění vlastních tvarů konstrukce a získání celkového podrobné obrazu o stavu nosné konstrukce. Druhá část dynamické zkoušky zahrnovala přejezdy mostu lokomotivou v rychlostech od 5 km/h do 50 km/h. Výsledkem této zkoušky je zjištění dynamického součinitele.

Teoretické výsledky zatěžovacích zkoušek byly získány z výpočtového modelu vytvořeného během projektování mostu v programu IDA NEXIS. Zvolený výpočtový model byl vytvořen jako deska s žebry. V modelu nebylo uvažováno se vzájemným spolupůsobením nosných konstrukcí pod kolejovým ložem prostřednictvím štěrkového lože.



Obr. 3 Pohled na most v době dokončovacích prací

Všechny naměřené průhyby byly menší než předpokládané teoretické hodnoty a pohybovaly se v předepsaných mezích. Měření prokázala vzájemné spolupůsobení nosných konstrukcí pod kolejovým ložem prostřednictvím štěrkového lože. Dynamická zkouška prokázala spojitost nosné konstrukce bez zjištění jakýchkoli poruch. Na základě

přejezdů lokomotiv byl určen dynamický součinitel δ = 1,03, který je výrazně menší než součinitel uvažovaný při návrhu konstrukce δ = 1,15.

Celková hmotnost OK mostu pod kolejovým ložem je 404 tun a OK mostu pod nástupišti je 118 tun.

Generálním projektantem stavby byla firma Metroprojekt Praha, a.s, která rovněž zpracovala úvodní projekční dokumetaci mostu včetně dispozičního řešení. Projekční kancelář Ing. Antonína Pechala, CSc. zpracovala aktualizaci projekční dokumentace mostu za účelem přizpůsobení konstrukce požadavkům zhotovitele a dále výrobní výkresy ocelové konstrukce. Na aktualizaci projektu se dále podílely firmy – Dosing, s.r.o. (spodní stavba) a Keller, s.r.o. (pilotové založení).

Zhotovitelem mostu byla Firesta – Fišer, rekonstrukce, stavby a.s. Most byl realizován v letech 2003 a 2004.

Novostavby spřažených ocelobetonových mostů na trati Olomouc - Česká Třebová

Ing. Gabriela Šoukalová, FIRESTA - Fišer, rekonstrukce, stavby a.s.

V rámci stavby „Optimalizace traťového úseku Krasíkov - Česká Třebová“ bylo zvoleno velkorysé řešení obtížných směrových poměrů návrhem nové trasy železnice v délce 24 km z Krasíkova do Hoštejna. Napřímená trasa novostavby železniční trati přemosťuje údolí a Moravskou Sázavu dvěma mosty a kopce překonává dvěma tunely. Směrové poměry přeložené trasy umožňují rychlost 160 km/hod pro speciální soupravy. Firma FIRESTA – Fišer, rekonstrukce, stavby a.s. je přímým zhotovitelem 2 mostních objektů.

NÁZEV STAVBY	:	ČD, DDC Optimalizace trati Krasíkov – Česká Třebová
MÍSTO STAVBY	:	Krasíkov
OBJEDNATEL	:	ČD s. o., DDC o. z., Stavební Správa Olomouc
ZHOTOVITEL	:	FIRESTA-Fišer, rekonstrukce,stavby a. s.
PROJEKTANT	:	SO 51-19-01 : SUDOP PRAHA a. s.
		SO 51-19-02 : Metroprojekt Praha a. s., PIS Ing. Pechal

Most v km 24,539 na trati Česká Třebová – Olomouc, SO 51-19-01

Popis konstrukce

Objekt přemosťuje řeku Moravskou Sázavu, místní komunikaci a cestu pro pěší. Nová trasa železniční trati opouští stávající těleso v žst. Krasíkov a pokračuje tímto novým mostem, na který navazuje dvoukolejný tunel. Založení mostního objektu je hlubinné na velkoprůměrových pilotách. Statické schéma je tvořeno spojitým nosníkem o pěti polích. Obě koleje jsou neseny samostatnými konstrukcemi s průběžným kolejovým ložem. Kolej na mostě je v přechodnici a v oblouku. Nosná konstrukce je tvořena spřaženou ocelobetonovou spojitou konstrukcí o pěti polích s horní mostovkou, zvlášť pro kolej č. 1 a č. 2.

- Délka přemostění: 151,6 m
- Délka nosné konstrukce: 32,8 m
- Rozpětí polí: 21,00+30,00+30,00+30,00+19,90 m
- Mostní průjezdní průřez : MPP 3,0 R
- Traťová rychlost : 130 km/hod. pro klasické soupravy
  160 km/hod pro vozy s NT
- Železniční svršek : UIC-60, bezstyková kolej na betonových pražcích B-91,
  s pružným bezpodkladnicovým upevněním
- Návrhové zatížení: ČD T a SZS ČD dle ČSN 73 6203

Výstavba objektu

Práce na založení objektu byly zahájeny v únoru roku 2003 a v září 2004 byl most uveden do provozu. Polohově je novostavba mostu mimo původní těleso železnice, ale v důsledku těsné blízkosti bodu napojení na původní těleso byly práce v oblasti třebovské opěry vázány na výluky železničního provozu.

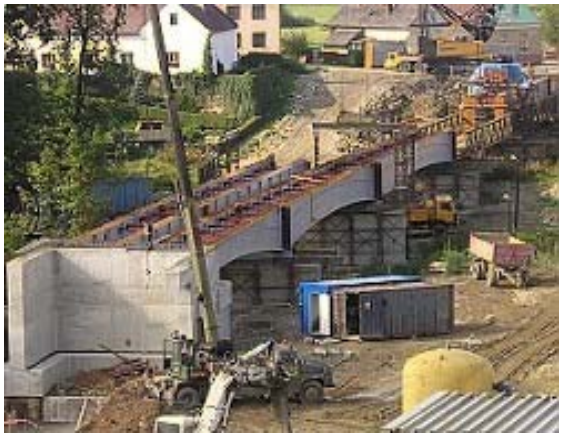
Výroba ocelové konstrukce

V lednu 2003 byla zahájena výroba ocelové konstrukce v mostárně firmy FIRESTA v Brně. Dva ocelové hlavní nosníky jsou svařované I profily s náběhy u mezilehlých podpor. Horní a dolní pásnice jsou odstupňované a jejich maximální rozměr je 60 x 930 mm u dolní pásnice a 40 x 400 mm u horní pásnice, stěna má tl. 30 mm, proměnlivou výšku a po třech metrech má svislé výztuhy. Pro výrobu byla použita ocel S355J2G3 a S355K4G3, ocelová konstrukce byla zařazena do výrobní skupiny Aa dle ČSN 73 2603. I nosníky byly vyrobeny na délku jednotlivých rozpětí mostních otvorů. Celková hmotnost OK byla 550 t .

Protikorozní ochrana byla provedena na stupeň korozní agresivity C4 v celkové tloušťce 320 mikronů sestávající ze čtyř vrstev epoxipolyuretanového nátěru. Poslední nátěr byl proveden až po betonáži na stavbě.

Montáž ocelové konstrukce

Na stavbě byly vždy dvojice hlavních nosníků zavezeny do otvoru po speciální zavážecí dráze. Usazeny byly na provizorní ložiska. K rozhodnutí montovat nosníky po zavážecí dráze přispěl nepřístupný terén staveniště a nevypočitatelné chování řeky Moravské Sázavy. Zvolený způsob montáže zavážením umožnil montovat těžší a rozměrnější montážní díly a tím eliminoval montážní styky. Nebyl závislý na počasí a výšce hladiny této rozmarné řeky a tím snižoval rizika časového skluzu, které by mohla povodeň při montáži způsobit.



Na provizorní ložiska byly uloženy dvojice hlavních nosníků, která tvořila prostá pole a následně byla montážně svařena horní pásnice. Tuhost příčného řezu byla zajištěna montážním ztužením. Pro spřažení ocelové konstrukce s železobetonem byly horní pásnice a svislé koncové výztuhy prostých nosníků opatřeny spřahovacími trny.

Betonáž příčníků a mostovky

Namontovaná ocelová konstrukce se stala definitivně spojitou konstrukcí po vybetonování ocelobetonových příčníků, jejichž dolní ztracené bednění tvořilo ocelové korýtko, splňující zároveň funkci montážní podpory pro hlavní nosníky.

Před betonáží železobetonové desky byla konstrukce uložena na definitivní elastomerová ložiska.

Podbednění desky bylo fixováno na dolní pásnice hlavních nosníků. Deska byla vybetonována ve třech etapách současně kolej č.1 a č.2 betonem C 30/37, v objemu 2 750 m^3 . V příčném směru bylo postupováno od středu konstrukce ke konzolám z důvodů zachování stability konstrukce. Následně byla betonována římsa, která je oddělena dilatačními spárami ve čtvrtinách rozpětí.

Podélná dilatační spára mezi konstrukcemi a příčná dilatační spára byla překryta dilatačním lamelovým závěrem s pryžovým těsnícím profilem. Žlab kolejového lože byl izolován dvojitým natavovaným pásem s ochrannou vrstvou betonu vyztuženou ocelovou sítí.

Protihluková stěna

Vzhledem k poloze mostu v intravilánu byla součástí mostu protihluková transparentní odrazivá protihluková stěna, tvořena ocelovými profily které drží průhlednou polykarbonátovou výplň. Výrobu i montáž protihlukové stěny prováděla fa FIRESTA.

Závěrem

Most, jehož ocelová konstrukce vytvářela prostá pole, měl eliminovat montážní svary a nahradit je spřaženými železobetonovými příčníky. Tento záměr se ze statických důvodů nepodařilo uskutečnit a horní pásnice musely být na montáži propojeny. Průběh výstavby byl časově komplikován provizorním montážním podepřením konstrukce tak, aby přenášela dilatační posuny prostých polí před zhotovením ocelobetonových příčníků. Samotné provádění spřažených příčníku bylo poměrně pracné a technologicky prodloužilo výstavbu.

Výsledkem úsilí projektanta, objednatele a zhotovitele je most, který údolí Moravské Sázavy nehyzdí a dává novému úseku železniční trati technický a moderní ráz.

SO 51-19-02 Most v km 25,885 na trati Česká Třebová – Olomouc

Popis konstrukce

Most překračuje Moravskou Sázavu a její inundační území, je spojnicí mezi dvěma tunely. V celé délce mostu oboustranně probíhá nástupiště zastávky Tatenice. Spřažený ocelobetonový most je tvořen spojitou nosnou konstrukcí o šesti polích, krajní pole jsou součástí železobetonových podpěr. Most je v příčném směru složen ze čtyř nosných konstrukcí – dvě samostatné nosné konstrukce pod kolejemi a dvě samostatné nosné konstrukce pod nástupišti.

Příčný řez nosné ocelové konstrukce pod kolejí je tvořen čtyřmi svařovanými ocelovými plnostěnnými nosníky s konstantní výškou stěny. V místě uložení na opěry a pilíře jsou vzájemně spojeny plnostěnnými příčníky.

Příčný řez nosné ocelové konstrukce pod nástupišti je tvořen dvěmi svařovanými ocelovými plnostěnnými nosníky s konstantní výškou stěny. V místě uložení na opěry a pilíře jsou vzájemně spojeny UPE 300 pomocí VP styků.

- Délka přemostění: 141,5 m
- Délka nosné konstrukce: 150,3 m
- Rozpětí polí: 3,5+4x20+30,00+20,00+6,00 m
- Volná šířka mostu : 13,590 m
- Traťová rychlost : 130 km/hod. pro klasické soupravy
  160 km/hod pro vozy s NT
- Železniční svršek : UIC-60, bezstyková kolej na betonových pražcích B-91,
  s pružným bezpodkladnicovým upevněním
- Návrhové zatížení: pro most ČD T a SZS ČD dle ČSN 73 6203,
  pro nástupiště rovnoměrné nahodilé zatížení 5,0 kN/m^2 a pojezd lehké zdravotní a záchranné techniky.

Výstavba objektu

Zhotovitel před zahájením prací zadal dopracování projektové dokumentace u firmy PIS Ing. Antonín Pechal, CSc. Přípravné práce byly zahájeny v březnu 2003 a v září 2004 byl most uveden do provozu.

Spodní stavba mostu

Pilíře i opěry mostu byly založeny hlubinně na vrtaných velkoprůměrových pilotách, délka pilot pod jednotlivými podpěrami byla upravena dle zjištěných geologických poměrů. Spodní stavba mostu je železobetonová. Do dříků pilířů je vytažena výztuž z pilotových prahů. Úložné prahy jsou rozšířeny pro uložení čtyř nosných konstrukcí ve dvou výškových úrovních.

Opěry jsou rámové železobetonové konstrukce, tvořící krajní pole, které umožňují průchod cestujících z jedné strany mostu na druhou. Opěry pokračují rovnoběžnými křídly.

Výroba a montáž ocelové konstrukce

V dubnu 2003 byla zahájena výroba ocelové konstrukce v mostárně Hutních Montáží v Moravském Krumlově. Pro výrobu hlavních nosných části byla použita ocel S355J2G3, celková hmotnost ocelové konstrukce je 397,5 t.

Ocelová konstrukce pro nástupiště byla vyrobena v mostárně firmy FIRESTA, celková hmotnost ocelové konstrukce je 113,4 t. Způsob montáže byl obdobný, jako u hlavní nosné konstrukce.

Protikorozní ochrana byla provedena v celkové tloušťce 320 mikronů sestávající ze čtyř vrstev epoxipolyuretanového nátěru. Poslední nátěr byl proveden až po betonáži na stavbě.

Vzhledem k malé výšce nad terénem byla montáž ocelové konstrukce provedena jeřábem - postupným osazováním montážních dílů na montážní a definitivní podpory.

Betonáž mostovky a nástupiště

Pro spřažení železobetonové desky s ocelovou konstrukcí byly horní pásnice ocelových nosníků opatřeny spřahovacími trny. Železobetonová deska tvořící žlab kolejového lože byla betonována ve dvou etapách, nejprve mezipodporové úseky a s časovým odstupem byly dobetonovány nadpodporové úseky. V příčném směru bylo postupováno od středu konstrukce ke kraji současně kolej č. 1 a č. 2. Podbednění železobetonové desky bylo fixováno vždy na dolní pásnici hlavních nosníků. Definitivní uložení nosné konstrukce na všechny hrncová ložiska bylo provedeno až po betonáži desky. Svislé části tvořící žlab kolejového lože byly odděleny dilatačními spárami po 5 m, stejně jako římsa nástupiště. Podélná spára mezi kolejemi a příčná spára na konci mostu byla překryta dilatačním lamelovým závěrem s pryžovým těsnícím profilem.

Žlab kolejového lože a železobetonová deska nesoucí nástupiště byly izolovány stříkanou polyuretanovou izolaci CONIPUR 255. Technologie nanášení hydroizolace se osvědčila zejména z důvodů celistvosti povlaku - beze spár a zachování spádů k odvodňovačům a utěsnění detailů kolem zaústění odvodnění. Nespornou výhodou tohoto typu izolace je rychlost provedení. Hydroizolaci provedlo specializované středisko firmy FIRESTA.

Nástupiště je situováno oboustranně po celé délce mostu, je tvořeno klasickými nástupištními deskami uloženými na železobetonové konstrukci, vodu z nástupiště odvádí podélný žlab umístěný za nástupištní deskou, výplňový prostor mezi žlabem a římsou mostu tvoří zámková dlažba. Nastupiště je vybaveno rozhlasem a osvětlením, u olomoucké opěry jsou situovány přístřešky pro cestující. Řešení nástupiště plně vyhovuje pro pohyb osob nevidomých nebo slabozrakých. Přístup na nástupiště je řešen i pro osoby se sníženou schopností pohybu na olomoucké straně.

Závěrem

Most měl neobvyklý a velmi členitý příčný řez vzhledem ke svému účelu – kromě nástupiště vybaveného příslušenstvím pro železniční zastávku převáděl most ještě multikanál pro převedení sítí. To vyvolalo mnoho speciálních detailů, které se musely nejprve projektově a potom realizačně dořešit. Dobrá úroveň projektové dokumentace a spolupráce všech účastníků výstavby se pozitivně projevila v realizaci. Most se realizoval v předpokládaném termínu a dle názoru uživatele i v dobré kvalitě. Jako zhotovitel mostu jsme ocenili efektivně zvolený návrh nosné konstrukce – tato spojitá ocelová konstrukce se spřaženou železobetonovou deskou se projevila jako čistá konstrukce, která v realizaci přispěla k rychlému provádění. I přes velkou šířku mostu a malou výškou nad terénem nepůsobí konstrukce mohutně a je přijatelným prvkem v údolí mezi dvěma tunely.

Závěrem děkujeme za spolupráci všem zúčastněným stranám .

Ocelové železniční mosty - požadavky na materiál

Ing. Milan Kučera, Ing. Václav Podlipný, Generální ředitelství, ČD, a.s., OMT

Pro kvalitní provedení mostní konstrukce je základním předpokladem kromě kvalitního návrhu a provedení také použitý základní materiál. V praxi se stále postrádá jednoznačný návod pro volbu ocelí.

Úvod

Dynamicky namáhané ocelové konstrukce železničních mostů kladou velké nároky na kvalitu návrhu i výroby. Je zde také požadována vysoká bezpečnost a na rozdíl od jiných konstrukcí také požadavek na dlouhou dobu spolehlivé životnosti – návrhová životnost mostních konstrukcí je 100 let. K tomu přistupuje požadavek na minimální nebo spíše žádnou údržbu. Podstatnou roli zde proto také sehrává kvalita použitého základního materiálu.

Volba oceli z hlediska křehkého lomu

Základní ocelový materiál pro ocelové mosty kromě pevnosti musí vykazovat dostatečnou lomovou houževnatost, aby se zabránilo vzniku křehkého lomu při nejnižší provozní teplotě očekávané během životnosti konstrukce. ČSN 73 6203 (tab.17) stanoví pro podmínky v ČR nejnižší provozní teplotu - pro ocelové konstrukce -35 °C a pro ocelové spřažené konstrukce -25°C. Metoda výpočtu odolnosti proti křehkému lomu je obsažena v Eurocode 3, Příloha C.

Hlavní veličiny, na nichž nebezpečí křehkého lomu záleží, jsou:

- houževnatost oceli daná jakostním stupněm (houževnatost stoupá od jakosti JR, J0, J2, K2 až k jemnozrnným ocelím NL)
- stav napjatosti dílce (tah, víceosá napjatost, pnutí od svařování = vyšší riziko křehkého lomu)
- velikost a tvar nevyhnutelné počáteční vady (trhlina, vrub = vyšší riziko)
- teplota dílce (nižší teplota = vyšší riziko)
- tloušťka materiálu (větší tloušťka = vyšší riziko)
- rychlost zatěžování (rázové zatížení, náhlé deformace = vyšší riziko)
- tváření za studena (tváření, rovnání = vyšší riziko křehkého lomu)

Aby nebylo nutno tento výpočet vždy provádět, obsahují návrhové normy tabulky s přehledem materiálů podle tlouštěk, které vykazují dostatečnou odolnost proti křehkému lomu při nejnižší provozní teplotě. V platné ČSN 73 6205: 1999 Navrhování ocelových mostů je to tabulka 5.2. Při použití této tabulky a splnění podmínek uvedených v poznámkách k tabulce není třeba provádět posudek křehkolomových vlastností základního materiálu.

V původních normách pro navrhování ocelových mostních konstrukcí, např. ČSN 73 6205 z roku 1994 byla volba oceli jednoduchá. Pro mosty se používala ocel 11 378 nebo 11 503. Hodnota přetvárné práce a teplota při zkoušce byla stanovena v tabulce podle tloušťky prvku (do 16 mm; 16 až 25 mm a 26 až 60 mm) od 0°C, -20°C až -40°C.

Situace se zkomplikovala po vydání předběžných eurokodů ČSN P ENV 1993-1-1 a ČSN P ENV 1993-2, zavedením evropského značení oceli a rychlým převzetím do českých návrhových norem. Podle uvedené předběžné EN byla možnost použití různých druhů ocelí mnohem rozsáhlejší a požadavky na vrubovou houževnatost mírnější než dříve. Například ocel 11 378 podle těchto ENV a dosud platné normy ČSN 73 6205 je možno použít (zkoušenou při 0°C) až do tloušťky 65 mm (spřažené konstrukce), respektive 55 mm (ocelové konstrukce)!

Při dalších pracích na eurokodech došlo patrně v této oblasti k vývoji a v nejnovější verzi normy, která je k dispozici na internetu, jsou požadavky opět přísnější. Dnes se věnuje volbám maximální tloušťky materiálu z hledisky křehkého lomu návrh normy prEN 1993-1-10. Podle této normy naši ocel 11 378, kterou si můžeme převést jako S235J0, lze použít opět jen do tloušťky 40, respektive 35 mm. Obdobné požadavky uvádí i normy pro železniční mosty Stahlbrücken (2003), DS či Ril 804 platné v Německu. Přehled těchto rozdílných požadavků některých norem je uveden v **Tabulce 1**. Z této tabulky je dobře patrno, že požadavky současně platné české normy jsou nejmírnější.

Proto do doby upřesnění norem je žádoucí pro železniční mosty v praxi postupovat podle doporučených, spíše konzervativních, hodnot uvedených v **Tabulce 2.** Použití těchto doporučených tlouštěk by mělo zajistit kontinuitu návrhu a jednotnou úroveň spolehlivosti železničních mostů. Tato tabulka by měla být součástí novely kapitoly 19 TKP nebo obecných technických podmínek. Obdobné hodnoty byly použity i pro materiálové specifikace uvedené v novém MVL 511 Nosné konstrukce železničních mostů se zabetonovanými nosníky. Zde jsou pro volbu jakosti oceli uvedeny dvě možnosti – pro válcované nosníky a pro nosníky svařované z plechů. Pro válcované nosníky jsou uvažovány určité úlevy, pokud na nich není prováděno svařování.

Požadované zkoušky materiálu

Pokud se jedná o požadované zkoušky materiálu, dnes je u nás stanoví také norma ČSN 73 6205 Navrhování ocelových mostů. Jako základní zkoušky jsou požadovány:

- chemické složení v rozsahu pro určení uhlíkového ekvivalentu CEV
- výsledky zkoušky tahem podle ČSN EN 10002-1
    - mez kluzu, mez pevnosti, tažnost
- výsledky zkoušky rázem v ohybu podle ČSN EN 10045-1 (při stanovené teplotě musí být dodržena min. hodnota přetvárné práce)
- zkoušení pomocí ultrazvuku pro zjištění vnitřních necelistvostí – u tlouštěk větších než 10 mm. Standardně se požaduje třída S1 v rastru 200/200 mm.
- zkouška lámavosti podle ČSN ISO 7438 – jen u zakřivených prvků, ohýbaných za studena v malém poloměru – např. trapézové, korýtkové výztuhy
- lamelární praskavost – zlepšené deformační vlastnosti ve směru tloušťky podle ČSN EN 10164 – pokud přichází v úvahu

Použití neuklidněné oceli obvyklé jakosti norma nepřipouští.

Volitelné požadavky norem

Jednotlivé materiálové normy stanoví kromě standardních požadavků všeobecných dodacích podmínek také takzvané volitelné požadavky. Tyto volitelné požadavky je nutno specifikovat v projektové, respektive výrobní dokumentaci a hlavně uplatit v rámci objednávky. Některé tyto požadavky přímo vyplývají z požadavků návrhových norem – viz předchozí bod, další stanoví prováděcí normy a technické předpisy pro železniční mosty (např. Kapitola 19 TKP, MVL apod.). Nejdále v tomto směru jde evropská přednorma pro provádění ocelových konstrukcí ENV 1090-1 a mostů ENV1090-5, která tyto požadavky přímo vyjmenovává.

Pro zajištění lepší orientace projektantů, výrobců i investorů jsme se pokusili tyto požadavky specifikovat v rámci zpracování obecných technických podmínek pro výrobky válcované za tepla z konstrukčních ocelí. Zatím se jedná o stanovení podmínek pro výrobky dodávané podle norem: EN 10025+A1 – nelegované konstrukční oceli, EN 10113-1 a 2 – jemnozrnné konstrukční oceli, EN 10155 – oceli se zvýšenou odolností proti atmosférické korozi a EN 10210-1 – duté profily.

Předpokládáme, že se tyto obecné podmínky podaří vydat v letošním roce. Situaci totiž komplikuje připravovaná evropská norma pro oceli prEN 10025-1 až 6, která je již předložena členským zemím CENu k projednání. Tato nová norma má mít 6 částí a nahrazuje normy EN 10025 pro normální oceli, EN 10113-1 a 2 pro jemnozrnné normalizované, normalizačně a termomechanicky válcované, EN 10155 pro konstrukční oceli se zvýšenou odolností proti atmosférické korozi a nakonec také normy pro vysokopevnostní oceli jakosti S460Q až S960QL. Změny také přinese novela normy pro dokumenty kontroly EN 10204.

Jako příklad, pro výrobky z nelegovaných konstrukčních ocelí, je uveden návrh Tabulky 3. Zde se podle normy ČSN EN 10025+A1 jedná o 27 „volitelných požadavků“, označených jako VP. Z toho takzvaně povinných pro mostní konstrukce je možno stanovit 11 z nich. V Tabulce 3 jsou označeny písmenem A. Další „nepovinné“ úrovně požadavků, označené písmeny B a C, se uplatňují podle způsobu použití konkrétního prvku a předpokladů projektové specifikace.

Dále jsou v tabulce uvedeny takzvané „doplňující požadavky“, označené jako DP1 až DP4. Jedná se o tyto požadavky:

- DP1 zkoušení ultrazvukem,
- DP2 návarová zkouška ohybem pro tl. větší než 30 mm,
- DP3 prokazování kvality procesu kontinuálního lití,
- DP4 způsob odstraňování vad povrchu.

V obdobném rozsahu jsou zpracovány tabulky i pro další uvedené druhy oceli.

Návrh obecných dodacích podmínek pro železniční mosty vychází z obdobných německých dodacích podmínek BN 918 002 z května 2000. Německé dráhy používají uvedené dodací podmínky již řadu let po problémech s kvalitou dodávky oceli. Aby bylo naše OTP možno uplatnit i u zahraničních výrobců je tabulková část v podstatě shodná. Rozdílem je, že DB po úspěšném pravidelném prověřování kvalifikace dodavatele – válcovny, uznává jako dostačující dokument kontroly 3.1.B dle normy EN 10 204. V tomto případě musí být dodací podmínky splněny a musí být uvedeny jako závazný podklad na příslušném dokumentu kontroly. K obdobnému stavu bychom se také chtěli propracovat prostřednictvím uzavíráním TPD s jednotlivými výrobci. V jednání jsou například dodávky z válcovny Vítkovice Steel a.s., kde byly dohodnuty některé upřesňující podmínky dodávek, např. zvýšená hodnota přetvárné práce pro železniční mosty, provedení zkoušek z hlavy i paty vývalku, dodávky z válcovací trati 3,5 Kvarto apod.

Dodávka materiálu

Dodávka materiálu pro železniční mosty by měla být vždy přímo z válcovny. Skladové plechy od obchodníků nejsou určeny pro mostní konstrukce, nemají provedeny všechny požadované zkoušky, a ani nemají požadované dokumenty kontroly (atesty). Mechanické zkoušky a ověření jakosti je nutno provádět dodatečně. Není tak žádná záruka, že zkoušky vyhoví a může dojít k dalšímu zdržení a ztrátám.

Využití skladových materiálů je možné u válcovaných nosníků určených jako tuhé vložky pro konstrukce typu ZBN dle MVL 511. Týká se to především standardní jakosti oceli S355J2G3 od schválených zavedených dodavatelů s uzavřenými TPD pro dodávky na železnici (Arcelor, Salzgitter…).

Závěrem je nutno dodat, že ověřování jakosti či přejímky v hutích, ať již je provádí TÚDC či jiná pověřená organizace (DB, LR …), nenahrazují jakostní a množstevní přejímku výrobce. Při dodávce je nutno rovněž respektovat požadavky zákona 22/1997 Sb. a nařízení vlády č.163/2002 Sb., protože kovové konstrukční profily a plechy jsou stanoveným výrobkem ve smyslu tohoto zákona s postupem ověřování shody podle §6.

Tab. 1 Přehled požadavků norem na jakost oceli a maximální tloušťky prvku v mm z hlediska křehkého lomu

Jakost oceli		**Předpis:**	**ČSN 73 6205: 1984**	**Předpis DS 804: 2000 (Stahlbrucken 2003)**		**ČSN 73 6205: 1999**		**ENV 1993-2: 1998**	**prEN 1993-1-10**
Značka oceli	Cenový index	Přetvárná práce / teplota při zkoušce J / °C	Hlavní nosné části mostů železničních	Prvky nesvařované nebo svařované v tlaku	Prvky svařované v tahu	Spřažené ocelobetonové k-ce mezní teplota –25 °C	Ocelové konstrukce mezní teplota –35 °C	Tažené prvky mezní teplota –40 °C	Referenční teplota T_{Ed} –40 °C 0,75x $f_x(t)$
1	*2*	*3*	*4*	*5*	*6*	*7*	*8*	*9*	*10*
S 235 JRG2	100 %	27 J/+20 °C	--	35	**20**	--	**--**	--	**25**
S 235 J0	103 %	27 J/±0 °C	25 *(11 378)*	50	**35**	65	**55**	55	**35**
S 235 J2G3	106 %	27 J/-20 °C	60 *(11 378)*	> 60*	**60**	90	**80**	75	**50**
S 355 JR	107 %	27 J/+20 °C	--	20	**--**	--	--	--	**15**
S 355 J0	108 %	27 J/±0 °C	--	40	**10**	50	**40**	40	**20**
S 355 J2G3	111 %	27 J/-20 °C	25 *(11 503)*	60	**35**	70	**60**	55	**35**
S 355 K2G3	113 %	40 J/-20 °C		> 60*	**60**	85	**70**	65	**40**
S 355 N	115 %	40 J/-20 °C		> 60*	**60**	85	**70**	65	**40**
S 355 NL	119 %	27 J/-50 °C	60 *(11 503)*	> 60*	**> 60* (100)**	120	**100**	90	**60**

- pro tloušťky > 60 mm je potřeba zvl. schválení
- Literatura:

ČSN 73 6205 Navrhování ocelových mostů
ČSN EN 10025+A1 Výrobky válcované za tepla z nelegovaných konstrukčních ocelí
ENV 1993-2 Eurokód 3: navrhování ocelových konstrukcí. Č.2: Ocelové mosty
návrh prEN 1993-1-10: 20xx Výběr materiálu z hlediska lomové houževnatosti a tloušťky
DS 804 Předpis pro železniční mosty a jiné inženýrské stavby

Tab. 2 Doporučené tloušťky oceli pro mostní konstrukce železničních mostů
(svařované prvky namáhané tahem, srovnávací teplota T_{ed} = -40°C)

Značka oceli	Přetvárná práce při teplotě (J/°C)	Jakostní stupeň	Norma	Maximální tloušťka t (mm)
S235	27 J/+20°C	JR	ČSN EN 10025+A1	-- [4]
	27 J/0°C	J0	ČSN EN 10025+A1	**35**
	27 J/-20°C	J2G3	ČSN EN 10025+A1	**50**-60
S275	27 J/+20°C	JR	ČSN EN 10025+A1	-- [4]
	27 J/0°C	J0	ČSN EN 10025+A1	**30**-35
	27 J/-20°C	J2G3	ČSN EN 10025+A1	45-**50**
	40 J/-20°C	N	ČSN EN 10113-2	55-**60**-70
	27 J/-50°C	NL	ČSN EN 10113-2	**75**-100[2]
S355	27 J/+20°C	JR	ČSN EN 10025+A1	--
	27 J/0°C	J0	ČSN EN 10025+A1	**10**-20
	27 J/-20°C	J2G3	ČSN EN 10025+A1	**35**
	40 J/-20°C	K2G3	ČSN EN 10025+A1	**40**-60
	40 J/-20°C	N	ČSN EN 10113-2	**40**-60
	27 J/-50°C	NL	ČSN EN 10113-2	**60**-100[2]
S420[1]	40 J/-20°C	N	ČSN EN 10113-2	**35**
	27 J/-40°C	NL	ČSN EN 10113-2	**55**
S460[1]	40 J/-20°C	N	ČSN EN 10113-2	**30**
	27 J/-50°C	NL	ČSN EN 10113-2	**50**

Poznámky:
1) Použití oceli S420 a S460 je možné pouze se souhlasem
2) Použití materiálu větší tloušťky než 60 mm je možné pouze se souhlasem
3) Pro konstrukce se zabetonovanými nosníky platí MVL 511 ČD
4) Použití oceli jakosti JR nepovoluje ČSN 73 2603, pro železniční mosty je možno použít pouze u nýtovaných prvků do tl.10 mm, přičemž hodnota přetvárné práce musí být doložena podle volitelného požadavku VP9 a stav dodání je N

Použití termomechanicky válcovaných ocelí podle EN 10113-3 se pro železniční mosty nepředpokládá

Doporučené hodnoty pro železniční mosty uvedeny tučně

Tab. 3 Výrobky z nelegovaných konstrukčních ocelí podle ČSN EN 10025+A1

Přehled volitelných a doplňujících požadavků dle ČSN EN 10025 +A1, článek 11			
Č.	**Zkrácený popis**	**Platnost**	**Poznámka**
Čl. 11.1 - pro všechny výrobky			
VP1	Oznámení způsobu výroby oceli	B	
VP2	Dohoda o konkrétním postupu při tavbě	B	
VP3	Objednání způsobu odkysličení u oceli druhu S235JR	C	
VP4	Dohoda o výši obsahu mědi	C	
VP5	Uvedení nejvyšší hodnoty uhlíkového ekvivalentu u pro značky oceli S235, S275 a S355	A	
VP6	Údaje o obsahu dalších doplňkových chemických prvků u oceli druhu S355	A	(Cr, Cu, Mo, Nb, Ni,Ti, V) Platí mezní hodnoty podle EN 10 020
VP7	Maximální hodnota obsahu uhlíku 0,18 % v rozboru tavby pro tl.≤30 mm	A	U značek ocelí S355J0, S355J2 a S355K2
VP8	Doklad o velikostech zrna	--	
VP9	Doložení hodnoty přetvárné práce při zkoušce rázem v ohybu u ocelí jakosti JR	A	U oceli S235 JR
VP10	Zlepšené deformační vlastnosti ve směru tloušťky dle EN 10164	C	U konkrétních prvků stanoví PD - zejména u tahu napříč tloušťky, kriteria pro výběr ENV 1993-2, příloha D
VP11	Vhodnost ocelí pro žárové pozinkování ponorem nebo smaltováním	C	U prvků určených k pozinkování ponorem
VP12	Požadavky na přejímku a úroveň dokumentu kontroly	A	Přejímka pověřeným zástupcem - ČD TÚDC - dokument kontroly - inspekční certifikát 3.1.C
VP13	Provedení kontroly kvality povrchu a rozměrů oprávněným zástupcem odběratele u výrobce (huti)	A	V rámci přejímky v huti pověřeným zástupcem - ČD TÚDC
VP14	Zkoušky mechanických vlastností pro každou jednotlivou tavbu u jakostního stupně JR a značek ocelí E295, E335 a E360	A	U uvedených jakostí, jinak se provádí standardně
VP15	Provedení kusového chemického rozboru hotového výrobku	B	
VP16	Zvláštní způsob označování	A	Viz čl. 3.2 OTP
Čl. 11.2 – pro ploché výrobky (plechy, široká ocel)			
VP17	Požadavek na stav materiálu při dodání N, pokud stanoveno jinak	A	
VP18	Vhodnost pro tváření za studena	C	Pokud pro daný prvek připadá v úvahu např. u korýtkových výztuh

VP19	Vhodnost pro výrobu profilů válcováním za studena	C	
VP20	Doložení hodnoty přetvárné práce při vrubové rázové zkoušce a/nebo o vlastnostech při zkoušce tahem u **každého vývalku** jakostních stupňů J2G3, J2G4, K2G3 a K2G4	A	
VP21	Použití vzorků s kruhovým průřezem pro tahovou zkoušku	--	
Čl. 11.3 – pro dlouhé výrobky (tyče tvarové)			
VP22	Požadavek na stav materiálu při dodání N, pokud stanoveno jinak	A	
VP23	Vhodnost tyčí pro tažení za studena	--	
VP24	Vhodnost těžkých profilů k podélnému dělení	C	V případě zvláštních požadavků PD
VP25	Stanovení maximálního obsahu uhlíku u profilů s tloušťkou >100 mm	--	
VP26	Stanovení hodnoty nárazové práce u profilů s tloušťkou >100 mm	--	
VP27	Zkoušení předvalků (polotovarů)	--	
Doplňující požadavky			
DP1	Zkoušení ultrazvukem	A	Standardem je plošná zkouška na třídu jakosti S1 dle ČSN EN 10160. PD může stanovit pro určité prvky přísnější požadavky
DP2	Návarová zkouška ohybem	A	U tloušťek větších než 30 mm včetně, provádí se dle ČSN 051213 nebo SEP 1390
DP3	Kontinuální lití - prokázání kvality procesu odlévání	A	Prokázání kvalifikace výrobce
DP4	Odstraňování vad povrchu	A	**Platí třída A podskupina 2 dle ČSN EN 10163-2, pokud není stanoveno v PD jinak.** Pro mostní OK se volí třída A nebo B, podskupina 2 (jen se souhlasem) popř. podskupina 3 (odstraňování vad se nepovoluje) dle ČSN EN 10163-2

Vysvětlivky ke značkám ve sloupci platnost VP:

A Volitelný **požadavek platí vždy** u výrobků dodaných podle těchto OTP

B Volitelný **požadavek předjednaný (opční)** se může uplatnit bez dalšího projednávání s výrobcem u konkrétní dodávky ve smyslu těchto OTP podle požadavků projektové specifikace (PD, VVOK,TKP 19, ZTKP apod.)

C Volitelný **požadavek se uplatňuje samostatně** pro daný prvek podle způsobu použití

Železniční most na úzkorozchodné trati Jindřichohradecké místní dráhy, projekt a realizace

Ing. Petr Dobrovský, Ing. Radim Brůžek, TOP CON servis s.r.o.

Poznatky z projektování a realizace ocelového železničního příhradového mostu o 1 poli rozpětí 20,00 m na trati J. Hradec-Nová Bystřice, s extrémně malou stavební výškou.

Úvodem

Po dlouhou dobu byl na silnici druhé třídy č. 164, mezi Jindřichovým Hradcem a Kunžakem, dopravně nejproblematičtějším místem podjezd pod úzkorozchodnou železniční tratí Jindřichohradecké místní dráhy (JHMD) J. Hradec-Nová Bystřice u obce Lomy.

Prostorové podmínky pod původním mostem s podjezdnou výškou 3,85 m a sv. šířkou 5,88 m, byly krajně nevyhovující, stejně jako směrové poměry silnice, vedené zde v ostrých protisměrných obloucích, s nebezpečně omezeným rozhledem. Řidiči kamionů proto raději volili objížďku kritického místa přes nedaleký úrovňový přejezd na místní komunikaci. Těžká doprava tak působila na této komunikaci a zejména na přejezdu značné škody.

Správce komunikace, Jihočeský kraj se proto, jako investor, rozhodl odstranit tuto nebezpečnou dopravní překážku, vybudováním přeložky silnice II/164 v délce cca 270 m v příznivějších směrových a prostorových parametrech. V rámci vyvolané investice, bylo nutno zrušit původní a vybudovat nový železniční mostní objekt, s přiměřeným rozpětím, výrazně zlepšujícím směrové, výškové a rozhledové poměry komunikace.

Projekt ve stupni DZS a jeho změny v RDS

V dokumentaci pro zadání stavby projektovala přeložku silnice a návrh opěr nového mostního objektu projektová kancelář PRIS Brno s.r.o. Nosnou konstrukci mostu pak firma TOP CON, která řešila projekt s řadou již dříve určených limitujících podmínek. Například při mimořádně nízké stavební výšce 390 mm vylučující návrh mostu s průběžným kolejovým ložem, nezbývalo než navrhnout konstrukci s dolní prvkovou mostovkou. Ve snaze najít, za daných okolností nejvhodnější řešení, předložil projektant 4 varianty (2 s plnostěnnými a 2 s příhradovými hlavními nosníky), z nichž nejlépe všem kriteriím vyhovovala varianta lehké příhradové konstrukce s dolní mostovkou a s hlavními nosníky se zakřiveným horním pasem. Tato alternativa, určená k dopracování, splňovala nejlépe (nejen podle názoru projektanta) představy o citlivém začlenění mostního objektu do krajiny a svou subtilní konstrukcí byla v souladu i s dobovým stylem této tradičně turisticky přitažlivé úzkorozchodné tratě.

Výběrovým řízením investora byla do funkce vyššího zhotovitele stavby vybrána společnost EDIKT a.s. České Budějovice. Ta svěřila výstavbu mostního objektu firmě Chládek & Tintěra a.s. Pardubice, zhotoviteli s bohatými zkušenostmi s výstavbou železničních mostů. Zpracováním realizační dokumentace objektu pověřil zhotovitel projektovou kancelář TOP CON real s.r.o.

V realizační dokumentaci provedl projektant, se souhlasem investora a správce objektu, některé změny proti DZS. Opěry včetně křídel, navržené původně z těžkých železobetonových prefabrikátů, nahradil v tomto případě vhodnějšími, monoliticky betonovanými konstrukcemi a základovou spáru řešil úsporněji, tedy bez výškových odstupňování a zbytečných výlomů hloubených do kvalitního skalního podloží.

Projektant operativně zajistil i zpracování výrobní dokumentace OK mostu tak, aby mohl být materiál pro výrobu, s ohledem na mimořádně krátký termín dokončení stavby, včas objednán.

Popis konstrukcí

Opěry a křídla:

Pro založení spodní stavby byly geotechnické podmínky velmi dobré. Skalní podloží, představované navětralými, středně zrnitými slídnatými granity (R3-R4), se v místě stavby nacházelo mělce (0,5-0,8 m) pod povrchem terénu. V hloubkách 2-2,5 m pak hornina přecházela postupně až do zatřídění R2. Pokryvné vrstvy skalního podloží tvořily hrubozrnné, místy jemnozrnné písky. Hladina podzemní vody nebyla sondami zastižena.

Tyto příznivé geologické poměry umožnily plošné založení spodní stavby. Základové spáry byly navrženy co nejúsporněji, v hloubkách podle průběhu skalního podkladu.

Uspořádání spodní stavby bylo ovlivněno zejména úhlem křížení (α =49,14^0) přeložky komunikace s osou trati, požadavkem kolmého ukončení NK, nutnou výškou silničního průjezdního průřezu 4,95 m a tvarem násypového tělesa dráhy. Opěry i jejich křídla jsou monoliticky betonované konstrukce tížného charakteru. Základové patky a dříky ze slabě vyztuženého betonu, úložné prahy, závěrné zídky a římsy ze železobetonu.

Každá z opěr má jedno kolmé a jedno šikmé svahové křídlo. Dilatační spáry mezi opěrami a křídly jsou těsněné. Základové patky opěr a křídel jsou v místech vyčnívajících nad upravený terén obloženy žulovým kvádrovým zdivem.

Staticky byly opěry posuzovány programem GEO 4 pro zatížení zemním tlakem v klidu a s přitížením normovým zatěžovacím vlakem UIC –71.

Na spodní stavbě byly použity betony C 30/37 – XF3 a betonářská výztuž 10 505 (R). Ruby opěr byly izolovány natavovanými pásy, ruby křídel izolačními nátěry 1x ALP a 2x ALN, v obou případech s ochráněny geotextilií. Viditelné povrchy betonů spodní stavby byly opatřeny hydrofobním nátěrem s odolností proti chloridům. Pro odvodnění rubů opěr a křídel jsou provedeny příčné drenáže z trubek PE 150 mm.

Nosná konstrukce mostu:

Při návrhu NK mostu byly uplatněny zejména následující okrajové podmínky:

- Mimořádně stlačená stavební výška 390 mm (kromě prvkové mostovky, si k jejímu dosažená vyžádala i použití pražců namísto mostnic).
- Mostní průjezdní průřez MPP2,5 podle ČSN 73 6201 (vyhovující i přepravě běžných železničních vagonů ČD, převážených na specielních podvalnících).
- Kolej na mostě vedena směrově v přímé a výškově ve vodorovné.
- Dimenzování mostu na účinky nahodilého krátkodobého zatížení zatěžovacím schématem vlaku UIC-71, podle ČSN 73 6203.

Most o jednom poli rozpětí 20,00 m má dva hlavní příhradové nosníky svislicové soustavy, se sestupnými diagonálami. Vlivem polygonálního zakřivení horního pasu mají nosníky proměnnou výšku od 1587 mm do 2604 mm. Horní pasy jsou navrženy jako otevřený průřez tvaru řeckého písmene Π, s pásnicí šířky 400 mm a stěnami o výšce 150, resp. 260 mm, v místech přechodů do styčníkových plechů. Průřez dolních pasů je uzavřený obdélníkový, šířky 280 mm a výšky 330 mm. Horní i dolní pasy jsou navrženy z plechů tl. 16 až 25 mm. Svislice a diagonály představují svařované profily průřezu I z pl. tl. 10 až 14 mm, v dimenzích odstupňovaných podle intenzity vnitřních sil.

Mostovku tvoří svařované plnostěnné nosníky tvaru I. Příčníky výšky 360 mm jsou v podélném směru mostu uspořádány v osovém modulu 2,0 m. Jejich pásnice, šířky 300 mm, mají odstupňovanou tloušťku od 20 do 35 mm. Podélníky výšky 220 mm mají pásnice rozměru P 14x200 mm. Vzájemná osová vzdálenost podélníků činí 1100 mm. Jejich horní pasy jsou opatřeny otvory Φ 18 mm, pro průchod pražcových šroubů M16.

Vodorovné příhradové ztužidlo, navržené z úhelníků 110x12, probíhá mezi podélníky a hlavními nosníky při jejich dolních pasech.

Ocelová NK byla staticky posuzována na prostorovém modelu výpočetním programem IDA NEXIS pro prutové soustavy.

Celková hmotnost ocelové NK činí 41 t včetně podlahových plechů.

Konstrukční ocel použitá pro hl. NK:	S 355 J2G3
Výrobní skupina:	Aa, podle ČSN 73 2603
Ocel pro zábradlí a podlahy chodníků	S 235 J0
Výrobní skupina:	C, podle ČSN 73 2603

Pro výrobu a montáž OK se ukázalo jako šťastné rozhodnutí vyrobit a na specielních podvalnících přepravit z mostárny na stavbu celou přes 20 m dlouhou a 6 m širokou konstrukci. Kromě značné úspory času se toto řešení příznivě projevilo i na kvalitě zpracování OK a na vyšší spolehlivosti a homogenitě protikorozní ochrany.

Nosná ocelová konstrukce byla do konečné polohy na opěry uložena za pomoci kolového jeřábu Liebherr 800.

Vybavení mostu

Most je vybaven železničním svrškem tv. S49 se žebrovými podkladnicemi, a z důvodů mimořádně snížené stavební výšky uložen na krácených hraněných dubových pražcích 150x250 dl. 1640 mm. Svršek na mostě je doplněn pojistnými úhelníky 160x100x14.

NK je uložena prostřednictvím kotvených, vyztužených elastomerových ložisek pro max. svislou reakci 750 kN. Podélně pevná ložiska leží na opěře O2, novobystřické,

Realizace stavby

Realizace stavby probíhala za plné výluky provozu na daném úseku silnice i na železniční trati. Traťová výluka, v níž bylo nutno rozebrat starý most a postavit most nový, trvala od 19.9. do 15.12.2004, tedy 85 kalendářních dnů. Hlavní fáze výstavby jsou nejlépe zřejmé z přiložené fotodokumentace.

Závěr

Práce na projektu mostu byla pro autory RDS novou, zajímavou zkušeností, neboť poptávka investorů po projektech nových mostů na úzkorozchodných drahách není právě největší. Pro zpracování dokumentace (u spodní stavby prakticky jednostupňové), měl projektant, bohužel, k dispozici jen velmi krátký čas. Přesto přistupoval k projektu s patřičnou odpovědností a s nerutinním způsobem, jak si tento, byť drobný solitér, svým významem zasloužil.

Na úspěšném průběhu nejen projektové přípravy, ale i realizace mostu, měla nemalý podíl i velmi vstřícná, vysoce profesionální a vzácně kolegiální atmosféra, která panovala mezi všemi, kteří se o úspěšný průběh stavby zasloužili.

Most byl uveden do zkušebního provozu v určeném termínu 15.12.2004.

Na přípravě a realizaci mostu se aktivně podíleli:

Investor:	Jihočeský kraj
Správce mostu:	Jindřichohradecké místní dráhy a.s.
Hl. projektant stavby:	PRIS Brno s.r.o.
Projektant mostu:	TOP CON real s.r.o.
Zpracovatel VVOK:	Ing. Jan Pospěch
Zhotovitel mostního objektu:	Chládek &Tintěra a.s. Pardubice
Výroba a montáž OK:	MPS s.r.o. Čepí u Pardubic a Chládek &Tintěra a.s. Pardubice
Stavební dozor správce mostu	Ing. Miroslav Hubka

Původní most – celkový pohled

Základy opěr nového mostu

Bednění opěr

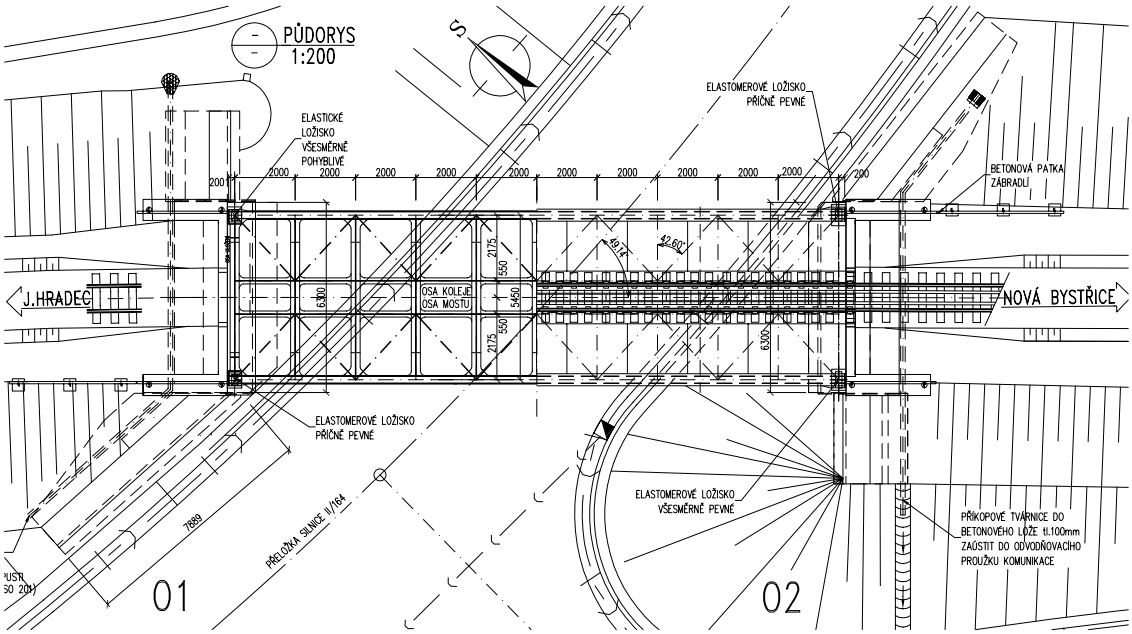
Opěra O1 po odbednění

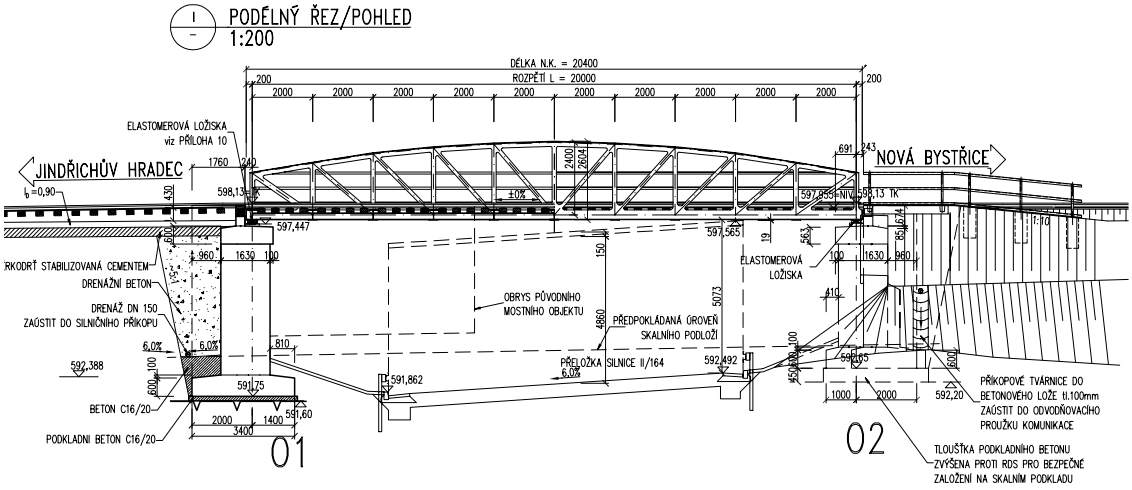
Uložená NK – pohled zdola

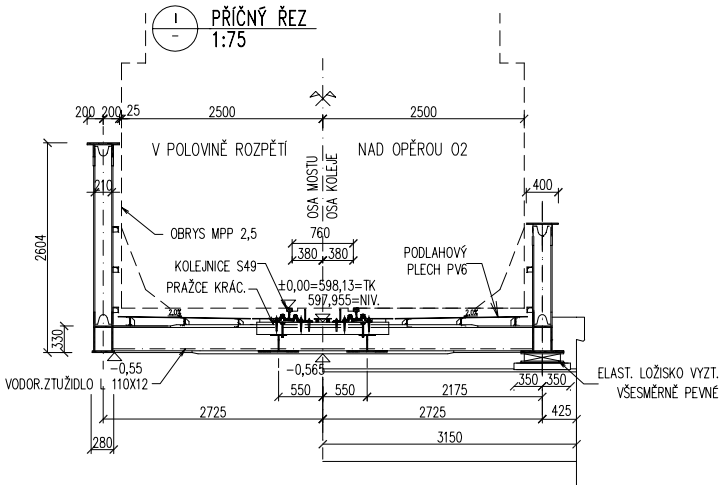
Ukládání NK jeřábem

Nový most – celkový pohled

Nový most - pohled v ose koleje


PŮDORYS
1:200
ELASTICKÉ LOŽISKO VŠESMĚRNĚ POHYBLIVÉ
ELASTOMEROVÉ LOŽISKO PŘÍČNĚ PEVNÉ
BETONOVÁ PATKA ZÁBRADLÍ
J.HRADEC
NOVÁ BYSTŘICE
OSA KOLEJE
OSA MOSTU
ELASTOMEROVÉ LOŽISKO PŘÍČNĚ PEVNÉ
ELASTOMEROVÉ LOŽISKO VŠESMĚRNĚ PEVNÉ
PŘELOŽKA SILNICE II/164
PŘÍKOPOVÉ TVÁRNICE DO BETONOVÉHO LOŽE tl.100mm ZAÚSTIT DO ODVODŇOVACÍHO PROUŽKU KOMUNIKACE
01
02


PODÉLNÝ ŘEZ/POHLED
1:200
DÉLKA N.K. = 20400
ROZPĚTÍ L = 20000
ELASTOMEROVÁ LOŽISKA viz PŘÍLOHA 10
JINDŘICHŮV HRADEC
NOVÁ BYSTŘICE
DRENÁŽNÍ BETON
DRENÁŽ DN 150 ZAÚSTIT DO SILNIČNÍHO PŘÍKOPU
OBRYS PŮVODNÍHO MOSTNÍHO OBJEKTU
PŘEDPOKLÁDANÁ ÚROVEŇ SKALNÍHO PODLOŽÍ
ELASTOMEROVÁ LOŽISKA
PŘELOŽKA SILNICE II/164
BETON C16/20
PODKLADNÍ BETON C16/20
PŘÍKOPOVÉ TVÁRNICE DO BETONOVÉHO LOŽE tl.100mm ZAÚSTIT DO ODVODŇOVACÍHO PROUŽKU KOMUNIKACE
TLOUŠŤKA PODKLADNÍHO BETONU ZVÝŠENA PROTI RDS PRO BEZPEČNÉ ZALOŽENÍ NA SKALNÍM PODKLADU
01
02


PŘÍČNÝ ŘEZ
1:75
V POLOVINĚ ROZPĚTÍ
NAD OPĚROU O2
OSA MOSTU
OSA KOLEJE
OBRYS MPP 2,5
KOLEJNICE S49
PRAŽCE KRÁC.
PODLAHOVÝ PLECH PV6
±0,00=598,13=TK
597,955=NIV.
VODOR.ZTUŽIDLO L 110X12
ELAST. LOŽISKO VYZT. VŠESMĚRNĚ PEVNÉ

Diagnostika železničních mostů - aktuální výstupy z podrobných prohlídek

Ing. Miroslav Teichman, Jiří Havelka, ČD, a.s., Technická ústředna dopravní cesty

Podrobné prohlídky železničních mostů a jejich výstupy jsou nezbytným podkladem pro činnost správce. Na základě výstupů z podrobných prohlídek rozhoduje správce o bezpečnosti provozu, o provozních parametrech na mostě a o plánování stavebních počinů. Provádění podrobných prohlídek mostů zajišťuje subjekt zodpovědný za provozuschopnost dopravní cesty. Podrobné prohlídky provádí specializované mostní čety. Povinnost provádět podrobné prohlídky ukládá vyhláška MD 177/95 Sb..

Úvod

Podle Vyhlášky MD 177/1995 Sb., kterou se vydává stavebně technický řád drah se pro zajištění provozuschopnosti dráhy a bezpečnosti drážní dopravy provádějí pravidelné prohlídky a měření staveb drah. V případě mostních objektů se jedná o běžné a podrobné prohlídky (§ 26 h, i). Provádění podrobných prohlídek mostních objektů ve správě ČD, a.s. upravuje předpis S 5 „Správa mostních objektů“.

Podrobná prohlídka je součástí zajišťování provozuschopnosti dopravní cesty a její řádné provedení musí být součástí činností subjektu, který je za provozuschopnost odpovědný. V rámci výkonu podrobné prohlídky je vyhodnocen stav objektu, což je jeden z hlavních podkladů pro konečné stanovisko k dalšímu bezpečnému provozování mostního objektu.

Výstupy z podrobných prohlídek – obecně

Výstupem z podrobné prohlídky je mostní revizní zpráva (obr. 1), která popisuje základní údaje o mostním objektu (viz. Příloha č.12 k Předpisu S 5) a popisuje závady na jednotlivých částech mostního objektu. Závady jsou popsány, fotografovány, případně graficky znázorněny. Vzhledem k tomu, že podrobné prohlídky jsou prováděny v pravidelných intervalech a je stabilizováno personální obsazení jednotlivých čet provádějících podrobné prohlídky lze velmi přesně posoudit vývoj jednotlivých závad v čase a tedy jejich nebezpečnost.

Výstupy z podrobných prohlídek slouží správci železničního mostu:

- jako podklad pro stanovení bezpečnosti provozu na mostě,
- jako podklad pro stanovení provozních parametrů na mostě,
- jako podklad pro plánování stavebních počinů,
- jako druhý stupeň prohlídky nezávislý na přímém správci mostu,
- jako doklad plnění vyhlášky MD 177/95 Sb.

Výstupy z podrobných prohlídek – popis závad

Výstupy z podrobných prohlídek dokumentují závady a především jejich případný rozvoj. Závady lze rozdělit podle různých hledisek. Jako nejvhodnější se jeví dělení podle typu nosné konstrukce, na které se závada vyskytuje. V síti SŽDC je celkem 10 600 konstrukcí (v závorce je uveden počet jednotlivých konstrukcí):

- ocelová nosná konstrukce (2555),
- spřažené ocelové konstrukce (97),
- klenutá nosná konstrukce (3785),
- železobetonová nosná konstrukce (2134),
- konstrukce se ZBN (1600),
- předpjatá konstrukce (439).

Objekt	Most přes náhon		Hodnocení: **2/2**	Evid. km	**106,610**
Vžitý název	„ Hostinné 1“	TU	**1401 Chlumec n./C. - Trutnov Poříčí**		
SDC	Hradec Králové	DU	**36 Kunčice n.L. - Hostinné**		
Revizní obvod	TÚDC Hradec Králové	Revizní mostmistr	Jiří Havelka	Datum revize	03.06.2004

I. Celkový popis objektu

Typ: Plnostěnná nýtovaná OK s dolní mostovkou K 01

Rozpětí: 21,00 m
Počet kolejí:1
Nejvyšší dovolená rychlost:75 km/h
Úhel křížení: 45°
Počet otvorů: 1 Výška objektu:4,95 m
Délka mostu: 31,00 m Délka přemostění: 20,00 m
Vzdálenost zábradlí:
- vlevo od osy koleje: na začátku - 2,39 m , uprostřed - 2,46 m , na konci - 2,39 m
- vpravo : na začátku - 2,46 m , uprostřed - 2,40 m , na konci - 2,47 m
- celková šířka mezi zábradlím: 4,86 m / uprostřed /

Světlost mostního otvoru: 20,00 m
Výška mostního otvoru: 4,15 m

II. Popis závad

1. Stav železničního svršku

Tvar kolejnic a podkladnic: Tv T , žebrové
Kolejnicové styky: 2x svařené před a za OK
Držebnost upevňovadel: dobrá
Mostnice: uložení - plošné, počet - 34 ks
- stav: jednotlivě podlně popraskané /nepodstatné/

Pozednice:nejsou - betonové závěrné zdi
Kolejové lože: na začátku i konci štěrkové – nepodbité, zanesené
Podlahy: chodníkové - příčné fošny tl.5 cm
- stav: jednotlivě povrchově nahnilé

po hl.mostnic - podélné fošny tl. 5 cm
- stav: povrchově nahnilé

střední - rýhovaný plech tl.5 mm
- stav: rzivé

Zábradlí: parapetní - na začátku i konci délky: 4,58 m, výška: 1,08 m
- stav: rzivé

Pojistné úhelníky: celková délka – 40,10 m, L 150x100x14 mm
- stav: rzivé,ve spojích uvolněné,ukončující klíny nahnilé

Obr. 1 Výpis z podrobné prohlídky – část mostní revizní zprávy

Ocelové nosné konstrukce – nejčastější závady

Ocelové nosné konstrukce jsou v síti SŽDC poměrně často zastoupeny. Z celkového počtu konstrukcí je 24 % ocelových. Průměrné stáří ocelových konstrukcí je 72 let.

Závady na ocelových konstrukcích:

- korozní úbytky či přereznutí prvků OK (obr. 2 a 3),
- trhliny,
- uložení – ložiska,
- stav mostnic včetně upevnění koleje,
- závady od nárazu silničních vozidel.

Na ocelových konstrukcích je patrná dlouhodobá podudržovanost. Závady vyplývají především z nedostatečné protikorozní ochrany, která se neprovádí pravidelně. Na těchto konstrukcích bývá nejvíce závad a závady bývají také nejzávažnější. Některé závady omezují dopravní parametry na mostě.

Spřažené ocelové konstrukce – nejčastější závady

Spřažených ocelových konstrukcí je v síti SŽDC poměrně málo. Tento typ konstrukcí se však v současné době často používá při řešení větších přemostění.

Závady na spřažených konstrukcích:

- v současné době tyto konstrukce nevykazují závažné závady.

Závady na těchto typech konstrukcí nejsou závažné a nebo se nevyskytují.

Klenuté konstrukce – nejčastější závady

Klenuté konstrukce jsou nejčastějším typem v síti SŽDC. Jejich průměrné stáří je 125 let.

Závady na klenutých konstrukcích:

- trhliny,
- průsak vody,
- degradace materiálu.

Závady na klenutých konstrukcích vznikají nejen vlivem provozního zatížení, ale také klimatickým zatížením (zmrazovací cykly). Velký vliv na vznik závad má poloha koleje na mostě a odolnost použitého zdícího materiálu (cihla, žula, pískovec, ...).

Železobetonové konstrukce – nejčastější závady

Průměrné stáří železobetonových konstrukcí je 40 let.

Závady na železobetonových nosných konstrukcích:

- obnažení výztuže a její korozní úbytky,
- průsak vody.

Závady na železobetonových konstrukcích vznikají v důsledku nedostatečného krytí výztuže a porušené izolace.

Konstrukce s tuhou vložkou (zabetonované nosníky – ZBN, zabetonované kolejnice - ZBK) – nejčastější závady

Průměrné stáří mostů s tuhou vložkou je 59 let.

Závady na konstrukcích s tuhou vložkou:

- korozní úbytky nosníků nebo kolejnic,
- průsak vody,
- degradace betonu mezi tuhými vložkami.

Závady na tomto typu konstrukce nebývají závažné. Starší konstrukce, které vykazují větší závady (degradace betonu mezi výstuhami) byly dimenzovány bez započítání betonu mezi tuhými vložkami. Novější konstrukce, u kterých bylo při statickém výpočtu uvažováno se spolupůsobením betonu tyto závady většinou nevykazují.

Konstrukce předpjaté – nejčastější závady

Předpjaté konstrukce jsou v síti SŽDC zastoupeny spíše výjimečně. Jejich průměrné stáří je 31 let.

Závady na předpjatých konstrukcích:

- průsaky vody, výkvěty,
- obnažení konstrukční výztuže.

Stav předpjatých kabelů nelze na těchto typech konstrukcí vizuálně zjistit a je nutno prověřit tyto konstrukce diagnostickými metodami. Vzhledem ke zkušenostem mostního silničního stavitelství bude nutno těmto konstrukcím věnovat větší pozornost i na železnici.

Závěr

Výstupy z podrobné prohlídky popisují stav mostních objektů objektivně a nezávisle na přímém správci (SDC), projekčních ústavech a zhotovitelích. Kromě výše popsaných závad se na mostních konstrukcích vyskytují závady i na jejich příslušenstvích (zábradlí, podlahy, …) a na spodních stavbách (opěry, pilíře, křídla). Zjištěné závady jsou důkladně zdokumentovány a slouží správci jako podklad pro optimální správu mostního objektu. Příčiny závad lze spatřit v mnoha aspektech, především ve vztahu ke stáří a prováděné údržbě. Autoři tohoto příspěvku čerpali z podrobných prohlídek, které provedla mostní revizní četa převedená k TÚDC k 1.4.2004.

Podklady:

Mostní evidenční systém (MES),

Podrobné prohlídky mostů u SDC Hradec Králové a Praha provedené od 1.4. – 31.12.2004

Obr. 2 Přerezlé ztužení

Obr. 3 Prorezlý příčník

Rekonstrukce mostu v km 36,520 trati Strakonice - Volary

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

V roce 2003 a 2004 proběhla rozsáhlá rekonstrukce železničního viaduktu v km 36,520 trati Strakonice - Volary. Tento kamenný most o čtyřech otvorech převádí trať přes hluboké údolí, v jehož úžlabí protéká Arnoštský potok, který v době povodně v srpnu r.2002 odplavil opevnění jeho koryta a vodoteč erozivně působila na patu tohoto pilíře. V rámci odstraňování povodňových škod na tratích ČD byla opevnění koryta nově provedeno a připravil se projekt pro celkovou rekonstrukci mostu.

Obr. 1 Most před rekonstrukcí

Základní údaje o mostě

Počet otvorů:	4
Délka mostu:	64,50 m
Světlost :	11,00 m + 12,00 m + 12,00 m + 11,00 m
Výška mostu:	cca 21,0 m nad terénem
Volná výška pod mostem:	cca 18,5 m
Šířka mostu:	4,30 m
Vzepětí kleneb:	6,0 m
Přemosťovaná překážka:	Arnoštský potok a účelová komunikace - lesní cesta
Úhel křížení :	90°

Na mostě byl žel. svršek tv. T na dřevěných pražcích s rozdělením „c“. Na most zasahují přechodnice pravostranných oblouků.

Stav mostu před rekonstrukcí

Most byl postaven na konci 19 století.

V r. 1922 a 1974-76 proběhly sanační práce na objektu, při kterých byla vyměněna hydroizolace a rozšířen MPP 2,2 m +Δ. Kamenné římsy mostu byly nadbetonovány a rozšířeny o železobetonové konzoly, na které byly osazeny prefabrikované předpjaté betonové panely Stassa tl. 55 mm v šířce 40 a 60 cm. Nově byly zřízeny přechody do trati z odstupňovaných betonových tížných zdí. Zdivo mostu bylo proinjektováno cementovou směsí a lokálně přespárováno a osazeny spínací svorníky do pilířů a kleneb.

V rámci přípravy projektu stavby byly zjištěny následující závady:

- Stavebně-technický průzkum potvrdil, že spodní základové části pilířů jsou většinou propustné a zdivo hrubě pórovité. Připojení spodní části základů k podložním horninám není zcela vyhovující.
- Hydroizolace z r. 1922 je nefunkční a do konstrukce soustavně dlouhodobě zatéká voda, vyplavuje pojivo zdiva a nejvíce ohrožuje trvanlivost mostu. Zatékání a zejména povětrnostní vlivy horské oblasti (střídání zamrzání a rozmrzání) jsou důvody k potrhání zdiva, které je patrné na klenbách i na pilířích.
- Spárování objektu je vlivem zatékání rozmáčené, pojivo je vyplavené a pevnost spárovací malty je nedostatečné.
- Přechodové opěrné zídky byly pravděpodobně založené na špatně zhutněném podloží a vlivem sedání došlo ke ztrátě jejich stability. Rovněž eroze vody vymlela kaverny pod těmito opěrami.
- Vzdálenost zábradlí od osy koleje na mostě nesplňuje normové požadavky na prostorovou úpravu, právě tak jako dimenze sloupků a madel nejsou v souladu s normovým zatížením.
- Pochozí předpjaté panely Stassa, vzhledem ke svému stavebně-technickému stavu (degradace betonu), jejich tloušťce, krytí výztuže a době jejich ponechání bez jakékoli sanace, nelze z hlediska bezpečnosti, ponechat na konstrukci cca 20 m nad údolím.
- Železniční svršek na mostě a v jeho okolí odpovídá svým stavem jeho stáří, kolejnice jsou ojeté, v úseku se vyskytují defektoskopické vady kolejnic, držebnost upevňovadel je špatná, štěrkové lože je znečištěné, jednotlivá kolejová pole nejsou svařena. Excentricita osy koleje vzhledem k ose mostu je uprostřed mostu cca 170 mm ven z oblouku. GPK na mostě a v přilehlých směrových obloucích je nevyhovující (převýšení, délky vzestupnic).

Obr. 2 Trhliny v kamenném zdivu pilířů a kleneb

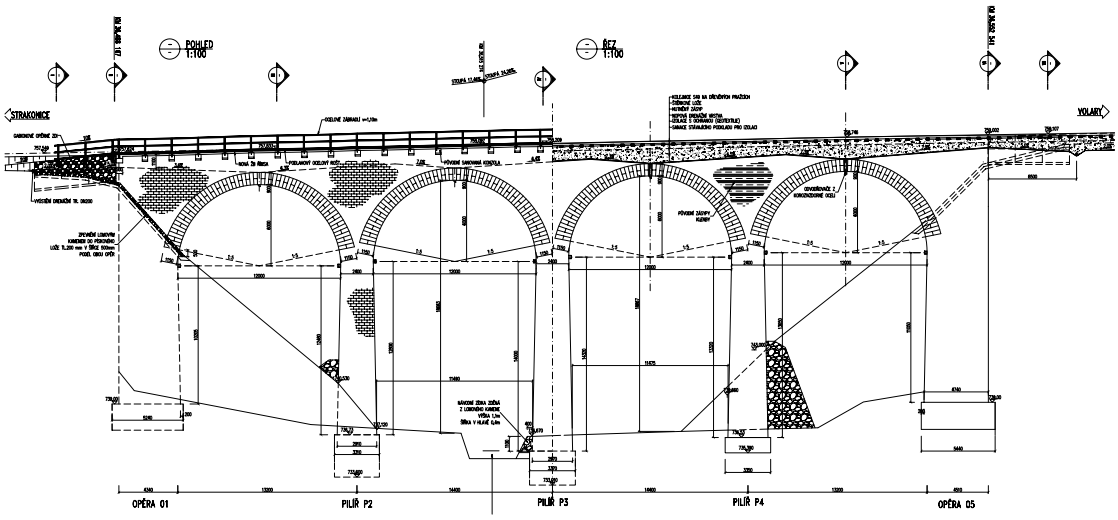
Návrh rekonstrukce

Železniční svršek

Železniční svršek byl rekonstruován v celkové délce 90,0 m s kolejnicemi tv. S 49 na dřevěných pražcích s rozdělením „c“. Na mostě nejsou osazeny pojistné úhelníky.

Trať v prostoru mostu a v jeho okolí je ve složitých směrových poměrech. Původní excentricita osy koleje uprostřed mostu 170 mm vlevo trati, byla v rámci rekonstrukce zmenšena na 80 mm. Úprava GPK byla následující: na vimperské straně mostu je pravostranný oblouk s R = 182 m s převýšením p= 95 mm s přechodnicí dl. 38 m, která v délce 27 m zasahuje na most. Ve střední části mostu je kolej v přímé délky 15 m, na kterou navazuje v délce 22 m na mostě přechodnice celkové délky 52 m k pravostrannému oblouku s R=172 m a převýšením 97 mm na volarské straně mostu.

Vzhledem k výše uvedeným složitým směrovým poměrům koleje na mostě a k šířce mostu vzdálenosti vnějších líců čelních zdí, resp. říms 4,280 mm je navržen MPP 2,5, resp. MPP2,5R a ve výpočtu nutné volné šířky, resp. nutné šířky mostního průjezdného průřezu není uvažováno s provozní rezervou polohy koleje 100 mm.



Obr. 3 Podélný řez

Sanace kamenného zdiva pilířů a kleneb

Sanace kamenného zdiva kleneb a pilířů bude kromě injektáže provedena systémem Helifix. Pro sanaci trhlin ve zdivu buly použity pruty výztuže HeliBar. Pilíře byly zpevněny po obvodě uzavřenými třmeny (kleštinami). Klenby byly zpevněny ortogonálně kladenými podélnými a příčnými pruty. Spodní části pilířů byly z lícových stran do výšky zásypů (tam, kde nebylo možné použít obvodový třmen) opatřeny kotvami z prutů HeliBar ϕ 8 mm vložených do otvorů vrtaných ve sklonu 15° na celou šířku pilíře. Výztužné pruty byly vlepeny do vysokopevnostní polymercementové malty, do drážek a vrtů, vyfrézovaných nebo vysekaných do zdiva. Dokonalým spolupůsobením se zdivem se zamezilo vzniku nových trhlin, bez vnášení nových sil do konstrukce.

Obr.4 Řezání spár a osazení výztužných prutů

Injektáž masivního zdiva se provedly v plné tloušťce dříků maloprofilovými vrty ϕ 30÷40 mm. Jejím účelem bylo zpevnit narušené zdivo, zajistit jeho stabilitu, zvětšit soudržnost materiálu a vytvořit kompaktní zdivo schopné přenášet v plné míře zatížení. Cílem bylo nejen zaplnit otvory a dutiny ve zdivu, ale i vytlačit vzduch a vodu ze zdiva a tím kromě zpevnění zabránit dalšímu korozivnímu narušování zdiva zevnitř. Injektáže se provedly od nejnižší úrovně (tj. od základových konstrukcí směrem nahoru) a pokud možno symetricky.

Sanace poprsních zdí kleneb a rekonstrukce říms

Vzhledem k zjištěnému špatnému stavebně-technickému stavu předpjatých panelů Stassa, bylo nezbytné je, z hlediska bezpečnosti, snést a nahradit novými konstrukcemi.

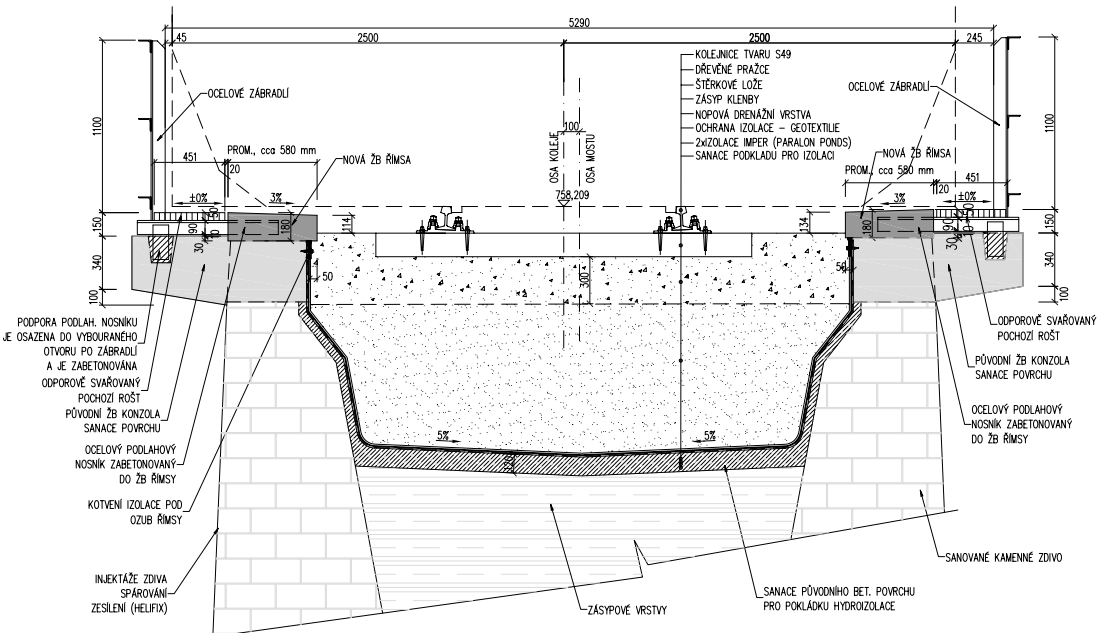
Horní povrch betonových říms byl odbourán o cca 30 mm až na úroveň výztuže chodníkových konzol. Svislá výztuž čelních zdí byla doplněna novou výztuží. Nová výztuž říms 10 505 (R) , beton C25/30 XF3 byla provázána s výztuží poprsních zdí. Římsy byly na vnitřní straně mostu opatřeny ozubem pro přikotvení hydroizolace. Povrch říms je ve sklonu 3% do koleje. Povrch původních železobetonových konzol byl sanován sanační maltou. Krajní konzoly, jelikož byly výrazně poničené, resp. rozpraskané, byly odbourány v celém rozsahu.

Chodníky

Současné ocelové zábradlí bylo odstraněno, sneseny byly i předpjaté betonové chodníkové desky. Do původních železobetonových konzol byly vyvrtány kapsy průměru 70 mm, do nichž byly osazeny ocelové sloupky z P 10x60-220 mm, které podporují nové ocelové chodníkové nosníky tvaru T - polovina podélně rozříznutého nosníku HE160B. Druhý konec konzoly je zabetonován do žlb. římsy. Na konzoly byly osazeny samonosné pochozí rošty chodníků a nové sloupky zábradlí.

Pochozí plocha chodníků je tvořena ocelovými odporově svařovanými rošty výška roštu 50 mm, šířka 451 mm, délky 1480 -2230 mm, připojenými k horní pásu T profilu. Protikorozní úprava roštů je máčením zinkem min. tl. min. 80 μm.

Obr. 5 Chodníkové konzoly a římsy



Obr. 6 Vzorový příčný řez

Zábradlí

Zábradlí je ocelové svařované výšky 1100 mm - sloupky L90x90x10, madla L80x80x6. Sloupky byly přivařeny k patním plechům, které byly šroubovány k chodníkovým nosníkům (konzolám) při montáži. Vodorovné výplňové pruty byly rovněž svrtány a přišroubovány až na montáži, jejich maximální délka je 5,9 m, vzájemně jsou propojeny montážními šroubovanými styky. Na levé straně je vzdálenost zábradlí od osy mostu konstantní 2 645 mm, na pravé straně je zábradlí 2 x půdorysně zalomeno. PKO zábradlí ONS 22 s celkovou tl. nátěru min. 280 μm.

Hydroizolace

Po snesení žel.svršku a odstranění zásypových vrstev kleneb byla odstraněna původní izolace objektu. Litinové odvodňovače byly vybourány, povrch pro pokládku izolace byl lokálně vyspraven, resp. obnoven v tl. do 120 mm s výztužnou sítí KARI. Na takto upravený povrch byla natavena celoplošná hydroizolace z modifikovaných asfaltových pásů s integrovanou ochranou (2 x pás Imper s ochrannou geotextilií 800g/m^2). Horní okraj hydroizolace byl zatažena do ozubu říms, kde byl přikotven průběžnou lištou z korozivzdorné oceli. Hydroizolační systém byl navíc doplněn o drenážní nopovou vrstvu s výškou nopů 20 mm. Před pokládkou izolace byly do vrcholů kleneb osazeny nové odvodňovače (4 ks) z korozivzdorné oceli se sedlem pro dokonalé přitavení izolace. Izolace je podélně spádována k mostním odvodňovačům a k příčným drenážím na předpolí za oběma opěrami. Na horní povrch odvodňovačů byla osazena víka tl. 100 mm s kruhovými otvory, které brání propadu štěrku. Na obou koncích mostu (v prostoru až za gabionovými zídkami) byly osazeny příčné drenáže z poloděrovaných trubek, do které je zatažena izolace z mostu. Drenáže jsou vyvedeny na povrch kužele a zakončeny dvěma žlabovkami, osazenými do betonového lože.

Přechod z mostu do trati

Původní betonové opěrné zídky byly v celém rozsahu odbourány. Na jejich místě byla provedena stabilizace podloží z betonu v tl. min. 150 mm s výztužnou sítí KARI. Spádová vrstva je opatřena hydroizolací s ochranou z geotextilie, stejně jako na mostě. Tato izolace je zatažena až k příčné drenáži za konec mostu. Na tuto vrstvu byly, v návaznosti na římsy a chodníky mostu, postaveny opěrné zídky z gabionů v délce 6 m. V horních gabionových koších byly vytvořeny „kapsy“ pro osazení a zabetonování sloupků zábradlí.

Obr. 7 – most po rekonstrukci

Závěr

Stavba,která ve svých počátcích vyvolávala určité obavy z důvodů časových, finančních i klimatických, se tak nakonec stala ojedinělou ukázkou záchrany kamenného viaduktu v drsné horské oblasti Šumavy. Díky znalostem a dovedností zhotovitele stavby - firmy Chládek a Tintěra, a. s. Pardubice, byla tato stavba úspěšně provedena v požadované kvalitě a tento most bude nadále sloužit nám všem po další desetiletí.

Hlavními účastníky rekonstrukce mostu byli:

Investor: SŽDC s.o., Stavební správa Plzeň

Správce objektu: ČD a.s., SDC České Budějovice

Projektant: TOPCON servis s.r.o.

Zhotovitel: Chládek a Tintěra, a.s., silnice a železnice, Pardubice

Obr. 8 Most po rekonstrukci

Klenbové zděné mosty - projekt UIC

Ing. Bohuslav Stečínský, Ing. Lenka Žemličková Ph.D., Generální ředitelství, ČD, a.s.

Příspěvek podává informaci o projektu Mezinárodní železniční unie (UIC) – Klenbové zděné mosty (Masony Arch Bridges - MAB). Projekt MAB se soustředí na problematiku vyšetřování a hodnocení únosnosti stávajících zděných klenbových mostů, jejich diagnostiku a problematiku sanačních zásahů.

Úvod

V roce 2002 iniciovaly maďarské železnice MÁV projekt UIC, který měl zlepšit znalosti jež jsou v současné době k dispozici v oblasti hodnocení zděných klenbových mostů, jejich diagnostiky a sanace, případně dát k dispozici nové nástroje pro použití dle potřeb zúčastněných železničních správ. Návrh projektu byl podpořen dostatečným počtem členských železničních správ a projekt byl, na základě studie proveditelnosti, odsouhlasen komisí pro infrastrukturu UIC. Návrh projektu podpořili také České dráhy, které se projektu od počátku aktivně účastní.

V roce 2002 byla provedena studie proveditelnosti. Železnice, které se rozhodly podpořit projekt zpracovaly odpovědi na dotazník vypracovaný MÁV. Odpovědi na tento dotazník sloužily k zpracování studie proveditelnosti, která byla předložena spolu s návrhem projektu ke schválení na komisi infrastruktury UIC. V roce 2003 byla zpracována studie stávajícího stavu, která byla vypracována ve větší podrobnosti než studie proveditelnosti a výsledná zpráva byla dokončena v lednu 2004. Zároveň byl zpracován podrobný plán a rozpočet projektu. Jednotlivé dílčí projekty a jejich rozpočet byly rozplánovány do let 2004 až 2006.

Studie proveditelnosti a Studie stávajícího stavu

Masivní, zděné, klenbové mosty jsou nedílnou, integrální součástí evropské železniční infrastruktury. Jsou nejstarším typem provozovaných mostních konstrukcí, a přestože byly navrženy za jiných podmínek a pro jiná zatížení, než ty při kterých jsou dnes provozovány, jsou stále schopny plnit svou funkci. V převážné většině případů se jeví jako vhodnější přikročit k sanačním opatřením a prodloužit životnost těchto stávajících konstrukcí oproti možnosti jejich nahrazení jiným typem konstrukce.

Přehledné a statistické údaje, získané pro studii proveditelnosti a studii stávajícího stavu, podávají rámcový obraz o masivních klenbových mostech evropské železniční infrastruktury.

V rámci projektu Assessment, Reliability and Maintenance of Masonry Arch Bridges byla provedena studie stávajícího stavu. Projektu se zúčastnilo třináct železnic. Především se jedná o evropské železnice (BS (Dánsko), DB (Německo), ČD, JBV (Norsko), MÁV (Maďarsko), NR (Velká Británie), ÖBB (Rakousko), REFER (Portugalsko), RENFE (Španělsko), RFI (Itálie), SBB (Švýcarsko), SNCF (Francie),) a jednu neevropskou, kterou jsou japonské železnice RTRI.

Data byla zjišťována formou dotazníků, rozeslaných na jednotlivé zúčastněné železnice. Důraz byl kladen na celkové informace o zděných klenbových mostech (počet, procentuelní zastoupení v rámci všech mostů dotyčné železnice, apod.). Dále byly sledovány zděné konstrukce z hlediska počtu mostních otvorů, z hlediska rozpětí a z hlediska jejich stáří.

Všechny zúčastněné železnice evidují stav svých mostních konstrukcí. Proto byl také zpracován procentuální přehled stavu všech zděných klenbových mostů zúčastněných železnic. Vybrané souhrnné údaje jsou přehledně zpracovány v následujících šesti tabulkách.

Tabulka č. 1 obsahuje statistický přehled zděných klenbových mostů. Jedná se pouze o výběr dat zaměřený na železnice s největšími počty zděných klenbových mostů.

	SNCF (Francie)	RFI (Itálie)	NR (Velká Británie)	REFER (Portugalsko)	DB (Německo)	RENFE (Španělsko)	ČD
počet zděných klenbových mostů a propustků[1]	78 000[5]	56 888	17 867	11 746	35 000[5]	data nejsou k dispozici	4 858
počet zděných klenbových mostů[2]	18 060	data nejsou k dispozici	16 500[5]	874	8 653	3 144	2 391
procentuelní zastoupení v celkovém počtu všech mostů a propustků[3]	76,8	94,5	46,9	89,8	38,9	data nejsou k dispozici	18,9
procentuelní zastoupení v celkovém počtu všech mostů[4]	43,5	data nejsou k dispozici	data nejsou k dispozici	39,6	27,5	49,3	35,8

[1] týká se i propustků s rozpětím menším než 2 metry
[2] týká se i propustků s rozpětím větším než 2 metry
[3] i propustků s rozpětím menším než 2 metry
[4] i propustků s rozpětím větším než 2 metry
[5] k dispozici je pouze přibližná hodnota

Tab. 1 Statistický přehled zděných klenbových mostů

Tabulka č. 2 obsahuje procentuelní rozdělení mostů z hlediska počtu mostních otvorů. Tato statistická data byla stanovena s jistými omezeními. Od železnice RFI nebyla dostupná data pro rozpětí mostů menší než 5 metrů,od železnic RENFE a SBB nebyla dostupná data pro rozpětí propustků menší než 2 metry. Data od britských železnic NR byla pro tuto statistiku dostupná pouze pro 2 regiony.

počet mostních otvorů	procentuelní zastoupení
1	85,2
2	5,1
3	4,0
více než 3	5,7

Tab. 2 Procentuelní rozdělení mostů z hlediska počtu mostních otvorů

Tabulka č. 3 obsahuje procentuelní rozdělení mostů z hlediska rozpětí. Tato statistická data byla opět stanovena s jistými omezeními. Od železnice RFI nebyla dostupná data pro rozpětí mostů menší než 5 metrů,od železnic RENFE a SBB a BS nebyla dostupná data pro rozpětí propustků menší než 2 metry. Data od britských železnic NR byla pro tuto statistiku opět dostupná pouze pro 2 regiony.

rozpětí	procentuelní zastoupení
< 2m	59,6
2 až 5m	20,6
5 až 10m	11,3
> 10m	8,5

Tab. 3 Procentuelní rozdělení mostů z hlediska rozpětí

Tabulka č. 4 obsahuje také procentuelní rozdělení mostů z hlediska rozpětí. Propustky a mosty s malým rozpětím (v rámci této studie do rozpětí 5m) tvoří většinu zděných objektů v Evropě a to zhruba 80%. Objekty s rozpětím do 2m tvoří 60% ze všech zděných objektů. Výjimku tvoří železnice NR (Velké Británie) s hodnotou 53,7% pro rozpětí větší než 5m a německé železnice s hodnotou 42% rovněž pro rozpětí větší než 5m.

rozpětí	procentuelní zastoupení
< 5m	80,1
> 5m	19,9

Tab. 4 Procentuelní rozdělení mostů z hlediska rozpětí

Tabulka č. 5 obsahuje rozdělení zděných kleneb z hlediska jejich stáří. V tabulce jsou procentuelně rozdělené hodnoty staří kleneb do intervalů po padesáti letech.

stáří klenby	procentuelní zastoupení
< 50 let	3,8
50 – 100 let	15,1
100 – 150 let	69,5
> 150 let	11,7

Tab. 5 - Stáří kleneb

Výjimku tvoří železnice RFI (Itálie), které mají 40% zděných konstrukcí starších 150 let a železnice Velká Británie NR, které mají 45% konstrukcí starších 150 let.

Tabulka č. 6 obsahuje hodnocení klenbových mostů z hlediska jejich stavu. Hodnoty v tabulce jsou získány z procentuelních údajů „stavů mostů“ zúčastněných železnic. Velká většina mostů (85%) je v dobrém a nebo vyhovujícím stavu. Pouze 15% objektů je ve stavu špatném popř. velmi špatném.

stav mostu	procentuelní zastoupení
dobrý	42
vyhovující	43
špatný	14
velmi špatný	1

Tab. 6 Hodnocení klenbových mostů z hlediska jejich stavu

železnice	název evidenčního systému mostů	krátká charakteristika
RFI	DOMUS	- vyvinut pro dohledací činnost a hodnocení bezpečnosti mostů - systém se stále vyvíjí
SNCF		- program je v současné době nefunkční
DB	BauSysControl	- program je použitelný pro všechny typy mostů s rozpětím > 2m
ÖBB	iBIS	- systém je právě automatizován - použitelné pro všechny typy mostů
RENFE	INBRID	- databáze je právě automatizována - použitelné pro všechny typy mostů
SBB		- použitelné pro všechny typy mostů
BS		- použitelné pro všechny typy mostů
ČD	MES	- použitelné pro všechny typy mostů
MÁV	HGR	- použitelné pro všechny typy mostů

Tab. 7 Mostní evidenční systémy

Všechny zúčastněné železnice evidují informace o mostech a propustcích. Je jasné, že způsob a možnosti evidence nejsou všude stejné. Některé železnice využívají k zaznamenávání údajů o mostních objektech výpočetní techniku a některé na ni teprve přecházejí. V tabulce č. 7 je přehled jednotlivých železnic, které na dotyčnou otázku v dotazníku tohoto projektu zodpověděly. V posledním sloupci je krátká charakteristika příslušného mostního evidenčního systému.

Dílčí projekty v roce 2004

Projekt Klenbové zděné mosty (Masony Arch Bridges - MAB), má řadu dílčích studií, které probíhají v různých časových fázích celého projektu. Dílčí studie jsou realizovány jednotlivými týmy složenými jak z interních pracovníků jednotlivých železnic, tak externími spolupracovníky z akademické oblasti a praxe.

Vývojem prostředků na hodnocení klenbových zděných mostů, konkrétně prověřováním metody MEXE, se zabývají železnice Velké Británie (NR) a maďarské železnice. Studie pokračuje i v tomto roce. Železnice NR se také zabývají vývojem softwaru, který usnadní hodnocení stavu klenbových zděných konstrukcí. Skupina pěti železnic (NR, ÖBB, SBB, DB, MÁV) začala vytvářet dokument, který bude průvodcem při hodnocení stavu zděných klenbových mostů. Pokračování studie se plánuje rovněž i v tomto roce.

Prověřováním destruktivních testovacích metod v oblastí optimalizace prohlídek a kontrolou klenbových zděných mostů se zabývají ÖBB, SBB a MÁV. Návod na provádění nedestruktivních testovacích metod zpracovávají maďarské železnice. Důležitou součástí celého projektu je vznikající katalog poruch, na kterém se podílí většina železnic zúčastněných na celém projektu. Z důvodů velké rozsáhlosti katalogu budou práce s ním spojené pokračovat i v tomto roce.

České dráhy a MÁV se podílejí ve spolupráci s VUT Brno na studii metody dodatečného vyztužování kleneb pomocí nenapjaté výztuže vkládané do drážek zdiva. Studie bude pokračovat rovněž v tomto roce.

Maďarské železnice vyvíjejí ve spolupráci s univerzitou v Pécsi interaktivní informační systém a databázi klenbových zděných mostů. Jedná se především o vývoj a realizaci interaktivních webových stránek a o vytvoření a údržbu funkční databáze. Vzhledem k obsáhlosti problematiky studie pokračuje i v roce 2005.

Předpoklady dalšího postupu v letech 2005 – 2006

Vzhledem k rozsáhlosti jednotlivých dílčích studií, jich řada přechází z roku 2004 do tohoto roku. Některé ze studií budou dále pokračovat i v roce 2006. Kromě právě probíhajících částí projektu se letos rozběhne nová dílčí studie za účasti SBB, PKP, NR a ÖBB, která by měla v průběhu dvou let vytvořit příručku pro plánování a stanovení životnosti klenbových zděných mostů. Další vznikající pomůckou by měla být příručka, která bude popisovat provádění a kontrolu oprav. V roce 2006 se prověří dokument UIC Code 778-3R a železnice MÁV ve spolupráci s maďarskými univerzitami (v Budapešti a Pécsi) provede studii spolehlivosti hodnocení klenbových zděných mostů.

Závěr

Projekt Mezinárodní železniční unie (UIC) – Klenbové zděné mosty (Masony Arch Bridges - MAB) by měl po svém dokončení napomoci k řešení problematiky vyšetřování a hodnocení únosnosti stávajících zděných klenbových mostů, jejich diagnostiky a problematiky sanačních zásahů.

Použití vyztužené zeminy při výstavbě mostních opěr

Ing. Petr Hubík, Ing. Kristina Nachtneblová, GEOMAT s.r.o.

Reinforced earth bridge abutment construction

Reinforced earth starts to be used as a bridge abutment in the Czech Republic. There were number of bridge construction realized in a few of last years. Contribution introduces some of these constructions.

1. MOŽNOSTI POUŽITÍ GEOSYNTETICKÉ VÝZTUŽE V MOSTNÍM STAVITELSTVÍ

1.1 Zlepšování základových poměrů

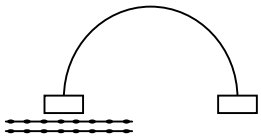
Stále častěji se setkáváme s problematikou zakládání mostních konstrukcí na nevhodných podložích. Při řešení problému pomocí vyztužené zeminy (*obr. a*) zde výztužné geosyntetikum přebírá vznikající vodorovné síly a spolu s dalšími prvky založení redistribuuje rozložení napětí na základovou spáru.

1.2 Redukce zemního tlaku

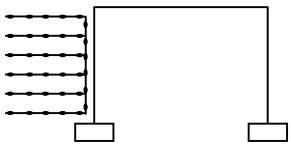
Jednou z dalších možných aplikací geosyntetických výrobků v mostním stavitelství je redukce zemního tlaku na konstrukční části mostu (*obr. b*). Geosyntetická výztuž omezuje nebo zcela zachycuje působení aktivního zemního tlaku. Využívá se u opěr, křídel nebo parapetních zdí.

1.3 Výstavba mostních křídel

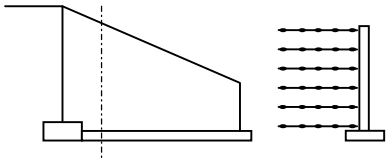
Jedná se o jednu z nejčastějších aplikací (*obr. c*), při které se geosyntetická výztuž stává aktivním prvkem konstrukčního systému, ve kterém zajišťuje stabilitu. Je pevně spojena s lícem, který má ochrannou a estetickou funkci.



obr. a



obr. b



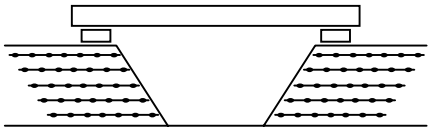
obr. c

1.4 Výstavba mostních opěr

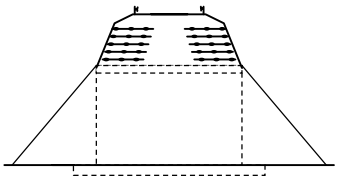
Konstrukce mostních opěr z vyztužené zeminy (*obr. d*) je založena na stejném principu jako výstavba mostních křídel. Oproti nim jsou však přísněji posuzovány zejména deformační vlastnosti konstrukce opěry po dobu celé její životnosti.

1.5 Redukce šířky přesypaných mostů

Ve stísněných prostorách, zejména městských aglomerací, lze geosyntetické výztuhy použít i k budování strmých svahů (*obr. e*). Tyto v kombinaci s přesypaným mostním objektem umožňují jeho zmenšení a přinášejí tak značné ekonomické úspory.



obr. d



obr. e

TYPY MOSTNÍCH OPĚR Z VYZTUŽENÉ ZEMINY

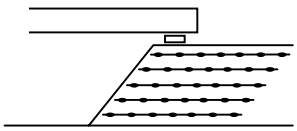
Použití systému vyztužené zeminy při konstrukci mostních opěr je v České republice stále populárnější. Vytváří totiž alternativu vůči nevzhledným monolitickým nebo prefabrikovaným mostním opěrám z betonu nebo železobetonu. Konstrukční systém vyztužené mostní opěry dovoluje použít na líci prakticky jakýkoliv materiál od různobarevných betonových výrobků s hladkým nebo štípaným povrchem přes kámen nebo zdivo až po vegetaci. Právě široká škála pohledových prvků a neuvěřitelná variabilita tohoto systému jako celku umožňuje architektům a projektantům navrhovat takové mostní opěry, které jsou bezpečné a zároveň vhodné do jakéhokoliv okolního prostředí.

Výběr lícních pohledových prvků závisí na konečné funkci konstrukce a její projektované životnosti. Návrhová životnost většiny důležitých staveb je delší než 100 let. Z tohoto důvodu je zapotřebí, aby odolnost a životnost čel byla stejná jako životnost vyztužených zemin. Volba lícového opevnění pro mostní opěry je limitována očekávanými deformacemi konstrukce jako celku po dokončení výstavby.

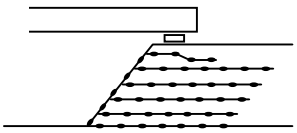
Mostní opěry se mohou provádět jako jednoduché nebo stupňovité, aby bylo dosaženo přiměřeného vzhledu redukcí pohledové plochy konstrukce. Tvar vyztuženého zeminového bloku může nabývat různých tvarů, nejčastější jsou tvary zobrazené v řezu konstrukcí jako obdélník, kosodélník nebo lichoběžník.

1.6 Mostní opěry s měkkým lícem

Tzv. měkký líc se provádí buď jako prostý nebo obalením. Opěry s prostým lícem (obr. f) se používají poměrně zřídka, protože maximální sklon líce opěry je limitován vlastnostmi násypového materiálu. Obecně je možné vytvářet pouze mírné sklony líce, které omezují prostor pod mostem a prodlužují nosnou konstrukci. Úprava čela tzv. obalením (obr. g) se používá v případech, kdy je třeba dosáhnout vyššího sklonu líce opěry. Geosyntetická výztuž se při tomto způsobu použití neukončuje na líci, ale zavádí se zpět do vyztuženého zeminového bloku v poloze následující vrstvy výztuže. V obou variantách měkkého líce je pod mostním objektem v místech trvalého stínu nutná úprava svahu obložením. Části mimo tento stín se pokrývají vegetací a mohou vytvářet velmi estetické tvary změkčující přísně technické linie mostní konstrukce.



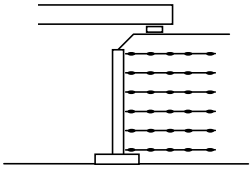
obr. f



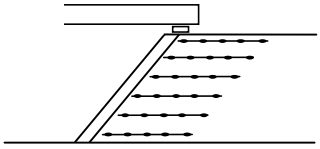
obr. g

1.7 Mostní opěry s pevným lícem

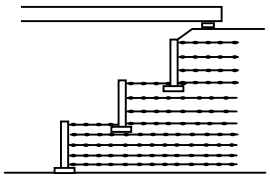
V mnoha částech světa jsou vyráběny prefabrikované betonové bloky, umožňující vytvoření estetických a jednoduše sestavitelných líců opěrných stěn a mostních opěr (*obr. h, i*). Bloky jsou vyráběny z betonu vysoké kvality různých barev, vzorů a provedení. V ČR se nejčastěji používají drobné štípané betonové bloky a prefabrikované betonové panely. K vyztužování opěr s pevným lícem se téměř výhradně používají geomříže, které se u drobných betonových tvarovek připojují do spár pomocí speciálních konektorů. Do betonových panelů větších rozměrů se pak přímo ve výrobně umísťují zárodky geomříží, které se při výstavbě napojují speciální spojkou na projektovanou délku geomříže. Při větších výškách opěr je vhodné použít členění do jednotlivých stupňů (*obr. j*), které umožňují lepší obsluhu a údržbu konstrukce a zároveň vytvářejí prostor pro osázení vegetací.



obr. h



obr. i



obr. j

2. PŘÍKLADY POUŽITÍ VYZTUŽENÉ ZEMINY PŘI VÝSTAVBĚ MOSTŮ V ČR

Pro lepší orientaci čtenáře uvádíme výčet zajímavých projektů mostních objektů, u nichž bylo využito pro výstavbu vyztužené zeminy. Některé z nich jsou podrobněji popsány v kapitole 5.

Rok	*Stavba*	*Popis konstrukce*
1994 - 1996	silnice R/52 Brno-Mikulov	redukce šířky přesypaných mostních objektů přes potoky Šatavu a Syrůvku
1995	silnice II/1995 u Vyškova	redukce zemního tlaku na stávající křídla a parapetní zdi kamenného klenbového mostku přes Marchanický potok
2000	silnice II/602 u obce Přibyslavice	výstavba mostních křídel a parapetních zdí na stávajícím betonovém klenbovém mostním objektu
2001 - 2002	silnice I/43 v obci Sebranice	výstavba mostních křídel a parapetních zdí na novém klenbovém mostním objektu
2003	silnice I/16 u obce Královec	výstavba opěr a křídel z vyztužené zeminy na novém mostním objektu přes trať ČD
2003 - 2004	dálnice D47 v Ostravě	výstavba stupňovitých mostních opěr na dálniční estakádě
2003 - 2004	dálnice D1, úsek Vyškov - Mořice	výstavba mostních opěr z vyztužené zeminy s úpravou čela obalením

3. ZÁKLADNÍ ZÁSADY PRO NÁVRH MOSTNÍCH OPĚR Z VYZTUŽENÉ ZEMINY

Při návrhu mostních opěr z vyztužené zeminy je třeba respektovat celou řadu pravidel, doporučení a ověřených postupů, které zaručují bezvadnou funkci této mostní konstrukční části po celou dobu životnosti mostu. K nejdůležitějším zásadám patří:

- geosyntetická výztuž musí mít zaručenou životnost v konkrétních podmínkách stavby delší než je návrhová životnost mostního objektu,
- geosyntetická výztuž musí mít důvěryhodně deklarované pevnostní a deformační parametry po celou dobu své životnosti,
- geometrie mostního objektu musí umožnit rozdílný pokles jednotlivý opěr,
- provedení nosné konstrukce musí umožnit nerovnoměrnou svislou deformaci mostní opěry,
- provedení mostu musí umožnit účinnou ochranu geosyntetické výztuže před povětrnostními vlivy, erozí vlivem působení vodních toků nebo záplavových proudů, vandalismem, požárem atd.,
- přemosťovaná komunikace musí mít výškovou rezervu nad rámec normy pro prostorové uspořádání,
- staticky neurčitá nosná konstrukce musí umožnit bezproblémovou rektifikaci,
- a další.

4. STRUČNÝ POPIS KONSTRUKCÍ REALIZOVANÝCH V LETECH 2003 – 2004

4.1 Most ev. č. 16-098 přes trať ČD v km 188.395 silnice I/16 u obce Královec

Jedná se o trvalý silniční most o jednom prostém poli z prefabrikovaných nosníků profilu T se spřaženou železobetonovou deskou přes trať ČD. Most tvoří prostý trámový rošt s opěrami z vyztužené zeminy. Výška mostu je 7,44 m, délka nosné konstrukce je 14,11 m.

Popis konstrukce

Silnice I/16 tvoří hlavní tah na hraniční přechod do Polska. Most se nachází v katastru obce Královec v okrese Trutnov. Převádí silnici přes trať ČD Jaroměř - Královec (v km 59,380 trati) vedenou v místě mostu v zářezu.

Stavební stav původního mostu se stal během minulých let ve smyslu ČSN 73 6221 havarijním. Opěry a křídla vykazovaly značné poruchy původní kamenného zdiva, v minulosti zesilovaného betonovými prefabrikáty. Přes toto zesílení musela být spodní stavba provizorně zajištěna proti zřícení pomocí dodatečně kotvených ocelových prvků.

Oprava mostu byla provedena komplexní rekonstrukcí s výstavbou nových opěr i křídel.

Během výstavby nového mostu bylo nutno zachovat provoz na železniční trati. Provoz na silnici byl proto po dobu výstavby převeden na mostní provizorium a provoz na železniční trati tak zůstal téměř bez omezení. Krátké výluky byly omezeny pouze na montáž a demontáž mostního provizoria a nosné konstrukce.

Zemní práce se při rekonstrukci omezily na minimum potřebné k provedení demolice stávající konstrukce včetně základů do požadované úrovně a výstavbě nového mostu. Vytěžený materiál byl částečně zpětně použit. Založení spodní stavby bylo provedeno na upravených stávajících základech. S ohledem na to, že opěry i křídla jsou z vyztužené zeminy, byl základ proveden pouze pod lícním obkladem. Typ a rozmístění výztuh bylo stanoveno na základě podrobné statické analýzy mostní konstrukce. Rovnoběžná křídla byla provedena s odstupňovanou výškou.

Jako geosyntetická výztuž byly použity geomříže Tensar RE. Tyto byly kladeny v úrovních daných skladebnou výškou tvarovek použitého betonového obkladu. Hutnění zásypu bylo prováděno po vrstvách odpovídajících výšce tvarovek, resp. vzdálenostem jednotlivých vrstev geovýztuží na požadovanou míru zhutnění. Všechny geosyntetické výztuhy byly před zasypáním vypnuty a přikotveny.

Lícový obklad z betonových tvarovek byl opatřen rubovou drenáží ve dvou úrovních. První drenáž byla uložena na spádovém betonu v dolní části opěry z vyztužené zeminy s vyústěním skrz obklad. Druhá drenáž byla vedena v úrovni založení úložného prahu

s vedením podél koruny křídel a vyústěním za křídly na svah zářezu. V koruně opěry byl zřízen železobetonový úložný práh.

Nosná konstrukce je tvořena prefabrikovanými nosníky T profilu z předem předpjatého betonu s monolitickou spřaženou deskou mostovky.

4.2 Most D211 na dálnici D1 v úseku Vyškov - Mořice

Jde o přesypaný jednopolový šikmý most z prefabrikovaných dodatečně předpínaných nosníků z vysokopevnostního betonu se spřaženou monolitickou deskou založený na opěrách z vyztužené zeminy. Výška mostu je 15,80 m, délka nosné konstrukce je 36,56 m.

Popis konstrukce

Trasa dálnice D1 v prostoru mostu D211 překračuje násypem výšky 14,5 m potok Runza.

Podloží je tvořeno fluviálními jílovitými hlínami měkké konzistence s ověřenou mocností více než 20 m s ustálenou hladinou podzemní vody cca 1,0 m pod terénem. Vzhledem k tomu bylo podloží v celé oblasti mostního objektu a přilehlých násypů sanováno štěrkopískovými pilíři.

Opěry mostu ze zeminy vyztužené pletenými geotextiliemi Tensar Basetex jsou navrženy tak, aby přenesly zatížení mostu do sanovaného podloží při požadavku rovnoměrného roznosu zatížení. Hutnění je provedeno po vrstvách s mírou zhutnění ve vyztužené oblasti ID=0,85. Odvodnění vyztuženého násypu je zajištěno průnikem vody nesoudržným materiálem násypu v celém jeho objemu. Použité geotextilie netvoří bariéru pro průnik vody. Svrchní betonová část opěr je založena plošně na základových pasech. Opevnění líce svahu je navrženo ve sklonu svahu 1:1,25 s ohledem na předpokládané deformace během konsolidace podloží. Pod mostem jej tvoří kamenná dlažba do betonu, mimo půdorys mostu bude provedeno ozelenění s využitím protierozní rohože Tensar Mat.

Nosná konstrukce mostu je tvořena prostým polem délky 34,8 m z dodatečně předpínaných prefabrikovaných 1,5 m vysokých nosníků spřažených s monolitickou deskou. Nosná konstrukce je na obou koncích mostu ztužena monolitickými příčníky, které jsou uložené na elastomerová ložiska.

Nad nosnou konstrukcí je dále umístěn vylehčený násyp z bloků z expandovaného polystyrenu (EPS) navzájem propojených ocelovými hmoždinkami.

4.3 Most D8201 na dálnici D47, stavba 4708.2 v Ostravě

Tento mostní objekt je koncipován jako spřažený ocelový dvojtrám s betonovou deskou o 11 (resp.12) polích. Spojitá konstrukce mostu byla zvolena s ohledem na minimální účinky od doznívajícího poddolování. Most je tvořen dvěmi samostatnými konstrukcemi (pro každý dopravní směr jedna) založenými na opěrách z vyztužené zeminy. Výška mostu je proměnná, max. 15,0 m, délka konstrukce je max. 587,85 m.

Popis konstrukce

Most převádí dálnici D47 přes ulici Polaneckou, rybník Rojek, koleje stávající trati ČD, místní obslužnou komunikaci a výhledově zajistí též přemostění trasy vysokorychlostní trati ČD (VRT), která bude křížit dálnici D 47.

Opěry jsou založeny na násypu z vyztužené zeminy, který je vždy společný pro levý i pravý most. Geosyntetickou výztuž tvoří geomříže Tensar RE, doplněné pod zeminovým blokem opěr několika vrstvami geotextilie Tensar Basetex. Líc opěr je proveden jako stupňovitý za použití drobné betonové tvarovky. V místě, kde jsou stísněné poměry vzhledem k přilehlé komunikaci, stupně vymizí a pokračují jako svislá opěrná stěna.

Na opěře z vyztužené zeminy je umístěn masivní betonový úložný práh s revizním prostorem umožňujícím kontrolu, přestavení nebo výměnu dilatačního závěru po eventuálním poškození nebo deformaci od poddolování.

Bezpečnost v železničních tunelech

doc. Dr. Ing. Miloš Kvarčák, Fakulta bezpečnostního inženýrství, VŠB - TU Ostrava

Ing. Bohuslav Stečínský, Generální ředitelství, ČD, a.s.

Příspěvek podává přehled informací o současné úrovni bezpečnosti železničních tunelů a dopravy v železničních tunelech v České republice v kontextu Evropské legislativy a dalších aktivit příslušejících k této disciplíně, které je v rámci dopravní problematiky věnována velká pozornost orgánů Evropské unie.

Úvod

Orgány Evropské unie opakovaně deklarovaly a praktickými kroky potvrdily svůj zájem na rozvoji železniční dopravy v rámci společenství. Vedle aspektů ekologických je jako jedna ze zásadních výhod železniční dopravy uváděna její bezpečnost. Už počtem krizových situací, které lze v rámci železniční dopravy identifikovat se řadí železnice na výhodné místo v porovnání se silniční dopravou a z hlediska rozsahu a dosahu možných následků každé z takových situací snese srovnání i s leteckou dopravou. I přes možnost optimistického náhledu na úroveň bezpečnosti železniční dopravy je nutné zabývat se možnostmi dalšího zkvalitnění, případně zvýšení dosaženého standardu. Zaměříme-li se na vytipování míst, oblastí či činností, která mohou snižovat jinak velmi dobrou úroveň bezpečného provozování dráhy a drážní dopravy, dospějeme nezbytně k závěru, že jedním z takových omezujících bodů na trati jsou tunely. Krom uvedené motivace byl v nedávné minulosti soustředěn zájem odborné i laické veřejnosti na tunely také a především díky haváriím, které se v tunelech udály. Jedná se především o havárie v silničních tunelech pod horou Mont Blanc a v Tauernském tunelu. Dále o katastrofální havárii v tunelu pozemní lanovky v Kaprunu. Ale také o nehodu v železničním tunelu pod kanálem La Manche.

Projekt „Bezpečnost dopravy v železničních tunelech“

Vzhledem na shora uvedené skutečnosti a také se zřetelem na výstavbu nových železničních tunelů, rozhodly se České dráhy, prostřednictvím odboru stavebního generálního ředitelství, iniciovat projekt „Bezpečnost dopravy v železničních tunelech“. Financování tohoto projektu bylo zajištěno ze zdrojů SFDI určených na rozvojové projekty. Podpora pro tento projekt byla vyslovena také od SŽDC. Jako zpracovatel byla vybrána VŠB v Ostravě, Fakulta bezpečnostního inženýrství. Pro koordinaci a kontrolu výstupů byla ustanovena pracovní (oponentní) skupina sestavená ze zástupců ČD, SŽDC a dalších.

Cíle projektu, stanovené v zadání pro zpracovatele, jsou stručně charakterizovány v následujících bodech:

- vydefinování provozně organizačních opatření pro zajištění požadované úrovně bezpečnosti;
- vydefinování stavebně technologických opatření a řešení pro zajištění požadované úrovně bezpečnosti;
- vydefinování opatření pro zajištění požadované úrovně bezpečnosti vlakových souprav;
- analýza rizik na tunelech s délkou nad 1 km, vypracování koncepce záchrany vlastními silami a s pomocí specializovaných týmů
- vypracování pokynů pro analýzu rizik a zásad zajištění bezpečnosti dopravy na nově budovaných objektech železničních tunelů.

Financování projektu bylo rozděleno na dvě období (roky 2004 a 2005). Převažující část byla zpracována v roce 2004. Dokončení bude provedeno v roce 2005.

Požadavkem zadání bylo dále respektovat jak platnou národní legislativu, tak materiály vypracované pro oblast bezpečnosti železničních tunelů Mezinárodní železniční unií (UIC) a orgány Evropského společenství. Jedná se především o vyhlášku UIC Codex 779-9, směrnici UNECE (Ekonomická komise OSN pro Evropu) a postupovou zprávu AEIF (Asociace pro interoperabilitu evropského železničního systému).

Dílčím výstupem projektu byla analýza současného stavu zpracovaná podle vyhlášky UIC 779-9. Výsledky řešení jsou stručně zpracovány v následujícím textu.

Bezpečnost v tunelech

Mezi hlavní rizika v železničních tunelech patří srážky vlakových souprav, vykolejení železničního kolejového vozidla a požáry. Statistiky mimořádných událostí ukazují, že s ohledem na organizaci dopravy po železnici a provedení železničních tunelů představují největší nebezpečí požáry a to zejména v osobní železniční dopravě. Železniční tunely se od tunelů silničních liší svým provedením a vybavením, frekvenci a zajištěním přepravy a riziko vzniku havárie je zde výrazně nižší.

Bezpečnost v železničních tunelech je výsledkem optimální souhry technických, organizačních a jiných opatření v oblasti infrastruktury, železničního eventuálně vozového parku a provozu. Snížit riziko vzniku havárie lze mnoha dílčími způsoby nebo jejich kombinací. Volba je ovlivněna mnoha faktory, které vycházejí z konkrétních podmínek jednotlivých zařízení a objektů. Podle konkrétních podmínek se jedná o souhrn opatření technických, organizačních a jiných.

Analýza rizik

Pro analýzu a hodnocení rizik lze užít různé metody. Metody se používají zejména pro identifikaci nebezpečí (zdrojů rizika) v technologiích s přítomností nebezpečných látek. Je nutno podotknout, že každá metoda má své klady i zápory. Jejich použití je ovlivňováno řadou faktorů, zejména vstupními údaji a v praxi se metody hodnocení často kombinují.

U stávajících železničních tunelů, je nutné vyhodnotit četnost vzniku havárie, ale i velikost následků. To je ale značně problematické z důvodu nedostatku potřebných vstupních údajů. Proto je vhodnější identifikovat možná nebezpečí v železničním tunelu na základě vybraných požadavků. Analýza rizik je pak zaměřena na zjištění faktorů, které mají vliv na vznik havárií, zejména na vznik požáru a následně na předcházení vzniku havárie.

Protože prakticky nelze vyloučit vznik havárie, případně požáru v železničních tunelech, analýza se dále zaměřuje na problematiku podmínek bezpečné evakuace osob z prostoru železničního tunelu a snížení dopadu havárie na osoby a okolí. Dále je analýza zaměřena na činnost osob na místě havárie a na problematiku vedení případného zásahu. Analýza rizik pro železniční tunely je zaměřena na čtyři oblasti:

- Předcházení vzniku havárií (prevence).
- Snížení dopadu havárií na osoby a okolí (snížení účinků).
- Umožnění a zajištění činností osob na místě havárie (evakuace osob).
- Zabezpečení pomoci při likvidaci havárie z vnějšku (záchrana).

Na bezpečnost v železničních tunelech mají vliv tři faktory, které se vzájemně ovlivňují. Jde o železniční tunel, vlakovou soupravu a prováděnou činnost v tunelu. Celá analýza je proto rozpracovaná na každý z těchto faktorů. Jde tedy o posouzení:

- Provedení a vybavení stavby železničního tunelu.
- Provedení a vybavení vlakové soupravy.
- Činností souvisejících s bezpečným provozem v železničním tunelu.

Samotná analýza bezpečnosti v jednotlivých železničních tunelech musí vycházet ze zjištění parametrů železničního tunelu, jeho provedení a vybavení, z informací o druhu vlakové soupravy, provedení a vybavení jednotlivých kolejových vozidel a dále z činnosti prováděných v souvislosti se zajištění železniční dopravy, dále počtu a přípravy osob pracujících na železnici. Požadované informace jsou rozděleny pro formulované čtyři oblasti a pro tři vzájemně se ovlivňující faktory.

Provedení a vybavení stavby železničního tunelu

prevence:

- výskyt hořlavých materiálů,
- existence prostorů s jiným využitím,
- existence telefonního spojení v prostoru tunelu s dispečinkem, mobilního signálu,
- umístění vyhybek,
- značení v prostoru kolem tunelu,

snížení účinků:

- konstrukce tunelového tělesa vykazuje požární odolnost,
- vybavení detekci vzniku požáru,
- vybavení stabilním hasicím zařízením,
- vybavení zařízením pro odvod tepla a kouře,
- instalace kanalizace,
- ochrana elektrické instalace před účinky požáru,

evakuace osob:

- existence únikových cest,
- vybavení nouzovým osvětlením,
- značení úniku osob,
- vybavení vertikálním výstupem,
- vybavení bočním výstupem,
- provedeno křížení chodeb,
- vybavení záchranným tunelem,
- překážky na únikových cestách,

záchrana:

- existují prostředky pro uzemnění,
- existují komunikační cesty k portálům,
- existují nástupní a záchranné plochy,
- existují zdroje vody pro zásah,
- instalace hydrantového rozvodu,
- existuje přípojka elektrické energie,
- existuje zařízení pro zajištění spojení mezi záchrannými jednotkami,
- existuje centrum řízení v tunelu.

Provedení a vybavení vlakové soupravy

prevence:

- provádí se monitorování rychlosti jízdy vlakové soupravy,
- existuje spojení vlakové soupravy s dispečinkem,

- existuje spojení mezi strojvůdcem a doprovodem vlakové soupravy,
- provádí se kontrola vlakové soupravy před jízdou,
- existují snímače na nápravách a kolech,

snížení účinků:

- použity nehořlavé a celistvé konstrukce na kolejovém vozidle,
- použity materiály, které neuvolňují toxické látky při hoření,
- existuje elektrická požární signalizace,
- použity indikátory vykolejení,
- lze blokovat činnost nouzové brzdy,

evakuace osob:

- je umožněn pohyb osob mezi jednotlivými vagóny,
- existuje možnost nouzového otevření dveří,
- je instalován rozhlas ve vagónech,

záchrana:

- vybavení kolejových vozidel přenosnými hasicími přístroji,
- klimatizace je řízena centrálně,
- existuje možnost rozpojení vlaku,
- existuje možnost poskytnutí první pomoci.

Činnosti související s bezpečným provozem v železničním tunelu

prevence:

- je prováděna kontrola podmínek provozu na železniční trati a v tunelu,
- je časována jízda vlakových souprav tak, že se nesetkají v železničním tunelu,
- existují pravidla pro přepravu nebezpečných látek,

snížení účinků:

- existují pravidla pro zastavení vlakových souprav v obou směrech,

evakuace osob:

- existuje evakuační plán,
- existují poplachové směrnice,
- provádí se školení zaměstnanců o požární ochraně,

záchrana:

- existují záchranné jednotky,
- existují speciální záchranné jednotky,
- existuje dokumentace zdolávání požáru,
- provádí se požární cvičení.

Závěr

Na základě poznatků z předpisů, odborné literatury, prohlídky stávajících tunelů a po provedených analýzách lze s ohledem na bezpečnost provozu ve stávajících železničních tunelech konstatovat následují závěry:

1. Samotné železniční tunely patří k objektům bez požárního rizika.
2. Požární riziko v železničních tunelech vzniká za situace, kdy železničním tunelem projíždí vlaková souprava nebo je v železničním tunelu uložen hořlavý materiál,

který nesouvisí s jeho provozem nebo se ve vnitřním prostoru tunelu provádějí práce se zdroji zapálení.

3. Pro minimalizaci vzniku nebezpečí v železničních tunelech je nutné, aby v tunelech vlaková souprava nezastavovala, ani po vzniku požáru v tunelu nebo na vlakové soupravě samotné.
4. Pro minimalizaci vzniku nebezpečí v železničních tunelech je nutné, aby v tunelech nebyl ukládán a skladován žádný hořlavý materiál a činnosti se zdroji zapálení podléhaly posouzení s definováním podmínek bezpečné práce.
5. Protože nelze vyloučit vznik havárie v železničních tunelech, je nutné upravit komunikace ve vnitřním prostoru tunelů tak, aby zajišťovaly bezpečný pohyb osob z tohoto prostoru na venkovní prostranství.
6. Na vnitřní komunikace v železničních tunelech musí navazovat venkovní komunikace.
7. Z prostoru železničních tunelů musí být umožněno podávání informací o vzniklé situaci po vzniku havárie.
8. Na železniční tunely musí být zpracovaná dokumentace, která záchranným jednotkám poskytne informace o přístupech k tunelu, o zdrojích vody k hašení, dále informace o samotném objektu tunelu a také doporučení pro provedení účinného zásahu.
9. Je nezbytné zpracovat možné scénáře havárií v železničních tunelech a ve vlakových soupravách a navrhnout postupy řešení těchto havárií. S těmito postupy je nutné seznámit strojvůdce a doprovod vlakových souprav.
10. Železniční kolejová vozidla vybavit prostředky pro likvidaci malého požáru a prostředky pro poskytnutí první pomoci.

Uvedené závěry a doporučení vycházejí nejenom z provedené analýzy a dalších hodnocení, ale také z mezinárodních doporučení. Na základě praktických zkušeností lze konstatovat, že řada z uvedených poznatků a skutečností jsou při zajištění bezpečného provozu v železničních tunelech v současné době realizovaná. Chybí však komplexní a ucelené řešení zajištění bezpečného provozu v železničních tunelech.

U nově budovaných železničních tunelů, kdy se při projektování požární bezpečnosti staveb vychází zejména z ČSN 73 7508 – Železniční tunely, je nutné řešit:

1. Stanovit mezní hodnoty pro kvantifikování únikových cest z prostoru železničního tunelu.
2. Definovat vstupní podmínky pro hodnocení zakouření prostoru železničního tunelu po vzniku požáru.
3. Definovat vstupní podmínky pro řešení způsobu zajištění vody pro hašení.
4. Řešit provedení stavby železničního tunelu a jeho vybavení prostředky, které souvisí se zajištěním bezpečného provozu, s ohledem na organizační zajištění bezpečného provozu v tunelu.

Zprovoznění Krasíkovského a Tatenického tunelu

Ing. Jiří Tesař, Subterra a.s.

Ing. David Cyroň, Metrostav a.s.

1. Úvod

Dne 8. září 2004 přesně podle harmonogramu projel po 2. koleji dvoukolejného tunelu Krasíkov a Tatenice první vlak. Tím došlo ke zprovoznění výše uvedených tunelů v obou směrech. Uzavřela se tak etapa výstavby traťového úseku z Krasíkova na Hoštejn, který sestává z dvou tunelů Krasíkovského a Tatenického a dvou mostů přes Moravskou Sázavu. Krasíkovský tunel se tak stal jedním z nejdelších dvoukolejných tunelů v České republice.

2. Charakteristika celkové stavby

Stavba „ČD, DDC, Optimalizace traťového úseku Krasíkov – Česká Třebová“ leží na rameni železniční trati Olomouc-Česká Třebová. Úpravou směrových poměrů se železniční trať napřimuje a prochází zvlněný terén kolem Moravské Sázavy dvěma tunely, novým tunelem Krasíkov a novým tunelem Tatenice, přičemž opouští starý Tatenický (Krasíkovský) tunel. Optimalizace traťového úseku je řešena na rychlost 120 až 140 km/hod. pro klasické soupravy a 160 km/hod. pro soupravy s naklápěcími skříněmi.

3. Krasíkovský tunel

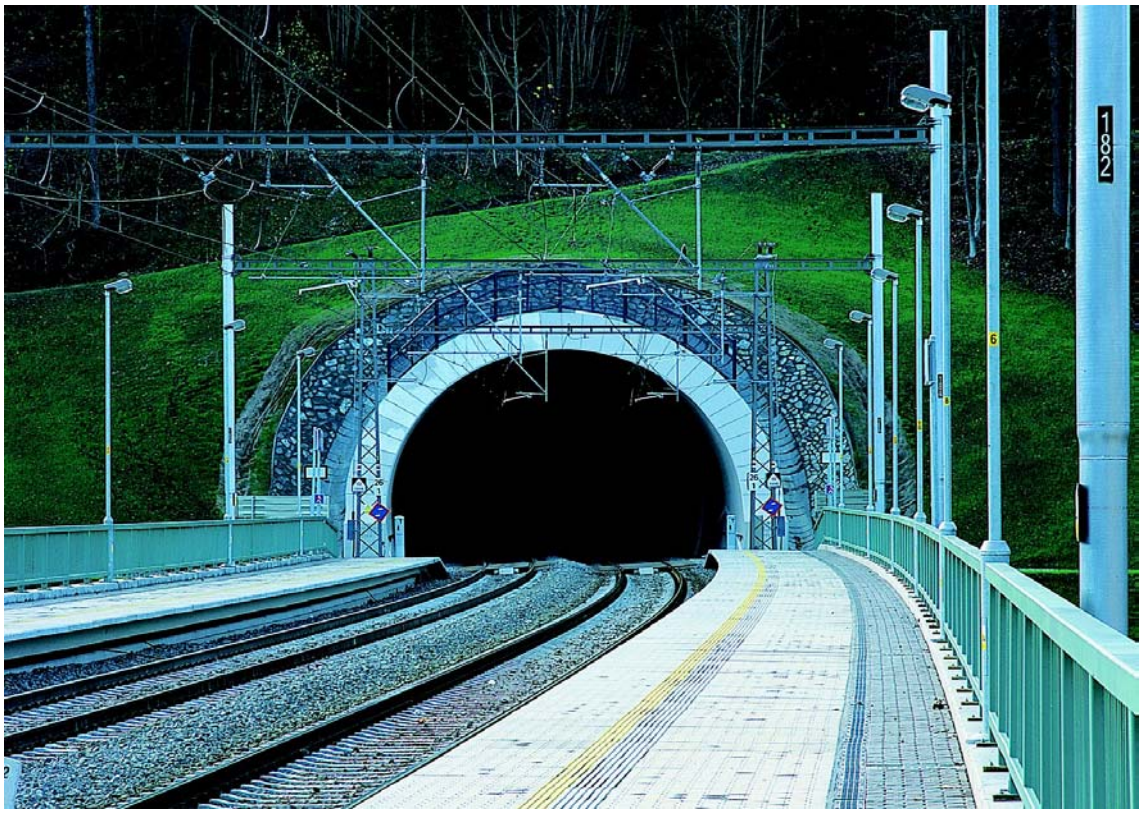
Stavební označení:	Nový tunel Krasíkov 1, SO 51-21-01
Km:	24,692.00 – 25,793.00
Zhotovitel:	Subterra a.s.
Podzhotovitelé:	Metrostav a.s. – hloubení a zajištění hloubeného úseku P1, ražba tunelu od P1,dobírka dna, betonáž dna a střední tunelové stoky
	Carpi CZ a.s. Praha - izolace
Zhotovitel RD:	Metroprojekt Praha a.s.
Investor:	SŽDC, s.o., Stavební správa Olomouc
Délka tunelu:	1101,0 m
Délka ražené části:	1035,0 m
Délka hloubené části na vjezdu:	42,5 m
Délka hloubené části na výjezdu:	23,5 m

Krasíkovský tunel byl ražen současně ze dvou stran, na straně vjezdové byl podzhotovitelem Metrostav a.s.. Ražbu od výjezdového portálu P2 zajišťovala Subterra a.s. Styk obou ražeb v kalotě byl ve staničení 25,261.50

Prorážka kaloty proběhla dne 25.9.2003

Úniková štola a šachta

Ražbu, izolaci včetně definitivního ostění, výstavbu kiosku včetně zámečnických výrobků, elektroinstalaci a montáž vzduchotechniky zajišťovala Subterra a.s.



Výjezdový portál krasíkovského tunelu včetně pohledu na nástupiště na mostě

Popis stavby

Přípravné práce

Přípravné práce byly zahájeny dne 9.9.2002. Jednalo se o vytýčení záborů pozemku, odlesňování svahů, naložení a odvoz dříví, odběr a odvoz ornice na mezideponii.

Hloubený úsek - těžení

Dne 6.11.2002 zahájeno odtěžování horniny z hloubené části portálu P2 po etapách dle schváleného TP. Odtěžené svahy byly zajišťovány vrstvou stříkaného betonu vyztuženého pletivem a svorníky SN a IBO. Nad profilem ražené části byl vytvořen deštník z mikropilot v počtu 48 ks a zřízena převázka z želbet.nosníku, kotveného SN kotvami délky 10 m.

Dne 7.1.2003 zahájeno odtěžování hloubené části portálu P1 obdobným způsobem jako P2, tj. po etapách se současným zajišťováním odtěženého svahu stříkaným betonem, sítí a svorníky SN a IBO. Ochranný deštník pro ražbu byl proveden ze 36 mikropilot délky 10 m, rovněž proveden převázkový nosník ze železobetonu kotvený kotvami délky 10 m.

Ražba a primární ostění v tunelu

Ražený úsek tunelu dlouhý 1035 m byl ražen v masivu tvořeném pískovci, prachovci a jílovci. Ražba je prováděna novou rakouskou tunelovací metodou NRTM, která je založena na principu redistribuce (snížení) tlaků horninového prostředí na výztuž tunelu, při cílevědomém využití deformací horniny a primární výztuže tunelu. Proto byl nezbytnou součástí prováděné technologie ražby tunelů NRTM geotechnický monitoring (soubor observačních měření a sledování) výrubu a horninového prostředí kolem výrubu, který poskytuje podklady pro zatřiďování výrubu do technologických tříd výrubu NRTM a také pro operativní upřesnění postupu ražení a stupně vystrojení výrubu ve skutečně zajištěných inženýrsko-geologických (geotechnických) poměrech v jednotlivých čelbách. Hornina byla zatříděna do pěti technologických tříd výrubu (3,3a,4,5a,5b).

Geotechnickým monitoringem byly naměřeny konvergence výrubu vč.primeru max. do 15 mm, ve štole do 5 mm. Průměrná konvergence v tunelu je 2,9 mm. Extenzometrickým měřením byla zjištěna max. deformace nadloží 24 mm.

Primární ostění tvoří stříkaný beton B20 (C16/20) tl.250-350mm vyztužený příhradovými ocelovými oblouky BTX a svařovanými ocelovými sítěmi, ukotvenými horninovými svorníky, vše v množství potřebném pro zajištění záběru výrubu v mezích dané technologickou třídou výrubu. V místech nestabilního prostředí byly použity předehnané ocelové jehly v závislosti na třídě výrubu a v množství určeném geotechnickým dozorem stavby. Podrobné údaje o množství výztužných prvků v každém provedeném záběru jsou obsahem „záběrových listů“.

Prorážka tunelu proběhla dne 25.9.2004.

V hloubené části P1 v délce 30 m a P2 v délce 10 m bylo vytvořeno „ztracené bednění“ vnějšího profilu def.obezdívky,provedením „primerní“ obezdívky v tloušťce 400 mm, tvořeného stříkaným betonem C20/25 vyztuženými příhradovými rámy s oboustrannou sítí.

Izolace v tunelu

Izolace tunelu je provedena jako mezilehlá mezi primárním ostěním a definitivním ostěním. Izolace tunelu byla provedena systémem „ deštník“

Izolační systém: -geotextilie gramáže 500g/m2 přikotvena k primérnímu ostění

- folie PE tl. 2,5mm se signální vrstvou přivařená na rondely

Spoje pasů izolace jsou svařovány dvojitým svarem umožňujícím kontrolu těsnosti svarů.

Stejná izolace byla použita i na izolaci portálů, kde navíc bylo použito ochranné vrstvy geotextilie a stř. beton tl. 70 mm. Izolace byla přikotvena k límci portálu nerezovým páskem.

Zřízení izolačního systému provedla firma Carpi CZ a.s. Praha.

Definitivní ostění v tunelu

Trvalé ostění v ražené části tunelu a v části hloubených portálů P2 a P1 v místě ztraceného bednění je z monolitického vyztuženého betonu tl. 350mm (tř. výrubu 3, 3a, 4) nebo 550mm (tř. výrubu 5a, 5b) byl použit beton C25/30 XC1, XF1. Betonáž byla prováděna do pojízdného ocelového bednění (bednícího vozu) vibrovaném přiložnými vibrátory. Základové pasy ostění jsou provedeny z betonu C25/30 XC1, XF1, XA1.

Mezi primérní a sekundární obezdívkou na obou stranách tunelu nad základovými pasy leží pateční drenáž obetonována filtrbetonem s čistícími šachticemi po 50 m.

Betonáž portálů byla prováděna do oboustranného systémového bednění MEVA o tl. 600 m v klenbě. Lícní plocha je opatřena sjednocujícím nátěrem.

Betonáž dna tunelu je provedena z betonu prostého C16/20-XO. Pod dnem tunelu prochází příčné svody z patečních drenáží zaústěné do čistících šachet střední tunelové stoky o průměru 400 mm, která je obetonovaná filtrbetonem.

Na základových pasech v úrovni koleje je vytvořen na obou stranách pochozí betonový chodník, ve kterém je na obou stranách umístěn multikanál pro převedení kabelových vedení s přístupovými šachticemi po 50 m, vedle multikanálu vlevo koleje č. 2 je umístěno nezavodněné potrubí ø 100 mm (suchovod) s vývody a rychlouzávěrami v šachticích po 50 m (ve výklencích). V definitivním ostění jsou zabudovány chráničky pro elektrorozvody osvětlení a zásuvek a vývody pro měření bludných proudů. Osvětlení v tunelu je provozní a nouzové. Provozní se zapíná uzamykatelnými tlačítky

na začátku a konci tunelu, nouzové tlačítky u výklenků. V tunelu jsou zřízeny oboustranné záchranné výklenky ve vzdálenosti 25 m.

Úniková štola a šachta

Ve staničení 25,242.00 vlevo koleje č. 2 (pas č. 52) je zbudována úniková štola podkovitého tvaru o rozměrech 3,34 x 2,63 m, dlouhá 245,85 m, ukončena únikovou šachtou hloubky 12,6 m, profilu 6,35 x 6,45 m.

Ražba byla provedena NRTM. Primární ostění stříkaným betonem C16/20 vyztuženém příhradovými nosníky, svařovanými sítěmi kotvenými horninovými svorníky.

Izolace proti vodě je provedena projektovým systémem geotextilie a izolační folie PE. Geotextilie slouží jako mechanická ochrana a drenážní vrstva. Při levé straně štoly pode dnem je provedena drenáž ø 150 mm, uložena ve filtrbetonu osazená čistícími šachticemi a svedená do odvodňovací šachty tunelu.

Vnitřní trvalá obezdívka štoly z monolitického vyztuženého betonu C25/30 XC1, XF1. Štola je dělena na dvě části, přepouštěcí komoru a vlastní únikovou cestu, zakončenou šachtou. Přepouštěcí komora délky 16 m je vymezena protipožárními dveřmi na vstupu tunelu a na výstupu do další části štoly. Spád dna komory je 0,5%, dále ve štole je spád dna 10%.

V šachtě je umístěno ocelové schodiště. Šachta je uzavřena povrchovým kioskem. Stěny kiosku jsou z pálených cihel POROTHERM kruhového půdorysu, zastřešeného dřevěným krovem zaklopeným dřevěným bedněním oplechovaným pozinkovaným plechem. Ve stěně kiosku jsou osazeny dvoje výstupní dvoukřídlé ocelové dveře 160 x 210 cm.

V únikové štole při levé straně je zřízeno přetlakové větrání přepouštěcí komory potrubím ø315 mm a větrání zbylé části únikové štoly potrubím ø 500 mm.

Štola i šachta je osvětlena nouzovým osvětlením zapínaným otevřením vstupních dveří z tunelu. Otevřením vstupních dveří se rovněž uvede v činnost větrání vzduchotechnickým zařízením zajišťujícím přívod a přetlak čerstvého vzduchu.

Vnitřek Krasíkovského tunelu

Dokončovací práce

Kolem límce portálu je uložen odvodňovací žlab z prefabrikátů TBM 51-30 obložených v šířce 2m kamennou dlažbou do betonu lemovanou obrubníky. Nad dlažbou je svah vysvahován a zatravněn.

Odvodňovací žlab u portálu P1 je zaústěn do systému odvodnění příjezdové komunikace SO 51-18-05. U portálu P2 je sveden do šachtic, odtud do šachtic odvodnění mostu SO 51-19-02.

Střední tunelová stoka je svedena do odvodňovací šachtice u koleje č. 1. Příčný přechod stoky pod kolejí č. 1 je obetonován.

Po obou stranách tunelu jsou zřízena záchytná madla ve výšce 1,1 m nad pochozím chodníkem. Hrany záchytných výklenků a přibližovací pásy byly nabíleny, dále byly osazeny orientační tabulky s údaji vzdálenosti k portálu. Nad oběma portály jsou zřízeny protidotykové zábrany k prvkům troleje pod napětím. Orientační tabulky „Hydrant“ byly osazeny nad výklenky, ve kterých jsou umístěny vývody suchovodu.

4. Tatenický tunel

Název tunelu:	Tatenický tunel
Stavební označení:	Nový tunel Krasíkov 2, SO 51-21-02
Km:	25,984.65 – 26,128.00
Zhotovitel:	Subterra a.s.
Podzhotovitelé:	Metrostav a.s. – dobírka dna, betonáž dna a střední odvodňovací stoka
	Ekozis Zábřeh – terénní úpravy
	Carpi CZ Praha - izolace
Zhotovitel RD:	Metroprojekt Praha a.s.
Investor:	SŽDC, s.o., Stavební správa Olomouc
Délka tunelu:	143,35 m
Délka ražené části:	85,00 m
Délka hloubené části na vjezdu:	14,35 m
Délka hloubené části na výjezdu:	44,00 m

Popis stavby

Přípravné práce

Přípravné práce byly zahájeny dne 9.9.2002. Jednalo se o vytýčení záborů pozemku, odlesňování svahů, naložení a odvoz dříví, odběr a odvoz ornice mezideponii.

Hloubený úsek - těžení

Dne 8.10.2002 zahájeno odtěžování horniny z hloubené části portálu P1 po etapách dle schváleného TP. Odtěžené svahy byly zajišťovány vrstvou stříkaného betonu vyztuženého pletivem a svorníky SW a IBO. Nad profilem ražené části byl vytvořen deštník z mikropilot a jehel v počtu 48 (24 jehel + 24 mikropilot) a zřízena převázka z želbet.nosníku, kotveného SN kotvami délky 10m.

Dne 11.3.2003 zahájeno odtěžování hloubené části portálu P2 obdobným způsobem jako P1, tj. po etapách se současným zajišťováním odtěženého svahu stříkaným betonem sítí a svorníky SN a IBO. Ochranný deštník pro ražbu byl proveden

ze 48 mikropilot délky 10m, rovněž proveden převázkový nosník ze železobetonu kotvený kotvami délky 10m.

Ve svahu nad pasem č. 9, tj. ve staničení 26,079 až 26,084 vlevo, byla provedena zesilující železobetonová deska kotvená systémem kotev a svorníků do horniny i do železobetonové konstrukce primérní obezdívky pasu č. 9.

Vjezdový portál tatenického tunelu

Ražba a primární ostění

Ražený úsek tunelu dlouhý 85 m byl ražen v masivu tvořeném pískovci, prachosti a jílovci. Ražba je prováděna novou rakouskou tunelovací metodou NRTM, která je založena na principu redistribuce (snížení) tlaků horninového prostředí na výztuž tunelu, při cílevědomém využití deformací horniny a primární výztuže tunelu. Proto byl nezbytnou součástí prováděné technologie ražby tunelů NRTM geotechnický monitoring (soubor observačních měření a sledování) výrubu a horninového prostředí kolem výrubu, který poskytuje podklady pro zatřiďování výrubu do technologických tříd výrubu NRTM a také pro operativní upřesnění postupu ražení a stupně vystrojení výrubu ve skutečně zajištěných inženýrsko-geologických (geotechnických) poměrech v jednotlivých čelbách. Hornina byla zatříděna do třech technologických tříd výrubu (3,4,5a).

Geotechnickým monitoringem byly naměřeny konvergence výrubu vč.primárního ostění max. do 15 mm, průměrná konvergence v tunelu je 4,92mm. Inklinometrie vykázala hodnoty max 22 mm.

Primární ostění tvoří stříkaný beton B20 (C16/20) tl.250-350mm vyztužený příhradovými ocelovými oblouky BTX a svařovanými ocelovými sítěmi, ukotvenými horninovými svorníky, vše v množství potřebném pro zajištění záběru výrubu v mezích dané technologickou třídou výrubu. V místech nestabilního prostředí jsou předehnané jehly v závislosti na třídě výrubu a v množství určeném geotechnickým dozorem stavby. Podrobné údaje o množství výztužných prvků jsou obsahem záběrových listů.

Prorážka tunelu proběhla dne 19.5.2004.

V hloubené části P2 v délce 30 m bylo vytvořeno „ztracené bednění“ vnějšího profilu def.obezdívky,provedením „primerní“ obezdívky v tloušťce 400 mm, tvořeného stříkaným betonem C20/25 vyztuženými příhradovými rámy s oboustrannou sítí.

Izolace

Izolace tunelu je provedena jako mezilehlá mezi primárním ostěním a definitivním ostěním.

Izolační systém: - geotextilie gramáže 500g/m2 přikotvena k primérnímu ostění

- folie PE tl. 2,5mm se signální vrstvou přivařená na rondely

Spoje pasů izolace byly svařovány dvojitým svarem umožňujícím kontrolu těsnosti svarů. Stejná izolace byla použita i na izolaci portálů, kde navíc bylo použito ochranné vrstvy geotextilie a stř.beton tl. 70 mm. Izolace byla přikotvena k límci portálu nerezovým páskem.

Zřízení izolačního systému provedla firma Carpi CZ Praha

Definitivní ostění

Trvalé ostění v ražené části tunelu a v části hloubené portálu P2 (klenba a opěří) je z monolitického vyztuženého betonu tl. 350mm (tř.výrubu 3,4) nebo 550mm (tř.výrubu 5a). Byl použit beton C25/30 XC1, XF1. Betonáž byla prováděna do pojízdného ocelového bednění (bednícího vozu) vibrovaném přiložnými vibrátory. Základové pasy ostění jsou provedeny z betonu C30/37 3b.

Mezi primérní a sekundární obezdívkou na obou stranách tunelu nad základovými pasy leží pateční drenáž obetonována filtrbetonem s čistícími šachticemi po 50m.

Betonáž portálů byla prováděna do oboustranného systémového bednění MEVA o tl.600m v klenbě. Lícní plocha je opatřena sjednocujícím nátěrem.

Betonáž dna tunelu je provedena z betonu prostého C16/20-XO. Pod dnem tunelu prochází příčné svody z patečních drenáží zaústěné do čistících šachet střední tunelové stoky o průměru 400mm, která je obetonovaná filtrbetonem.

Na základových pasech v úrovni koleje je vytvořen na obou stranách pochozí betonový chodník, ve kterém je na obou stranách umístěn multikanál pro převedení kabelových vedení s přístupovými šachticemi po 50 m. V definitivním ostění jsou zabudovány chráničky pro elektrorozvody osvětlení a zásuvek a vývody pro měření bludných proudů. Osvětlení v tunelu se zapíná uzamykatelnými tlačítky na začátku a konci tunelu. V tunelu jsou zřízeny oboustranné záchranné výklenky ve vzdálenosti 25 m.

Dokončovací práce

Kolem límce portálu je uložen odvodňovací žlab z prefabrikátů TBM 51-30 obložených v šířce 2m kamennou dlažbou do betonu lemovanou obrubníky. Nad dlažbou je svah vysvahován a zatravněn.

Nad portálem P2 byla zřízena portálová zeď navazující na zárubní zeď, zajišťující svah vpravo u kol.č.1.Svah nad tímto portálem je upraven ve sklonu 1:1,7 a zasahuje do prostoru bývalé tratě.

Odvodňovací žlab u portálu P1 je zaústěn do systému odvodnění příjezdových a přístupových komunikací SO 51-18-04. U portálu P2 je sveden do podélných příkopů podél tratě, z prvků UCB.

Střední stoka tunelu je svedena do odvodňovacího příkopu vlevo u kol.č.2 u P2. Příčný přechod stoky pod kolejí č. 2 je obetonován.

Po obou stranách tunelu jsou zřízena záchytná madla ve výšce 1,1 m nad pochozím chodníkem. Hrany záchytných výklenků a přibližovací pásy byly nabíleny, dále byly osazeny orientační tabulky s údaji vzdálenosti k portálu. Nad oběma portály jsou zřízeny protidotykové zábrany k prvkům troleje pod napětím.

5. Krasíkovský a Tatenický tunel

Železniční spodek

Oba výše uvedené tunely jsou zřízeny bez konstrukčních vrstev železničního spodku. Podklad železničního svršku tvoří dno tunelu z vrstvy betonu o tloušťce 200 mm provedené po dobírce dna tunelu. Před betonáží desky byly prováděny zatěžovací zkoušky.

Železniční svršek

Traťová kolej v celém úseku je zřízena svrškem UIC 60 na příčných betonových pražcích APP 13-19 B-91 S/1 vystrojených s upevněním Vossloh. Rozdělení pražců 600 mm. Celý úsek je proveden jako bezstyková kolej

Štěrkové lože má tl.35 cm pod ložnou (= spodní) plochou pražce a je z přírodního drceného hutného kameniva KI 32-63 mm.

Měření světlých profilů tunelu

Po provedení primární obezdívky bylo provedeno zaměření světlého profilu. Měřením bylo potvrzeno dodržení projektovaného profilu. Další měření světlého profilu bylo provedeno po vybetonování definitivního ostění. Následující měření bylo měření GPK koleje č.1. Obě měření byla vyhodnocena vzájemně s tím, že prostorová průchodnost v tunelech je dodržena. Tunely vyhovují světlému tunelovému průřezu dle ČSN 73 7508 s pojistným prostorem 300 mm.

Elektročást

V tunelech je trakční vedení zavěšeno na konzolách typu SIK, uchyceného ke klenbě tunelu pomocí lepených kotev svorníky M 16 a M 12 včetně zesilovacího vedení a ukolejňovacího lana.

Kabelová vedení pro rozvody nn, osvětlení, zabezpečovací a sdělovací zařízení jsou vedena po obou stranách tunelového tubusu pod pochozími stezkami v multikanálech s protahovacími šachtami.

Osvětlení je realizováno zářivkovým osvětlením, které je rozděleno na pracovní osvětlení a nouzové osvětlení, aby bylo zajištěno osvětlení únikových cest i v případě výpadku el.energie. Samostatnou částí je osvětlení a větrání únikové štoly, která je situována zhruba uprostřed tunelu 1. Napájení je provedeno ze zálohovaného napájecího zdroje.

6. Závěr

Krasíkovský a Tatenický tunel představují ojedinělý a zajímavý, zároveň však i technicky velmi náročný projekt. Zkušená tunelářská společnost Subterra a.s. zvládla spolu se svým hlavním podzhotovitelem firmou Metrostav a. s. výstavbu a koordinaci navazujících prací na výbornou. To vše v souladu se schváleným harmonogramem postupu prací a k plné spokojenosti investora i budoucího uživatele.

Geotechnické rizikové faktory výstavby hlubokého zářezu a tunelu v úseku přeložky trati Třebovice – Rudoltice

RNDr. František Kresta, Stavební geologie – Geotechnika a.s., pracoviště Ostrava

Traťový úsek Třebovice – Rudoltice patří k z geotechnického hlediska k nejsložitějším úsekům železničních tratí v České republice. Objemové změny bobtnavých jílů způsobily v minulosti destrukci třebovického tunelu. Příspěvek analyzuje geotechnické rizikové faktory ("hazards") stavby hlubokého zářezu a tunelu, který je realizován v rámci schválené změny trasy. Nejdůležitější geotechnické rizikové faktory výstavby v zájmovém úseku jsou : přítomnost objemově nestálých (bobtnavých) jílů, které budou dotčeny výstavbou, zvodnělé písky v nadloží bobtnavých jílů, vliv dekonsolidace (odtěžení velkého objemu hmot bez adekvátní kompenzace), křížení se stávajícím třebovickým tunelem.

1. Úvod

Traťový úsek Třebovice – Rudoltice patří k z geotechnického hlediska k nejsložitějším úsekům železničních tratí v České republice. Vážné komplikace a problémy v této oblasti způsobují bobtnavé, vysoce plastické jíly. Působením těchto jílů došlo k destrukci třebovického tunelu, který zde byl vybudován letech 1842-1845.

Třebovický tunel patřil v době své výstavby (1842-1845) k nejnáročnějším tunelovým stavbách v Evropě. Hlavní příčinou byly mechanické vlastnosti neogenních, vysoce plastických jílů, které obsahovaly zvláště ve východní části zvodnělé písčité polohy.

Ražbou tunelu se narušila rovnováha v horninovém masivu. Vysoce plastické jíly s vysokými obsahy organických látek začaly po dotaci vodou (z písčitých poloh i z povrchu) silně bobtnat a rozbřídat. Bobtnací tlaky negativně ovlivňovaly dočasnou obezdívku tunelu.

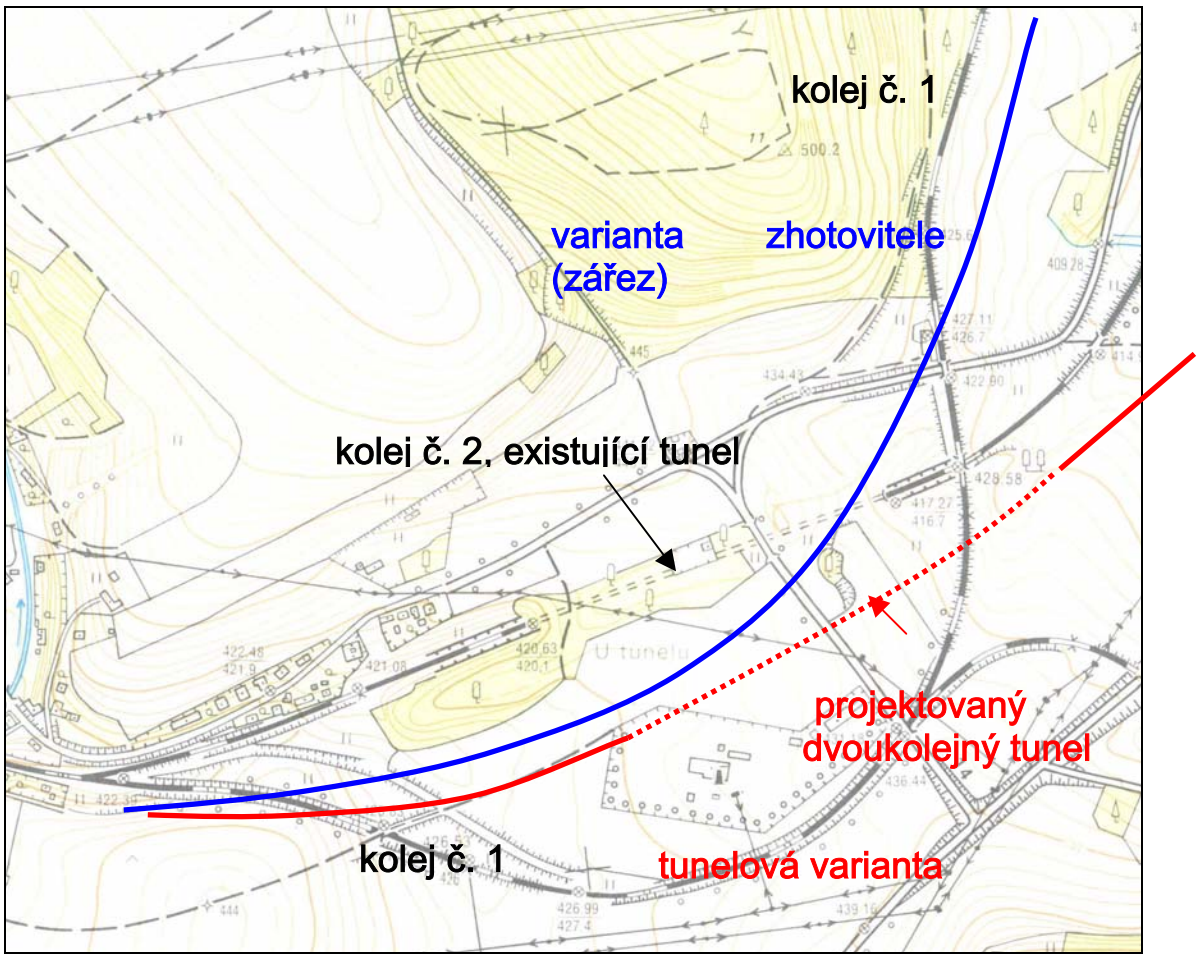
Problémy se objevily ihned po zahájení stavby (2.11.1842), kdy bylo vyhloubeno sedm šachet v ose tunelu (5 výtěžných a 2 vstupní) a byla zahájena ražba štol z obou stran. V důsledku vysokých bobtnacích tlaků docházelo k častým destrukcím pažení a ke změnám geometrie štol a šachet. Postup výstavby byl velmi pomalý a mnohdy se jen obtížně dosahovalo původního stavu po odtěžení průvalů nabobtnalých jílů se zvodnělými písky. Silné deště v létě 1843 způsobily zatopení všech důlních prostor a zavalení všech štol. V té době se uvažovalo o opuštění tunelu a zřízení nové trasy. I přes výrazné potíže byl tunel 2.6.1845 uveden do provozu. Náklady narostly oproti předpokladům ze 188000 zlatých na více než 1 milión zlatých.

Avšak brzy po dokončení stavby se začaly objevovat vážné závady v tunelové obezdívce (pískovec). Docházelo k vtlačování obezdívky do tunelu a snižování horní klenby. Tunel musel být přestavěn na jednokolejný. V roce 1866 byl tunel pro poruchy opuštěn a trasa vedena po povrchu (dnešní kolej č. 2).

Oprava opuštěného tunelu vložením nové tunelové trouby z frýdberské žuly byla dokončena po velkých obtížích (průměrný denní postup činil 30 mm!) v polovině roku 1932. Při rekonstrukci bylo zjištěno zavalení větší části tunelu a navíc sedm nálevkovitých propadlin nad tunelem zaplněných vodou. Propadliny byly zaváženy vytěženým materiálem z tunelu a některé z nich byly znovu při rekonstrukci nafárány. Největší obtíže s propadlinami byly popsány v pasech 15-18, 22-24 a 40-42. Od dokončení opravy v r. 1932 slouží jednokolejný tunel do dnešních dnů (Borovský 1994).

V rámci modernizace tohoto traťového úseku byl v původní projektové dokumentaci navržen nový dvoukolejný tunel situovaný cca 100 m jižně od dnešního jednokolejného tunelu. Zhotovitel však předložil alternativní variantu, která kdy dvoukolejný tunel

nahrazuje hlubokým zářezem a eko-tunelem. Tato varianta byla schválena SŽDC s.o. a nyní probíhá její realizace. Přehledně jsou obě varianty zobrazeny na obrázku 1.



Obr. 1 Přehledná situace

2. Geologická situace

V širším okolí zájmového prostoru se stýkají sedimentární horniny svrchní křídy (spodnoturonské spongilitické slínovce, slinité a vápnité spongility, prachovce a vápnité pískovce) a neogénu karpatské předhlubně (vysoce plastické jíly tuhé až pevné). Mocnost neogénu se udává 170 m. V archivním vrtu A11 (cca 400 m jižně od zájmového prostoru) hlubokém 80.0 m nebyly do konečné hloubky vrtu křídové horniny ověřeny. Rozhraní mezi neogenními jíly a křídovými horninami je tektonické a je morfologicky patrné z terénu. Křídové horniny byly zlomově porušeny v závěru alpinského vrásnění (štýrská fáze), došlo k jejich poklesu a v miocénu k zalití mořem karpatské předhlubně.

Miocénní jíly jsou proměnlivě písčité a obsahují zejména ve východní části projektované přeložky trati písčité vložky a laminy. Západně od evropského rozvodí je svrchní poloha jílů velmi bohatá na organické látky.

V nadloží neogenních jílů se nacházejí kvartérní uloženiny – písky, posléze jíly a hlíny s variabilním podílem úlomků křídových hornin. Svahy okolních kopců jsou pokryty deluviálními uloženinami, které jsou budovány odspodu hlinitokamenitými sutěmi a deluviálními hlínami s úlomky křídových hornin.

Terén byl významně modelován výstavbou třebovického tunelu a posléze jeho opravou a výstavbou vlastní železniční trati. V terénu jsou patrné četné akumulace navážek

tvořených vytěženými horninami a zeminami, které se podstatně neliší od okolních zemin v přirozeném uložení.

Hydrogeologické poměry jsou z regionálního hlediska jednoduché. Neogenní jíly jsou nepropustné a tvoří přirozený izolátor. Písčité polohy v neogenních jílech vykazují pouze statické zásoby podzemní vody. Kvartérní písčité zeminy představují kolektory s průlinovou propustností. Úroveň kvartérní zvodně velice kolísá v závislosti na srážkách.

V bezprostředním okolí stávajícího tunelu působí jako drén se šikmou bází tunelová trouba (západní portál 420 m.n.m, východní portál 417 m.n.m.). Rovněž je nutno upozornit na významné porušení horninového masivu v okolí tunelu při jeho výstavbě, následných poruchách a přestavbě.

3. Geotechnická rizika

Základními geotechnickými rizikovými faktory výstavby zářezu a tunelu v km 7.330-8.210 jsou:

- výskyt objemově nestálých, bobtnavých miocénní jílů
- zvodnění kvartérních písků v nadloží
- odtěžení velkého objemu zeminy bez budoucí náhrady
- přechod zářezu nad stávajícím tunelem

Bobtnavé miocénní jíly

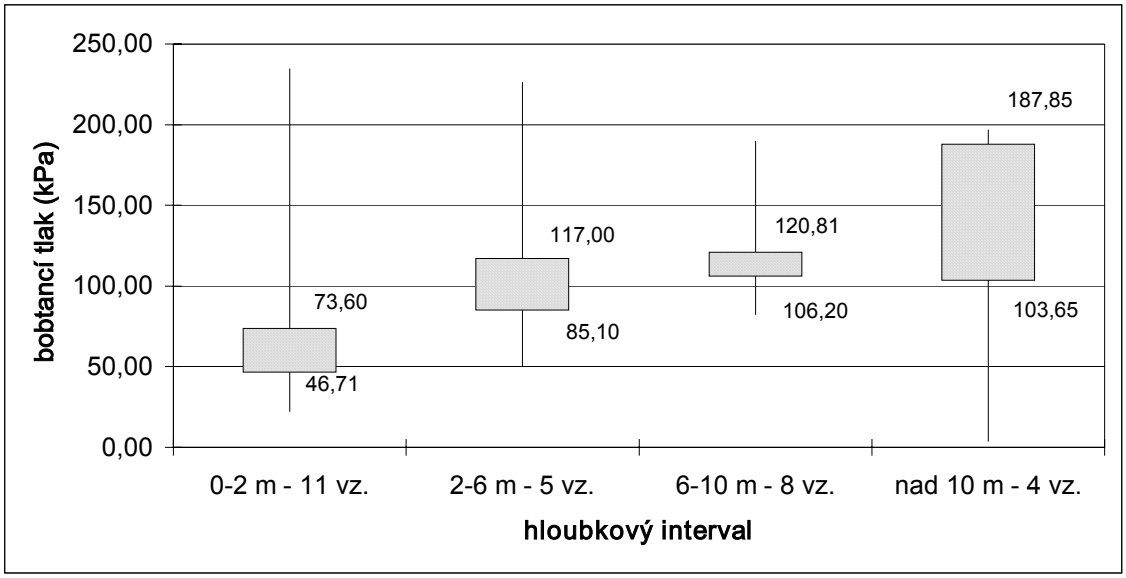
Miocénní jíly s vysokou plasticitou (F8 CV, CE) představují nejvýznamnější geotechnický rizikový faktor. Objemově nestálé, bobtnavé jíly způsobily vážné problémy při výstavbě stávajícího tunelu v 19.století a komplikovaly rovněž jeho přestavbu ve 30.letech století dvacátého. Při obnažení těchto zemin dochází k jejich degradaci povětrnostními vlivy, především srážkami. Navíc je nutno uvažovat přítok vody z nadložních písčitých zemin.

V úseku km 7.300-7.800 obsahují tyto jíly vysoký podíl organických látek (index organických látek dosahoval až 7.35%). Povrch miocénních jílů byl v minulosti erodován a z podélného řezu jsou v něm patrné dvě výrazné deprese (v km 7.620-7.660 a km 7.680-7.800). Jedná se zeminy nepropustné, jejichž koeficient propustnosti dosahuje velikosti $k_f = n.10^{-11}$ $m.s^{-1}$.

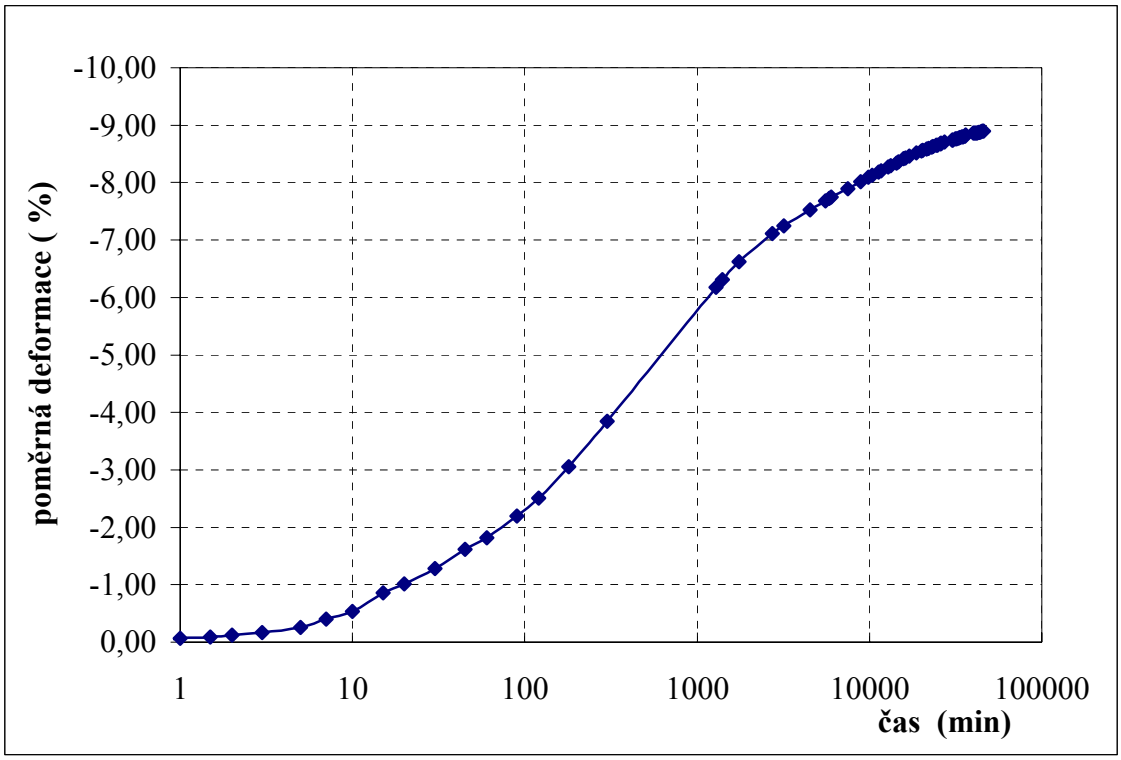
Pro posouzení závislosti velikosti hodnot bobtnacího tlaku a bobtnavosti na hloubce vzorku byla zvolena robustní analýza. Vzorky byly rozděleny do podsouborů v závislosti na vzdálenosti od rozhraní kvartér – miocén. Cílem bylo ověřit, zda existuje nějaká prokazatelná závislost uvedených fyzikálně-mechanických vlastností na hloubce uložení.

Výsledky jsou názorně prezentovány na obrázku 2. Pro názornost byly použity krabicové grafy, kdy spodní a horní okraj “krabice“ odpovídá hodnotě spodního a horního kvartilu (25% a 75% percentil).

U souboru hodnot bobtnacího tlaku je patrný růst hodnot s hloubkou. Bobtnání je dlouhodobý proces, což potvrzují výsledky sledování objemových změn v čase. Průběh všech křivek je velmi podobný, avšak k ustálení dochází velmi pomalu (viz obrázek 3).



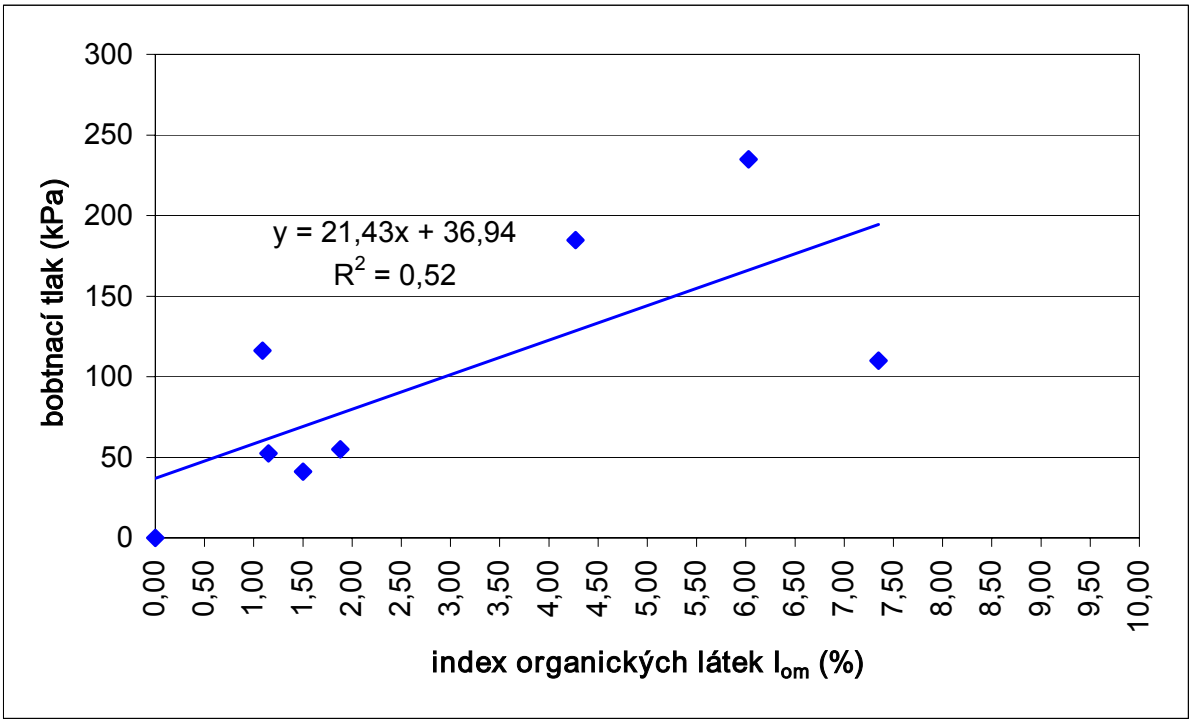
Obr. 2 Robustní analýza vzorků miocénních jílů – hodnoty bobtnacího tlaku v závislosti na hloubkovém intervalu od rozhraní kvartér – miocén



Obr. 3 Vzorek miocénních jílů – J207 (11.7-11.9 m) – vývoj poměrné deformace v čase

Příčina bobtnání miocénních jílů nebyla dosud jednoznačně zjištěna. Jíly neobsahují objemově nestálé minerály skupiny montmorillonitu. Jsme toho názoru, že bobtnání výrazně ovlivňuje obsah organické hmoty.

Na obrázku 4 je znázorněna závislost hodnot bobtnacího tlaku na obsahu organických látek. Lze konstatovat, že s rostoucím obsahem organických látek roste i hodnota bobtnacího tlaku, třebaže koeficient korelace činí pouze 0.52.



Obr. 4 Závislost hodnot bobtnacího tlaku na obsahu organických látek ve vzorku

Zvodnění kvartérních písků v nadloží

Zvodnění kvartérních písčitých sedimentů v nadloží miocénních jílů bude negativně ovlivňovat vlastnosti jílů v podloží, jak bylo popsáno výše.

Z výsledků matematického modelování vyplývá velmi vysoké geotechnické riziko z hlediska dlouhodobé stability, kterým je výška hladiny podzemní vody a její kolísání. Pokud v průběhu roku dochází k jejímu kolísání, např. vlivem srážek, případné zvýšení hladiny vody až na úroveň horní projektované lavice (extrémní situace) má za následek snížení rozhodujících dlouhodobých stupňů stability o 30 - 40 %. Tento fakt podporuje nutnost zavedení technických opatření k zajištění dlouhodobé stability díla, která budou doplněna kvalitním odvodňovacím systémem u paty zářezu i na jeho koruně.

Odtěžení velkého objemu zeminy bez budoucí náhrady

Po odtěžení velkých kubatur zeminy ze zářezu vznikne značný deficit normálového napětí, který je zdrojem dalších dlouhodobých stabilitních problémů (snižování efektivního napětí, generace značných negativních pórových tlaků, vznik trhlin v podložních jílech s následnou zpětnou saturací způsobující degradaci těchto jílů). Důsledkem těchto jevů je nutnost opakované úpravy geometrické polohy koleje.

Přechod zářezu nad stávajícím tunelem

Významné riziko při výstavbě zářezu představuje přechod zářezu nad stávajícím třebovickým tunelem, jehož obezdívka se nachází v km 7.725 cca 4 m pod niveletou koleje projektovaného zářezu. Podle výsledků průzkumu Geotestu (Pavlík 1998) nebyla sice ověřena existence průvalů nebo dutin za obezdívkou tunelu v území tunelem ovlivněným, ale možnost jejich výskytu nebyla vyvrácena. Vzhledem k četnosti dutin a průvalů v ostatních úsecích tunelu, existuje i zde pravděpodobnost jejich výskytu, která definuje nemalé riziko pro výstavbu zářezu.

Výskyt nehomogenního prostředí v okolí tunelu může komplikovat vlastní výstavbu, avšak bez technických opatření nelze s podzemní dutinou (tunelem) pod zářezem uvažovat o dlouhodobě stabilní konstrukci.

4. Závěry

Stavba přeložky trati v úseku Třebovice – Rudoltice patří k nejsložitějším úsekům na II.koridoru. Pro eliminaci geotechnických rizikových faktorů sou navržena technická opatření (podzemní stěny, pilotové zdi, kotvy, odvodňovací vrty, zaplnění stávajícího tunelu), která jsou postupně budována.

Pro kontrolu předpokladů projektu ve velmi složitých geotechnických podmínkách je navržen systém komplexního monitoringu, který je průběžně budován a vyhodnocován podle postupu stavby.

Doufám, že popsaná geotechnické rizikové faktory budou eliminovány a že stavební objekty na přeložce trati mezi Třebovicemi a Rudolticemi nepostihne stejný osud jako starý třebovický tunel.

5. Literatura

Borovský K. (1994) : Třebovický tunel na trati Olomouc – Praha.- Tunel, roč. 25. ,č.1, str. 25-27.

Jefferson I., Murray E.J., Faragher E., Fleming P.R. (2001): Problematic soils. Thomas Telford Publishing London.

Kresta F. – Sekyra Z. (2002) : ČD, DDC Optimalizace trati Krasíkov – Česká Třebová. Změna trasy v úseku Rudoltice – Třebovice. Geotechnická analýza rizik. Zářez km 7.330-8.210.- MS Stavební geologie – Geotechnika a.s.

Kresta F. (2003a) : Re-alignment of railway track Třebovice – Rudoltice (Czech republic), tunnel or open cut, analysis of geotechnical hazards. Railway Engineering 2003, London

Kresta F. (2003b) : ČD, DDC Optimalizace trati Krasíkov – Česká Třebová. Změna trasy v úseku Rudoltice – Třebovice. Ověření receptury zlepšování a určení parametrů zlepšených miocénních jílů.- MS Stavební geologie – Geotechnika a.s.

Kresta F. (2004) : Expansive clays in track subgrade in deep cut (section Třebovice – Rudoltice, Czech republic).- Railway Engineering 2004, London.

Lambe W. T. - Whitman R. V. (1976): Soil Mechanics. Wiley Eastern, New Delhi.

Pavlík J. (1998) : Provedení geotechnického a stavebně-technického průzkumu třebovického a tatenického tunelu v rámci stavby ČD, DDC Modernizace trati Krasíkov – Česká Třebová, Třebovický tunel, podrobný geotechnický a stavebně technický průzkum.- GeoTEST Brno a.s.

Tomášek J. et al. (1996) : ČD, DDC Krasíkov – Česká Třebová, závěrečná zpráva geotechnického průzkumu trati.- MS SGS Středočeská geologická s.r.o.

Oprava mostu v Ostrově nad Ohří v km 170,992 trati Chomutov - Cheb

Ing. Hejlová Blanka, Kuruc Jiří, ČD, a.s., SDC Karlovy Vary, Správa mostů a tunelů

Stavebním záměrem bylo odstranění nevyhovujícího stavu mostního objektu před dokončením stavby „Elektrizace trati Kadaň - Karlovy Vary". Oprava mostu nebyla do této stavby zařazena, protože most vyhovoval svojí přechodností i prostorovou průchodností požadavkům investora. Oprava spočívala v obnově systému vodotěsné izolace a ošetření uchycení mostních říms z montovaných konzol typu KO-1, které vykazovaly směrové i výškové poklesy. Zároveň byla provedena sanace nosné konstrukce a spodní stavby.

Obr. 1 Pohled zleva

Historie mostního objektu

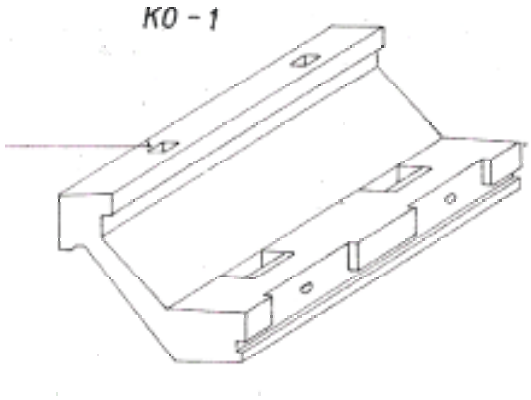
Původní most byl v km 171, 007. Ocelová konstrukce plnostěnná s rozpětím hlavního nosníku 8, 2 m měla nevyhovující podjezdnou výšku a docházelo k častým nárazům silničních vozidel. Z tohoto důvodu a plánované stavby komunikace I/13 došlo k přestavbě mostu v roce 1975. Navržená nová ocelová konstrukce byla zamítnuta a zvolena železobetonová se zabetonovanými nosníky (I č. 50) o pěti polích.

Rekonstrukce mostu se stala součástí stavby ,, Přeložka silnice Lesov – Ostrov I/13". Investorem byl KIO Plzeň a stavbu projekčně zpracovaly a dodaly SSŽ Praha.

Problémy při výstavbě: Po zhotovení pilířů pro 1. pole se vyjmulo MP a přemístilo do další polohy a na dokončené podpěry se osadila nová nosná konstrukce. Ve stejném časovém údobí se provádělo prohloubení koryta nedalekého potoka a převedení vodoteče do nového propustku poblíž mostu. Tyto práce měly za následek snížení hladiny spodní vody o cca 2 m. V průběhu provádění těchto prací bylo zjištěno naklánění pilířů na dokončené a již pojížděné části mostu a jejich poklesy, došlo k odchýlení pilířů od osy žel. trati na vnější i vnitřní straně a tím se zvětšila podélná spára mezi nosníky. Vzniklá situace byla okamžitě řešena a bylo navrženo zajištění stability pilířů. Hlavy pilířů byly speciálními hlavicemi sepnuty a zajištěny páskovým železem. Dále bylo navrženo pro stabilizaci pilířů vytvořit železobetonu stěnu mezi pilotami stavebních pilířů tak, aby výztuž převzala veškeré vodorovné i smykové síly. Základová spára byla zpevněna řadou mikropilot.

Z uvedeného popisu výstavby je zřejmé, že již při přejímce nové konstrukcece byly známy její nedostatky, které nezajišťovaly požadovanou životnost železničního mostu.

Obr. 2 Pohled na levou stranu



Obr. 3 Konzola KO – 1

Popis nosné konstrukce nového mostu

Dvoukolejný železobetonový most ze zabetonovaných válcovaných nosníků I č. 50, v krajních polích použity vál. nosníky I č. 34. Jedná se o most s průběžným kolejovým ložem o pěti otvorech, které překonávají postupně volný terén, účelovou komunikaci, silnici I/13 z Karlových Varů do Ostrova (dva otvory) a opět volný terén. Nejvyšší podjezdná výška 5, 42 m je nad silnicí I/13. Most ve své délce 56, 85 m kopíruje pravý směrový oblouk o poloměru 459 m s převýšením 111 mm v 1. TK a 112 v 2. TK. Šířka mostu je 9, 90 m. Most byl navržen pro zatěžovací vlak A dle ČSN 73 6203.

Důvod opravy mostu

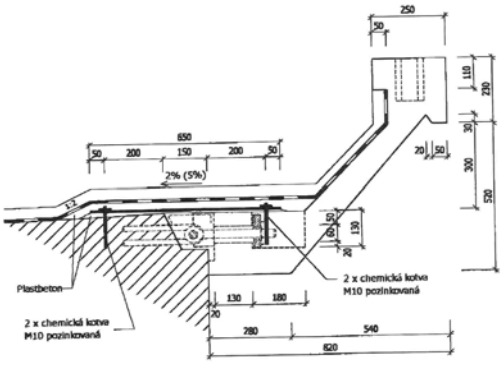
Výsledky podrobných prohlídek upozorňovaly na stále zhoršující se stavební stav mostu, zejména na nefunkčnost systému vodotěsné izolace, pokles mostních říms z montovaných konzol a nemožnosti kontroly jejich zavěšení, zhoršující se koroze dolních pásnic nosníků a opadávající betonový nástřik spodní stavby, který nad silnicí I. třídy znamenal potenciální riziko.

Pro stanovení rozsahu opravy uchycení konzol k nosné konstrukci byla provedena sonda u krajní konzoly, která vykazovala největší pokles. Při nefunkčnosti SVI došlo v průběhu 29ti let k zeslabení spoje. Oslovení projektanti se shodli jednoznačně na vybudování nových říms, což by obnášelo nejen delší dobu výluky, ale hlavně výrazně větší finanční náklady. Nakonec byla zvolena tzv. „zlatá střední cesta“. Obnažená a oslabená výztuž v místě porušeného zalití spojů měla být ošetřena a spoj zajištěn pomocí chemických kotev.

Průběh opravy mostu

Investor:	ČD a. s., SDC Karlovy Vary
Zhotovitel:	Chládek & Tintěra, a. s., Litoměřice
Projektant:	Ing. Roman Šafář
Termín provedení:	květen až červen 2004, obnova SVI ve výluce koleje, ošetření uchycení konzol
	červenec až říjen 2004, sanace nosné kce a spodní stavby při uzavírce komunikace I /13

Obr. 4 Uchycení konzol. říms



Obr. 5 zajištění říms chem. kotvami

(patrný úbytek materiálu při nefunkčnosti SVI)

Ve výluce vždy jedné koleje došlo k odtěžení železničního svršku na nosnou konstrukci a odstranění stávající vodotěsné izolace. Souběžně došlo k zajištění provozované koleje. Byly obnaženy šroubové spoje konzol v místech, kde bylo porušeno zalití spoje vlivem nefunkčnosti vodotěsné izolace a nevhodnosti zavěšení konzoly nad pilířem.

Celkem u pěti konzol bylo provedeno zpevnění ocelovým plechem tl. 8 mm uchyceným čtyřmi chemickými kotvami M 10. Před položením izolace došlo k úpravě nerovností nosné konstrukce a byl proveden penetračně adhezní nátěr Siplast Primer. Vzhledem k typu konstrukce byla zvolena plnoplošně natavovaná izolace Mistral C. Ochranná vrstva byla betonová deska tloušťky 50 mm ztužená Kari sítí. Za rubem opěr byla izolace plovoucí Teranap 431 TP se spádem za rovnoběžná křídla. Systém odvodnění byl zachován podle původního projektu – dva podélné žlaby v ose kolejí se svislými svody u krajních pilířů. Původní žlaby byly nahrazeny novými z titanzinku šířky 200 mm.

Obr. 6 Styk příčné a podélné spáry

Obr. 7 Spára mezi konzolami

Obr. 8 Podélná odvodňovací spára

Obr. 9 Provádění SVI

Obr. 10 Ochrana SVI

Po ukončení nepřetržitých výluk proběhla sanace spodní stavby mostu. Sanační materiál byl zvolen od firmy Redrock Construction, s. r. o., materiálů řady Permapatch. Práce probíhaly po jednotlivých polích podle uzávěry komunikace. Stávající povrch byl tryskán křemičitým pískem a ocelové části (výpažnice pilířů, pásnice zabetonovaných nosníku) byly ošetřeny čtyřvrstvým systémem ONS14 FEIDAL v celkové tloušťce 280 µm. Betonové části byly sanovány v následujících krocích:

Obr. 11 Sanace

Obr. 12 Sanace

<u>Příprava podkladu</u>*:* sanovaná místa byla pečlivě připravena pro aplikaci (odstraněn narušený beton; odstraněny povrchové úpravy - nátěry, kontaminace; obnažená zkorodovaná výztuž byla očištěna)

<u>Očištění výztuže:</u> veškerá odhalená výztuž byla pečlivě očištěna od koroze pískováním.

<u>Ochrana výztuže nátěrem</u>*:* bezprostředně po otryskání byla obnažená výztuž ošetřena nátěrem proti korozi MONOZINC./Nitoprime Zincrich/.

<u>Vlastní reprofilace sanační maltou</u>*:* sanační směsi Permapatch byly namíchány přesně podle stanovených poměrů.

<u>Ošetření ochranou emulzí proti odpařování</u>*:* po zavadnutí byla opravovaná místa ochráněna proti prvotnímu náhlému odpařování ochranou emulzí Permapatch CURE.

<u>Ochrana nátěry</u>*:* celá konstrukce byla po opravě sanačními maltami ochráněna systémem nátěrů Dekguard, který splňuje požadavky difůzí pro CO_2 a H_2O.

Na závěr byla provedena protikorozní ochrana zábradlí rovněž ochranným systémem FEIDAL.

Obr. 13 Nový stav

Závěr

Počáteční obavy a zpochybnění držebnosti konzol v přípravné dokumentaci stavby „Elektrizace Kadaň – Karlovy Vary“ se naštěstí při opravě mostu vyvrátily. Nerovnosti říms byly s největší pravděpodobností již z doby výstavby objektu. Uchycení konzol bylo ve většině případů neporušené, větší problém při obnově SVI způsobovala nevstřícnost spár podélných a příčných mezi konstrukcemi a spar mezi konzolami.

Závěrem lze konstatovat, že významný podíl na kvalitě dokončeného a přejímaného díla má již stavebně geologický průzkum a především mravenčí práce technického dozoru investora při výstavbě a opravách mostních objektů.

Mosty Seifertova ulice, II. etapa

Ing. Jan Duška, Ing. Jiří Peřina, Stavby silnic a železnic a.s., závod Řevnice

Ing. Karel Štěrba, SUDOP PRAHA a.s.

Ing. František Šťovíček, Generální ředitelství, ČD, a.s., OMT

V roce 2004 byla realizována II. etapa rekonstrukce mostů Seifertova ulice, tj. snesení stávajících nevyhovujících ocelových konstrukcí, realizace nové mostní konstrukce, rozšíření Seifertovy ulice a rekonstrukce tramvajové trati. Konstrukce mostu je železobetonový rám s deskou se zabetonovanými ocelovými nosníky.

Původní situace

Mosty Seifertova ulice jsou na zhlaví Pražského hlavního nádraží a převádějí železniční trať přes Seifertovu ulici – městskou komunikaci s tramvajovou dvoukolejnou tratí a s chodníky. Původní mosty byly staré ocelové příhradové konstrukce, ze začátku minulého století a ve velmi špatném stavu. Pod mosty byla nevyhovující podjezdná výška, šířka Seifertovy ulice nevyhovovala současným dopravním nárokům a estetické působení tohoto zákoutí v bezprostřední blízkosti Pražského centra bylo velmi neuspokojivé.

V roce 2001-2002 proběhla první etapa rekonstrukce mostů, náhrada mostů „spodních“ (mostů blíže křižovatky Bulhar), druhá etapa pak zahrnovala nahrazení „horních“ mostů, lávku pro pěší nad Seifertovou ulicí, rekonstrukci Seifertovy ulice – rozšíření a zahloubení, rekonstrukci tramvajové trati, rekonstrukci a přeložky sítí. Tento příspěvek se nebude zabývat celou stavbou, ale pouze samotnou polovinou železničního mostu.

Obr. 1 Demontáž starých mostů

Celková koncepce mostu

Celková koncepce mostu vyplývala z následujících požadavků:

- půdorysná dispozice mostu odpovídající optimalizované poloze kolejí a výhledově navazující na řešení Nového spojení
- minimální stavební výška omezující nutnost zahloubení Seifertovy ulice
- umístění mostu do architektonicky exponované lokality centra Prahy, nároky na estetické kvality a lidské měřítko dimenzí mostu, nenáročnost údržby, odolnost vandalskému poškození
- maximální omezení výluk tratí ČD na mostě a tramvajového a pěšího provozu pod mostem

Obr. 2 Přeložka tramvajové trati

Šířka mostu je 25,51 m II. etapa, celková šířka je pak 58,53 m. Světlost komunikace včetně chodníků je 28,0 metrů (oboustranný chodník, 1 jízdní pruh pro směr vzhůru na Žižkov, 2 jízdní pruhy pro směr dolů ke křižovatce Bulhar, dvoukolejná tramvajová trať na zvýšeném tělese). Kolejové lože je průběžné, železniční svršek je S49. Z navržených variant byla jako optimální zvolena varianta, kdy je nosná konstrukce tvořena železobetonovým rámem s deskou se zabetonovanými ocelovými nosníky. Most je založen na vrtaných pilotách vetknutých do horninového podloží.

Stojky rámové konstrukce jsou železobetonové svislé stěny, pro zajištění rámového působení konstrukce jsou za stojkami svislé tažené stěny, které spojují převislý konec nosné konstrukce s místem vetknutí rámové stojky do základového bloku.

Nosná deska je spřažená ocelobetonová se zabetonovanými ocelovými nosníky o rozpětí 29,3 m. Konstrukční výška uprostřed 0,90 m představuje 1/32,5 rozpětí nebo 1/31 světlosti (světlá šířka je 28,0 m). Tvar dolní pásnice je obloukový o poloměru 223,0 m, horní pásnice kopíruje střechovitý spád mostu od středu k opěrám. Nosníky jsou svařované s výrazně proměnnou šířkou pásnic. Betonová deska je monolitická prováděná při lokálním podepření bez skruže. Beton je použit C 30/37 3a (XF2), betonářská výztuž 10 505 (R).

Konstrukce lávky pro pěší je totožná s konstrukcí železničního mostu, je však méně namáhaná a tedy jednodušeji vyztužená a samostatná.

Realizace

II. etapa mostů Seifertova ulice byla realizována sdružením „mosty Seifertova II“, účastníci SSŽ a.s. a Skanska ŽS a.s.. Realizace probíhala v termínu duben 2003 až prosinec 2004, přičemž se podařilo přes veškerá úskalí stavby ve stísněných podmínkách centra Prahy uvedení do provozu silniční komunikace o 2 měsíce, tramvajové trati o 3 měsíce dříve.

Rámové stojky

Vzhledem k tomu, že jsou stojky velmi silně vyztužené, bylo nutno při betonáži použít samohutnitelný beton. Betonovalo se plnícími otvory v bednění, kde byl beton tlačen „zespodu“, vzhledem k výšce stojek byly plnící otvory po výšce ve dvou úrovních. Výztuž vytažená ze stěn do horní desky musela být osazena s přesností na mm (výztuž ∅ 40 mm není možno přihýbat), neboť mezera mezi pruty byla přesně vymezena pro šířku dolní pásnice svařovaných ocelových nosníků.

Ocelobetonová deska

Nosníky mají proměnnou výšku – 790 až 1090 mm, mají různé tloušťky plechu stěn a pásnic podle průběhu vnitřních sil, délka nosníku je 37,50 m, hmotnost 15,04 tuny. Ve stěnách nosníku byly provedeny otvory ∅50 mm pro protažení příčné betonářské výztuže. Protahování příčné výztuže bylo jednou z velmi problematických operací, provádělo se v nočních výlukách tramvajového provozu a při vypnuté troleji z plošiny na servisním kolejovém vozidle. Betonová deska byla betonována ve více etapách, úprava pracovních spár se prováděla B-systémem.

Obr. 3 Montáž ocelových nosníků

Zatěžovací zkouška

Statická zatěžovací zkouška se prováděla v rámci hlavní prohlídky mostu. Na zatěžovací zkoušku byly použity 4 historické parní lokomotivy, které potvrdily velikou tuhost těchto konstrukcí.

Obr. 4 Zatěžovací zkouška – celkový pohled

Oprava mostu v Bechyni ev. č. 122-008

Ing. Gabriela Šoukalová, Ing. Vlastimil Schovajsa,

FIRESTA – Fišer, rekonstrukce, stavby a.s.

Úvodem

Nad hlubokým údolím řeky Lužnice, v městě Bechyni se klene železobetonový obloukový most. Patří k velmi malé skupině sdružených mostů, které převádějí silniční i železniční provoz. Jde o unikátní mostní dílo z roku 1928.

Byl stavěn v době, kdy nebyly k dispozici vibrátory pro hutnění směsi, nebyly plastifikační přísady do betonu a jediným materiálem pro bednění a skruž bylo dřevo. A přesto se zrodilo velkolepé mostní dílo, které si vzhledem k technickým možnostem stavařů v době jeho zrodu zaslouží úctu a obdiv. Místní obyvatelé ho nazývají duhový most.

Historie mostu

Od dvacátých let minulého století se stále naléhavěji projevovala v Bechyni potřeba nového spojení obou břehů řeky. Starý železný most v Zářečí již nevyhovoval vzrůstající potřebě dopravy a průmyslu. A tak bylo 11. září 1924 zadáno Ing. dr. E. Viktorovi vypracování detailního projektu mostu s prodloužením elektrické dráhy přes nový most do města. Na stavbě bylo zaměstnáno na 400 osob. Dodnes budí úžas rychlý a plynulý postup stavby. Stavba byla zadána koncem roku 1925. S přípravnými pracemi bylo započato v květnu 1926, obloukové pasy byly i se ztužidly vybetonovány do začátku prosince 1926, ostatní betonářské práce byly provedeny do konce roku 1927 a stavba byla dokončena v létě r. 1928.

Most byl slavnostně otevřen 28.října 1928 k 10. výročí samostatnosti republiky. Současně se stavbou mostu byla prodloužena železniční trať do nového nádraží ve městě a postavena nová silnice.

Ke stavbě bylo zapotřebí 2.200 m3 dřeva pro skruže a bednění, 2.500 tun cementu a 500 tun železa. Pro beton byl použit písek z Lužnice a štěrk z nedalekého kamenolomu. V průběhu celé stavby nepřišel nikdo o život a nedošlo ani k žádnému většímu úrazu.

Popis mostu a jeho základní rozměry

Most převádí silnici II/122, železniční trať a inženýrské sítě přes hluboké údolí řeky Lužnice.

Délka přemostění :	199.20 m
Délka mostu :	203.50 m
Světlost mostních otvorů:	4x 13.5 + 90.0 + 4x 13.5 m
Volná šířka mostu :	8.85 m
Výška mostu nad terénem :	58.3 m
Stavební výška:	2.5 m

Mostní konstrukce je železobetonová. Volná výška mostu od hladiny řeky je 58,3 m, celková délka mostu je 203,38 m. Nosnou konstrukci středního pole mostu tvoří dva železobetonové, vzájemně skloněné, obloukové pasy, spojené ztužidly, které nesou spolu s rámovými příčlemi mostovku. Vzdálenost obloukových pasů ve vrcholu je 6 m. Rozpětí oblouku je 90 m, vzepjetí 38 m. Krajní pole tvoří rámové konstrukce o 4 polích na obou stranách mostu, které nesou železobetonovou mostovku, nejvyšší výška stojky rámové konstrukce má 28 m. Šířka vozovky je 6,6m, volná šířka mezi zábradlím je 8,9 m.

Identifikační údaje stavby

Místo stavby:	Bechyně
Investor:	Jihočeský kraj,
Zhotovitel:	FIRESTA-Fišer, rekonstrukce,stavby a. s.
Projektant DZS a RDS:	PONTEX spol. s r.o. Praha

Zpracování realizační dokumentace pro opravu mostu

Sanační práce na spodní stavbě bechyňského mostu byly započaty v listopadu 2003, kdy byla zahájena výstavba lešení. Po dokončení jednotlivých ucelených částí lešení byl zahájen diagnostický průzkum jednotlivých konstrukcí, na jehož základě byl navrženo technické řešení sanace mostu a zpracována realizační dokumentace stavby.

Vzhledem k závažnosti narušení konstrukce zjištěné průzkumem byly k diskuzi vyzvání i experti z odborných pracovišť vysokých škol. Prvotním úkolem bylo odladit takový technický postup sanace, který spolehlivě ochrání železobetonovou konstrukci před pokračováním koroze betonářské výztuže a degradace krycí vrstvy výztuže a tím zajistí její životnost.

Postup sanačních prací

Následovalo mechanické očištění povrchu, lehkou bourací technikou, kterému předcházela akustická trasovací metoda. Takto předupravený povrch betonové konstrukce byl otrýskán vlhčeným pískem (technologie TORBO). Obnažená betonářská výztuž byla ošetřena antikorozním nátěrem Sika MonoTop 610 a následovalo doplnění do původního profilu správkovou maltou SikaRep/SikaRep4N (ruční reprofilace/strojní reprofilace). Podhled mostovky, trámy, příčníky, pilíře, sloupy, obloukové příčle byly reprofilovány ručně, spodní líc obloukových pasů, čela obou opěr mostu byly reprofilovány strojně.

Po zatvrdnutí správkové malty byl aplikován inhibitor koroze Sikagard 903, nástřikem ve 4 vrstvách, jehož funkcí je oddálení počátku koroze a redukce rychlosti koroze již započaté. Dalším krokem byl strojní nástřik těsnící stěrky SikaTop Seal 107 ve dvou vrstvách. Hlavní funkcí těsnící stěrky je náhrada nedostatečné krycí vrstvy betonu a zamezení vnikání vody do konstrukce. Po provedení těsnící stěrky byly započaty injektáží práce. Pracovní spáry mostu byly zainjektovány epoxidovou pryskyřicí SikaDur 52. Štěrková hnízda spodního líce obloukových pasů byly zainjektovány tlakovou cementovou injektáží do tlakového bednění a následně doinjektovány epoxidovou pryskyřicí. Poslední vrstvou byl ochranný a sjednocující nátěr Sikagard 550W nanášený válečky ve dvou vrstvách.

Na základě diagnostického průzkumu bylo rozhodnuto o vybourání stávajících závěrných zídek a provedla se výstavba nových, zároveň byly vyměněny nefunkční ložiska na obou opěrách. Byly nahrazeny hrncovými ložisky, nad vnitřními stojkami postačila renovace ložisek.

Obě opěry bylo nutné injektovat epoxidovou pryskyřicí zejména v původních pracovních spárách. Nakonec byla provedena úprava svahových kuželů.

Aktivní ochrana proti bludným proudům

Dle původního projektu měla být provedena aktivní katodická ochrana. Před rozpracováním projektu do realizační dokumentace bylo provedeno znovu měření intenzity bludných proudů. Výsledky měření nepotvrdili nutnost provádět aktivní ochranu proti bludným proudům na tomto objektu. Pro sledování korozních vlivů byly pilíře opatřeny měřícím vývodem ze stávající výztuže. Bylo tak učiněno jednou v každé dvojici pilířů. Dále byla nainstalována sonda CPMP, která je vložena mezi výztuží v horní části pravého obloukového pasu. Všechna kabelová vedení z těchto prvků jsou zakončena na svorkovnici ve společné skříni PKO na táborské opěře mostu.

Rekonstrukce vrchní stavby

Oprava mostovkových vrstev byla vyvolána především absencí hydroizolace mostovky a špatným stavem železničního i silničního svršku.

Práce na rekonstrukci vrchní stavby byly zahájeny v únoru 2004 bouracími prácemi. Bourací práce na mostním objektu spočívaly ve snesení mostovkových vrstev až na nosnou desku mostu a odstranění degradovaného betonu nosné konstrukce. Dále byly z důvodu nevhodného stavu odstraněny zákrytové betonové chodníkové desky.

Na základě prohlídky stavu nosné konstrukce byla proveden celoplošný nástřik spojovacího můstku Sika MonoTop 610 a lokální sanace vysprávkovou maltou Sika REP. Další fází bylo zabednění, armování a zabetonování spádové vrstvy. Kari sítě spádové vrstvy byly navzájem provařeny a v jednotlivých dilatačních celcích vyvedeny do chodníkových žlabů na levé straně mostu. K provařované výztuži jsou přivařeny výztuže vybavené monitorovacím systémem CMS. Kabelovým vedením je každý dilatovaný celek a každá elektroda CMS svedena do měřící skříně PKO umístěné na táborské opěře). Následovala celoplošná hydroizolace těžkými natavovanými pásy Parafor Ponts na pečetící vrstvu SikaDur 186, v chodníkových žlabech byla provedena stříkaná polyuretanová izolace. Poté byly osazeny mostní závěry, v místech dilatací na začátku a konci obloukových pasů byly použity mostní závěry typu Maurer D80. Ostatní 4 ks závěr jsou flexibilní. Živičné vrstvy silnice na mostě spočívaly v ochraně izolace z ABS, ložné vrstvě z ABVH a pojezdové vrstvě z AKMS.

Původní železniční svršek byl nahrazen atypickou konstrukcí železničního svršku, který umožňuje přejezd automobilové dopravy po železničním svršku.

Popis souvrství na hydroizolaci :

- asfaltový beton z ABS II,
- obalované kamenivo OK II,
- spojovací postřik,
- metylmetakrylátový beton,
- betonový panel,
- podložka pod patu kolejnice,
- drobné kolejivo z pružné svěrky SKL 14, vrtule R1 a úhlová vložka VOSSLOH Wfp 14K,
- kolejnice S 49.

Závěrem

Oprava mostu byla náročná především těžkou dostupností konstrukce. Velká část finančního objemu na opravu mostu musela být použita na zpřístupnění konstrukce lešením. V tomto kontextu je potřeba chápat nutnost trvanlivosti sanace tohoto historického mostu a tím prodloužení jeho životnosti.

Most je po provedené sanaci opět impozantním technickým dílem své doby a my jsme velmi rádi k tomu přispěli. Děkujeme za spoluprací všem účastníkům výstavby.

Oprava mostu je v současné době ukončena a most je v provozu.

Porovnání tunelové varianty a hlubokého zářezu. Modernizace trati Veselí nad Lužnicí - Tábor – II. část, úsek Veselí nad Lužnicí – Doubí u Tábora

Ing. Miroslav Kupka, Ing. Jiří Mára, Ing. Mároš Dávid, METROPROJEKT Praha a.s.

Geologický podélný profil osou přeložky prokazuje ve 3 úsecích, ve kterých je niveleta koleje hluboko pod terénem skalní horniny – konkrétně pararuly. Při otevřeném vedení trati by bylo nutno realizovat velmi hluboké (až 16 m) skalní zářezy. Na základě podrobného posouzení se ukázala reálnost v místě nejhlubších zářezů navrhnout výstavbu dvoukolejných převážně ražených tunelů.

Bylo proto vypracováno na základě předběžných inženýrsko geologických průzkumů, ekonomické porovnání hrubých stavebních prací obou variant, ze kterého vyplynulo, že obě varianty jsou co do stavebních nákladů prakticky rovnocenné, a tedy z mimoekonomických důvodů je účelnější varianta tunelová. (Porovnávány byly konstrukce a práce na délku navrhovaných tunelů).

Rozhodující údaje pro posouzení tohoto závěru:

- směrové vedení přeložky trati je dané přijatými závěry k předchozím studiím
- výškové vedení kolejí bylo navrženo tak, aby provozní podmínky odpovídaly provozním potřebám (max. stoupání 10 %)
- objemy vytěžených hornin na přeložce nemohou být ve hmotnici vyrovnány s objemy násypů – v místě vedení kolejí vysoko nad terénem jsou studií „Vlivu na životní prostředí“ předepsány otevřené mostní objekty – estakády – důvod: biokoridory
- objemy přepravovaných hornin na skládku budou při variantě zářezů řádově větší oproti variantě s tunely (o 520 tisíc m^3). Při tom ve variantě zářezů není (za souhlasu O13) uvažováno zřízení pomocného 3 m širokého manipulačního přístupu podél paty svahu a tím dalšího rozšíření zářezu (viz směrnice pro skalní zářezy žel.spodku)
- důležitým vstupem pro ekonomické porovnání obou variant byla právě otázka odvozových vzdáleností na skládku a skládkovné
- při variantě zářezů je dále nutné započítat náklady na trvalou ochranu svahů zářezů.

V době rozhodování (na poradě dne 1.9.04) byly zvažovány 2 ukazatele za m^3 výstavby skalního zářezu – při odvozu do vzdálenosti 30 km a do vzdálenosti 10 km. Pro konečné porovnání v rámci této zprávy je uvažován průměr těchto hodnot. Na straně tunelů je již sledován vypracovaný rozpočet na tunelové objekty zahrnující odvoz na skládku do 20 km.

Ekonomické porovnání (hrubé stavební práce)

	var. tunelová			var. zářezů		
	Zvěrotický	Sedlečský	Janovský	Zvěrotický	Sedlečský	Janovský
m^3 přeprava	47 000	43 000	101 400	182 000	96 000	432 000
Σ		191 400			710 000	
náklady vč. odvozu a skládkovného						
tis.Kč	304 323	212 621	623 482	265 000	140 000	627 000
Σ		1,140 426			1,032 000	

- další nevyčíslené ekonomické výhody tunelové varianty:
  - není nutné budovat 4 nadjezdy místních komunikací a s tím spojené přeložky těchto komunikací,
  - na délku tunelů 1548 nebude nutné provést trvalé výkupy pozemků,
- mimoekonomická výhoda tunelové varianty:
  - řádově menší trvalé narušení životního prostředí (migraci fauny) v oblasti přeložky.

Tunel Zvěrotický

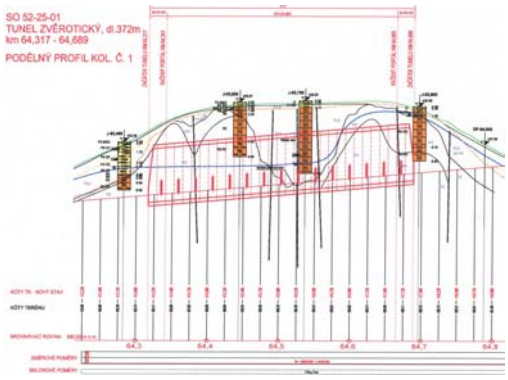
Tunel ZVĚROTICKÝ je navržen v úseku km 64,317 00 – km 64,689 00. Navrhovaný železniční tunel je dvoukolejný, osová vzdálenost kolejí je 4,0m, tunel je navržen v oblouku o poloměru 2800,0 m. Tunel délky 372,0m je v celé délce veden v levém oblouku o poloměru 2800,0m (levá kolej). Po celé délce tunel stoupá ve směru staničení ve sklonu 10,00 ‰.

Je navržen dvoukolejný tunel podkovovitého průřezu s mezilehlou hydroizolací a vnějším drenážním systémem.

Tunel je navržen převážně bez uzavřeného dna, opěry jsou založeny na základových patkách, dno tunelu je z prostého betonu. V ražené části je ve třídě NRTM 5b navržena spodní klenba. Definitivní ostění ražené části je provedeno pomocí tunelového bednícího vozu. Definitivní ostění hloubených úseků je provedeno do oboustranného systémového bednění.

Portálové pasy a k nim přilehlé hloubené úseky tunelu jsou navrženy v hloubené stavební jámě. Délka vjezdového hloubeného úseku je 24,0m (km 64,317 00 – km 64,341 00), délka výjezdového hloubeného úseku je 24,0m (km 64,665 00 – km 64,689 00).

Ražený úsek tunelu je dlouhý 324,0 m (km 64,341 00 – km 64,665 00). Konstrukce ostění raženého tunelu je navržena jako dvouplášťová s mezilehlou foliovou hydroizolací.



Podélný profil

Situace

Tunel Sedlečský

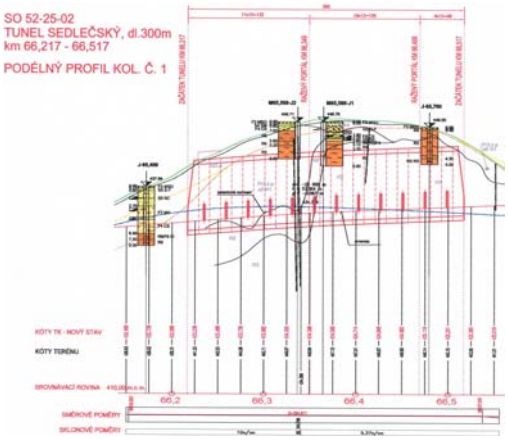
Tunel SEDLEČSKÝ je návržen v úseku km 66,217 00 – km 66,517 00. Navrhovaný železniční tunel je dvoukolejný, osová vzdálenost kolejí je 4,0m, tunel je navržen v přímé. Tunel délky 300,0m je v celé délce veden v přímé. Tunel stoupá ve směru staničení ve sklonu 10,00 ‰ do lomu v km 66,340 796, dále klesá ve sklonu 5,37‰.

Je navržen dvoukolejný tunel podkovovitého průřezu s mezilehlou hydroizolací a vnějším drenážním systémem.

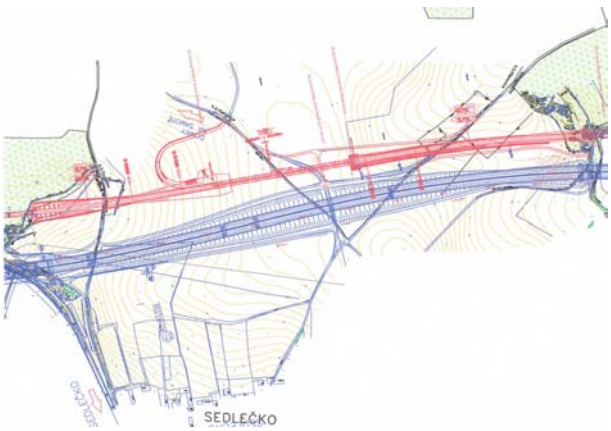
Tunel je navržen v ražené části bez uzavřeného dna, opěry jsou založeny na základových patkách, dno tunelu je z prostého betonu. Ve vjezdovém hloubeném úseku je navržena spodní klenba, výjezdový hloubený úsek je navržen bez spodní klenby. Definitivní ostění ražené části je provedeno pomocí tunelového bednícího vozu. Definitivní ostění hloubených úseků je provedeno do oboustranného systémového bednění.

Portálové pasy a k nim přilehlé hloubené úseky tunelu jsou navrženy v hloubené stavební jámě. Délka vjezdového hloubeného úseku je 132,0m (km 66,217 00 – km 66,349 00), délka výjezdového hloubeného úseku je 48,0m (km 66,469 00 – km 66,517 00).

Ražený úsek tunelu je dlouhý 120,0 m (km 66,349 00 – km 66,469 00). Konstrukce ostění raženého tunelu je navržena jako dvouplášťová s mezilehlou foliovou hydroizolací.



Podélný profil



Situace

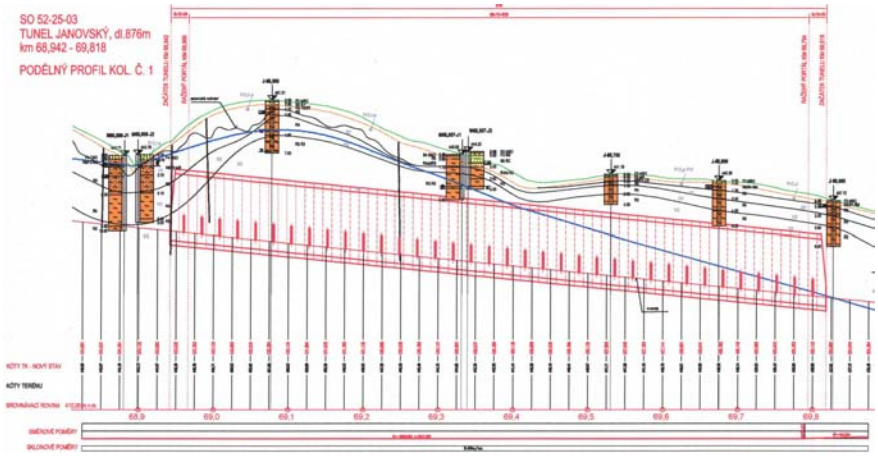
Tunel Janovský

Tunel JANOVSKÝ je navržen v úseku km 68,942 00 – km 69,818 00. Navrhovaný železniční tunel je dvoukolejný, osová vzdálenost kolejí je 4,0m, tunel je navržen v oblouku o poloměru 2600,0 m. Tunel délky 876,0m je v celé délce veden v levém oblouku o poloměru 2600,0m (levá kolej). Po celé délce tunel klesá ve směru staničení ve sklonu 9,99 ‰.

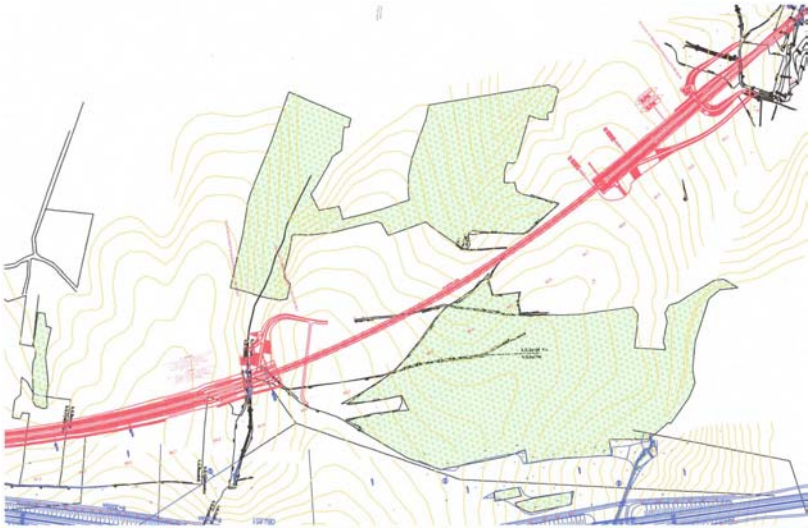
Je navržen dvoukolejný tunel podkovovitého průřezu s mezilehlou hydroizolací a vnějším drenážním systémem. Tunel je navržen bez uzavřeného dna, opěry jsou založeny na základových patkách, dno tunelu je z prostého betonu. Definitivní ostění ražené části je provedeno pomocí tunelového bednícího vozu. Definitivní ostění hloubených úseků je provedeno do oboustranného systémového bednění.

Portálové pasy a k nim přilehlé hloubené úseky tunelu jsou navrženy v hloubené stavební jámě. Délka vjezdového hloubeného úseku je 24,0m (km 68,942 00 – km 68,966 00), délka výjezdového hloubeného úseku je 24,0m (km 69,794 00 – km 69,818 00).

Ražený úsek tunelu je dlouhý 828,0 m (km 64,341 00 – km 64,665 00). Konstrukce ostění raženého tunelu je navržena jako dvouplášťová s mezilehlou foliovou hydroizolací.



Podélný profil



Situace

Diagnostika mostních konstrukcí metodou akustické emise

Ing. Pavel Petrásek, Ing. František Žemlička, Ing. Václav Svoboda, Emil Vařák,

PREDITEST s.r.o

Akustickou emisí (dále jen AE) je nazýván jev, kdy různé procesy probíhající v materiálu generují elastické napěťové vlny. Tyto vlny se šíří tělesem a jejich detekcí a analýzou lze získat informace o průběhu detekovaného procesu. Pro detekci šířících se napěťových vln, akustické emise, jsou využívány citlivé, rezonanční piezoelektrické snímače umístěné na povrchu konstrukce, které transformují elastické napěťové vlny na elektrický signál.

Postavení a význam metody AE mezi ostatními NDT metodami spočívá především v jejich vzájemném doplňování. Metoda AE podává principielně odlišnou informaci oproti ostatním NDT metodám.

Typické NDT metody pracují s cílem "vhodného nasvícení a tím zviditelnění" přítomnosti defektu v materiálu konstrukce. (Např. ultrazvuk, kapilární metoda atd.) Typické NDT metody vyhledávají přítomnost defektu v konstrukci obvykle postupně krok po kroku. Vypovídají o přítomnosti, velikosti, orientaci a geometrii defektu.

Metoda AE pracuje s cílem "odposlechu" varovné aktivity procesů rozvíjejících se v materiálu v důsledku zatěžování konstrukce. Metoda AE detekuje defekty akusticky aktivní. Defekty jsou aktivní díky komplexu příčin, jako vysoké namáhání, oslabená struktura materiálu, korozní napadení apod. Detekujeme tedy nejen přítomnost defektu, ale též přítomnost podmínek pro jeho rozvoj. Metoda AE je integrální. Síť snímačů monitoruje konstrukci nebo její oblast jako celek v reálném čase zatěžování, a to i v provozu. Metoda AE vypovídá o přítomnosti, průběhu a rozvoji akustické emise detekovaných procesů, o přítomnosti defektů zároveň s podmínkami pro jejich rozvoj.

Procesy a jevy detekované metodou AE

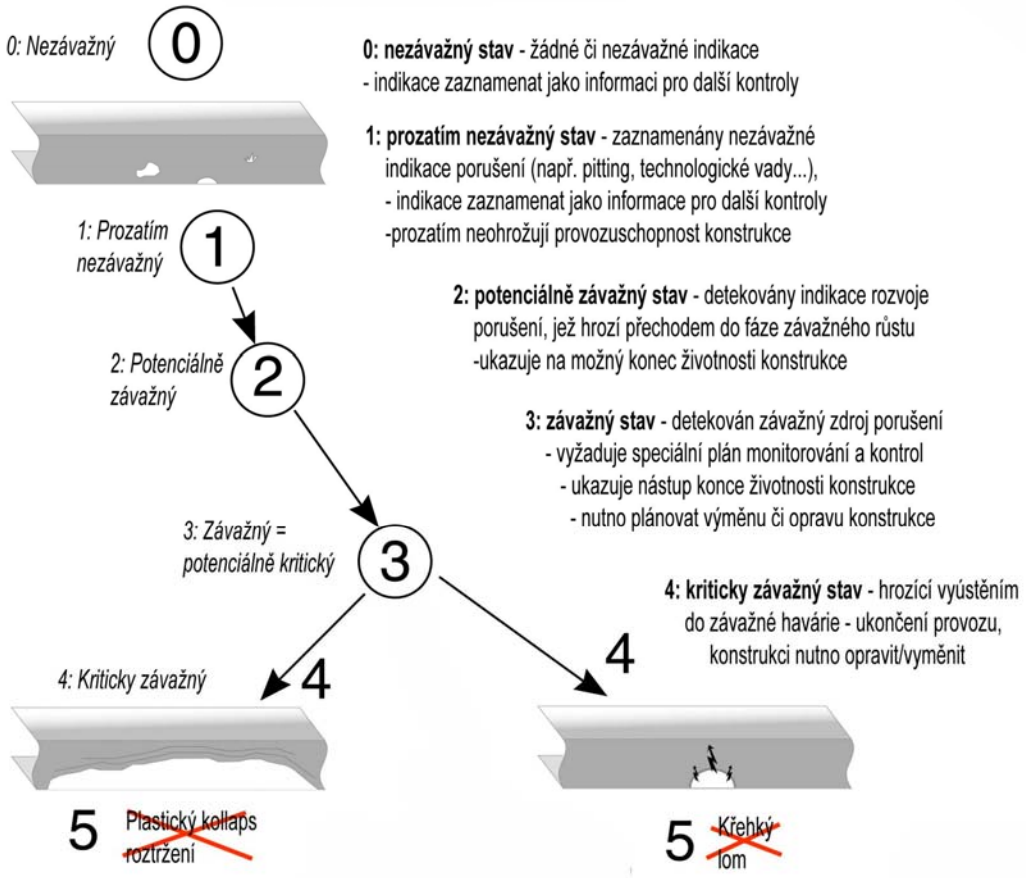
- pohyb dislokací,
- dekoheze a lom strukturních složek materiálu,
- dekoheze zrn , vznik mikrokrystalických mikrotrhlin,
- růst trhliny,
- svírání a rozevírání stěn trhliny,
- úniky media pod tlakem z trhliny.

Výše uvedené procesy odhalují ve formě generované AE přítomnost zvýšené úrovně namáhání, přítomnost defektů, míst oslabené struktury materiálu, iniciaci růstu a růst trhlin.

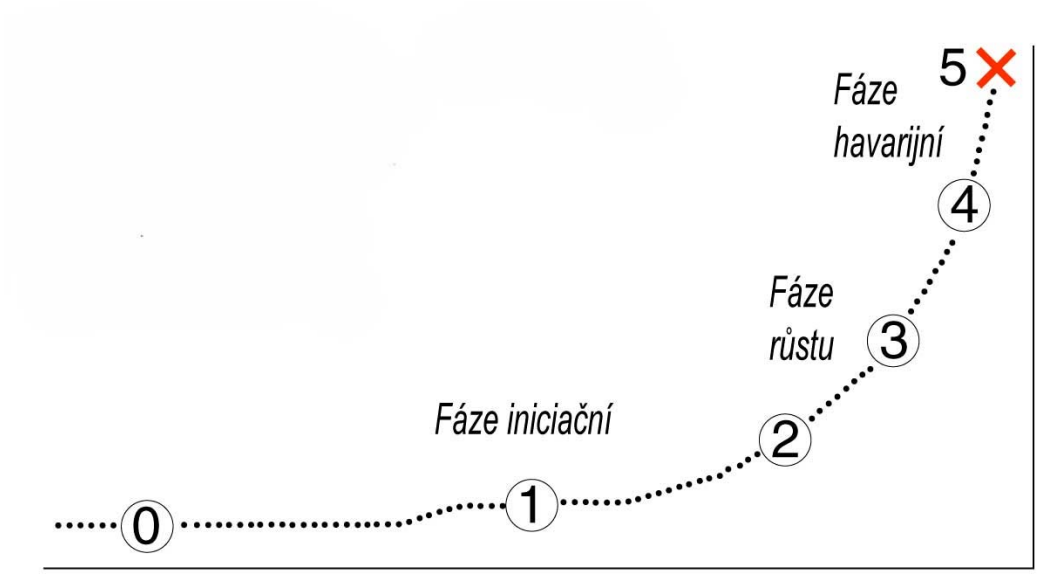
Vzájemné doplnění AE a vhodné NDT metody se uplatní v tom, že:

- Metoda AE identifikuje kritická místa konstrukce, detekuje a lokalizuje varování o přítomnosti aktivního defektu a tím i přítomnosti pro jeho rozvoj
- Vhodná NDT metoda upřesní informace o původu emisní aktivity kritického místa, charakterizuje velikost, orientaci a geometrii defektu, poskytne podklady pro upřesnění hodnocení a interpretaci detekovaného zdroje AE.
- Obě metody tak společně poskytují ucelený obraz a komplexní nezávislou informaci o závažnosti kritického místa konstrukce a snižují riziko "přehlédnutí defektu" a tím zefektivňují celou NDT kontrolu.

Kvalitativní hodnocení závažnosti porušení konstrukce



Obr. 1 Stavy závažnosti porušení konstrukce



Obr. 2 Rozvoj porušení s časem

Metoda AE poskytuje kvalitativní klasifikaci závažnosti detekovaně AE dle výše uvedeného schématu 0 – 4. Klasifikace závažnosti vychází z typických příznaků závažnosti detekované AE. S růstem závažnosti roste též spolehlivosti detekce a klasifikace závažnosti.

Využití akustické emise na mostu MMT přes Labe

Jedná se o spojitý příhradový most složený ze tří polí o rozpětí 30, 48 a 30 m. Konstrukce mostu je sestavena z inventárních dílů soupravy MMT, 2x36 příhrad délky 3 m a výšky 3,12 m. Spojení jednotlivých příhrad je u dolních a horních pásů hlavního nosníku realizováno prostřednictvím zubových zámků s trny, svislice jsou připevněny speciálními šroubovými svorníky. Ortotropní mostovka šířky 7,8m je dvoupruhová.

Při diagnostice mostu byly vizuální a kapilární zkouškou zjištěny vady typu trhlina ve spojení příčníku s ortotropní mostovkou. Proto se diagnostika metodou AE zaměřila pouze na chování těchto trhlin při zatížení mostu přejezdy nákladních automobilů a nebyla diagnostikována celá konstrukce.

Obr. 3 Celkový pohled na most

Rozsah měření

Měření AE v oblasti svarových spojů podélná korýtková výztuha ortotropní mostovky – příčník bylo realizováno na 15 měřících místech. Celkem 13 sond AE bylo umístěno v blízkosti zjištěných defektů typu trhlina, 2 sondy byly pro porovnání umístěny v oblastech svarových spojů bez zjištěných defektů.

Obr. 4 Rozmístění sond AE na měřících místech 0, 1, 2 – 32. příhrada

Použitá experimentální technika

K měření AE byla použita následující sestava měřící techniky:

- 1 ks vícekanálové měřicí aparatury akustické emise SAENV-16,
- piezoelektrické sondy AE typ VS-E-1F,
- předzesilovače se zesílením G = 40 dB, f_h = 100 KHz,
- řídící počítač s procesorem Pentium II, 160 MHz,
- propojovací koaxiální kabely.

Analogový signál ze sondy AE je po zesílení v předzesilovači přiveden koaxiálním kabelem do měřící aparatury SAENV-16, kde je dále zesílen a je provedena obálková analýza signálu - tj. u signálu tvaru tlumených kmitů je změřen **počet překmitů přes prahovou hodnotu - Nc, šířka pulsu - Width, amplituda signálu - Ampl a doba náběhu na maximální amplitudu - R.time**. Při měření v režimu lineární nebo plošné lokalizace je zaznamenána posloupnost příchodu signálu k jednotlivým sondám měřící sítě, včetně delta T časů a na základě znalosti podmínek šíření signálu a na základě znalosti geometrie rozmístění sond AE je provedena v reálném čase lokalizace zdroje signálu. Nastavení parametrů měřicí aparatury a sběr dat je prováděno pomocí řídícího počítače (notebook). Naměřená data jsou v tabulkové nebo v grafické formě průběžně zobrazována na monitoru a zároveň ukládána na pevný disk řídícího počítače pro další zpracování.

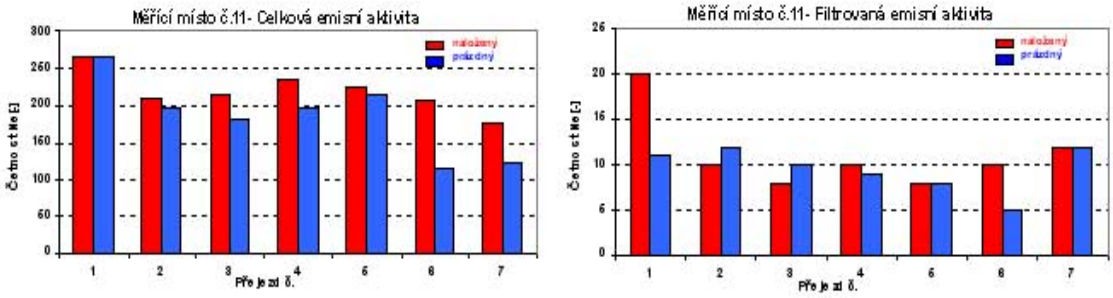
Postup a průběh měření

Měření AE bylo realizováno ve dvou etapách . V první etapě proběhlo měření v režimu detekce signálů AE jednotlivými sondami AE, bez měření ΔT časů a posloupnosti příchodů emisního signálu k jednotlivým sondám, tj. v režimu zónové lokalizace. Měření proběhlo při 14-ti přejezdech nákladních automobilu,7 přejezdů bylo s naloženým popílkem a 7 přejezdů bylo s prázdným nákladním automobilem, přičemž nebyla známa skutečná celková hmotnost jednotlivých nákladních automobilů a jejich rychlost při přejezdu.

Ve druhé etapě proběhlo měření v režimu lineární lokalizace zdroje emisního signálu, tj. byla při jednotlivých přejezdech zaznamenána posloupnost příchodů ke dvojici sousedních sond a změřena hodnota ΔT. Měření v této etapě bylo realizováno při zatěžování mostu přejezdem jednoho plně naloženého nákladního automobilu o celkové hmotnosti 42t při různých rychlostech. Měření proběhlo celkem při 7 přejezdech.

Naměřené hodnoty – etapa 1

Na následujících grafech je porovnání celkové a filtrované emisní aktivity pro nejaktivnější měřící místo 11 při jednotlivých přejezdech naloženého a prázdného nákladního automobilu.



Obr. 5 Měřící místo 11 – celková a filtrované emisní aktivita

Naměřené hodnoty – etapa 2

V této etapě bylo prováděno měření v režimu lineární lokalizace, tj. řídícím a měřícím programem byla povolena detekce emisních událostí pouze pro příslušné dvojice sond AE a byla rovněž provedena již při sběru dat filtrace podle ΔT časů, která byla dána maximální dobou kompletace emisních událostí u jednotlivých dvojic sond AE.

Podle rozmístění sond AE byla povolena kompletace emisních událostí pro následující dvojice měřících míst : 0-1, 1-2, 3-4, 4-5, 6-7, 8-9, 9-10, 10-11, 11-12, 13-14.

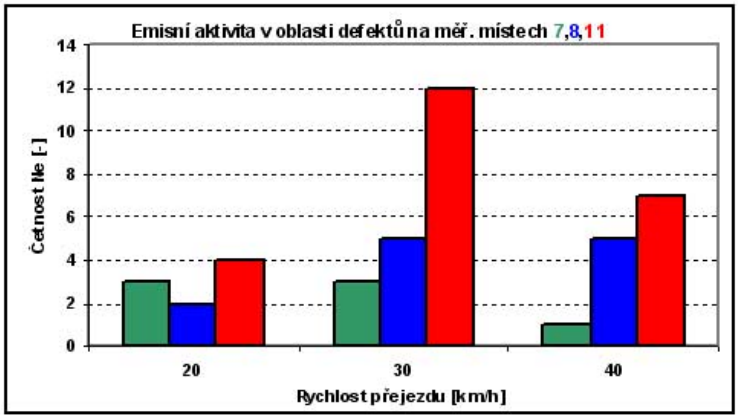
Na Obr.6 je uveden přehled celkové a filtrované emisní aktivity pro výše uvedené dvojice měřících míst při jednotlivých přejezdech.

Jak je uvedeno v odstavci “Postup a průběh měření“, zatěžování mostní konstrukce bylo prováděno jedním plně naloženým nákladním autem o celkové hmotnosti 42 t při rychlostech 20, 30 a 40 km/h a při přejezdech oběma směry.

Měř. místo	1.přejezd 20km/h		2.přejezd 20 km/h		3.přejezd 30 km/h		4.přejezd 30 km/h		5.přejezd 40 km/h		6.přejezd 40 km/h		7.přejezd 20 km/h+ zabrždění	
	EU_{celk}	Eu_{filtr}	EU_{celk}	Eu_{filtr}	EU_{celk}	Eu_{filtr}	EU_{celk}	Eu_{filtr}	EU_{celk}	Eu_{filtr}	EU_{celk}	Eu_{filtr}	EU_{celk}	Eu_{filtr}
0-1	4	0	4	0	15	0	12	1	4	0	2	0	23	2
1-2	14	0	20	0	25	1	11	2	7	1	33	0	10	3
3-4	1	1	2	0	6	1	1	0	5	0	1	0	2	0
4-5	0	0	0	0	0	0	0	0	4	0	0	0	0	0
6-7	32	3	15	1	29	3	10	0	26	0	22	3	5	5
8-9	15	2	23	0	23	1	19	4	39	4	5	1	11	3
9-10	5	0	1	0	1	0	2	0	0	0	1	0	1	0
10-11	42	0	78	1	49	2	33	0	21	0	10	0	124	1
11-12	32	1	41	2	14	6	46	5	49	5	120	4	58	0
13-14	2	0	1	0	3	0	0	0	1	0	0	1	0	0

Obr. 6 Přehled celkové a filtrované emisní aktivity – režim lineární lokalizace

Měření v této etapě potvrdilo zvýšenou emisní aktivitu v oblasti měřících míst 6-7, 8-9 a 11-12, což koresponduje s měřením v 1. etapě v režimu zónové lokalizace .



Obr. 7 Filtrovaná emisní aktivita v oblasti defektů na měř. místech 7, 8, 11

Protože filtrované emisní události zahrnují pouze EU z oblasti defektů, je třeba provést pro danou dvojici sond AE rozdělení emisní aktivity podle posloupnosti příchodů k jednotlivým sondám a určit příspěvek emisní aktivity jednotlivých defektů do celkové emisní aktivity detekované příslušnou dvojicí sond.

Z celkového součtu emisní aktivity během jednotlivých přejezdu vyplývá, že relativně nejvyšší emisní aktivita byla detekována na měřících místech 7,8 a 11. I když jsou hodnoty počtu EU při jednotlivých přejezdech na těchto měřících místech poměrně

nízké, lze tyto oblasti s defekty typu trhlina hodnotit jako aktivní vzhledem k cyklickému zatěžování mostu projíždějícími nákladními automobily.

Většina detekovaných emisních událostí v oblasti měřících míst 7,8 a 11 má nízké hodnoty amplitudy signálu, která až na výjimky nepřekračuje hodnotu 50dB. Amplituda signálu přes 50dB ,ale nižší než 60dB byla detekována na měřícím místě 8 a 11 při rychlosti přejezdu 40km/h.

Poměrně nízké hodnoty počtu detekovaných EU a nízké hodnoty amplitudy signálů svědčí prozatím o nízké úrovni degradačního procesů materiálu v oblastech jednotlivých defektů typu trhlina.

Závěr

Na základě provedeného měření akustické emise na MMT mostě přes Labe při zatěžování přejezdy naložených a prázdných nákladních aut lze konstatovat:

1. Měření AE je nutno provádět v režimu, kdy uspořádání sond AE umožňuje provádět lineární nebo plošnou lokalizaci zdroje emisní aktivity. Měření v režimu detekce jednotlivými sondami, tj. v režimu zónové lokalizace sice vykazuje vyšší citlivost,ale je v tomto případě ovlivněno detekcí značného počtu rušivých emisních událostí, bez možnosti blíže specifikovat místo jejich zdroje.
2. Měření AE ve dvou etapách , které kombinovaly režim zónové a lineární lokalizace potvrdilo po filtraci dat nízkou , ale opakovanou emisní aktivitu při jednotlivých zatěžovacích cyklech v oblasti měřících míst 7,8,11, tj. na měřících místech která jsou v bezprostřední blízkosti defektů typu trhlina.
3. Tato emisní aktivita vykazuje podle parametrů jednotlivých emisních událostí příznaky aktivního degradačního procesu. Přestože nízký počet emisních událostí a nízké hodnoty amplitudy emisního signálu svědčí o nízké úrovni degradačního procesu a nenasvědčují tomu, že v průběhu provedených zatěžovacích cyklů došlo k výraznému šíření jednotlivých defektů, lze tyto tři oblasti defektu hodnotit jako emisně aktivní.
4. Z praktických zkušeností aplikace akustické emise při cyklických únavových zkouškách lze v oblasti měřících míst 7,8,11 očekávat s nárůstem počtu zatěžovacích cyklů pravděpodobně nárůst emisní aktivity, odpovídající zvýšené rychlosti šíření defektů.
5. Měření AE při různých rychlostech přejezdů naloženého nákladního auta potvrdilo detekci většího počtu emisních událostí při rychlostech 30 a 40 km/h oproti rychlosti 20 km/h.

Přednosti metody akustické emise

a) Metoda AE umožňuje kontrolu v reálném čase, přímo v průběhu sledovaného procesu (tzn. i za provozu konstrukce) umožňuje sledovat vývoj procesu

b) Metoda AE umožňuje integrální kontrolu rozsáhlých oblastí, včetně míst jiným metodám nepřístupným.

c) Metoda AE umožňuje lokalizaci původu emisní aktivity, lokalizaci zdroje AE.

d) Metoda AE detekuje akusticky aktivní procesy(vznik a růst defektů, úniky media atd.) rozvoj akusticky aktivních procesů je iniciován komplexem příčin, podmínek. Detekcí procesů detekujeme též přítomnost podmínek pro jeho rozvoj.

e) Metoda AE umožňuje současnou kontrolu různých procesů v rámci jediného diagnostického systému. Např. současnou kontrolu růstu defektu, úniku, uvolněných částí apod.

Zatížení železničních mostů dopravou podle EN 1991-2

Ing. Josef Sláma, CSc., ČD, a.s., Technická ústředna dopravní cesty Praha

V příspěvku jsou nejprve uvedeny obecnější informace k Eurokódům, zejména pak k EN 1991-2 „Zatížení mostů dopravou“, a k národním přílohám. Dále jsou uvedeny údaje k základním modelům zatížení 71, SW/0, SW/2 a k zavedení dynamických účinků dynamickými součiniteli a v případě nebezpečí rezonančního rozkmitání dynamickou analýzou. Rovněž jsou zmíněna některá nově zpracovaná důležitá zatížení, zvláště vliv teplotních změn na vzájemné působení mostu a koleje a kombinace zatížení.

1. Úvod – zavedení EN 1991-2

Norma EN 1991-2 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou: 2003 [1] byla vypracována technickou komisí CEN/TC 250 „Eurokódy pro stavební konstrukce“ a nahrazuje ENV 1991-3: 1995. Této evropské normě je nutno nejpozději do března 2004 dát status národní normy, a to buď vydáním identického textu, nebo schválením k přímému používání. Národní normy, které jsou s ní v rozporu, se zruší nejpozději do prosince 2009.

2. Status a rozsah použití Eurokódů

Členské státy EU a EFTA považují Eurokódy za základní dokumenty pro následující účely:

- jako prostředek k prokázání shody pozemních a inženýrských staveb se základními požadavky směrnice Rady 89/106/EEC, zvláště pak se základním požadavkem č. 1 – Mechanická odolnost a stabilita – a se základním požadavkem č. 2 – Požární bezpečnost,
- jako podklad pro specifikaci smluv, jejichž předmětem jsou stavby a příslušné technické služby;
- jako základ pro tvorbu harmonizovaných technických specifikací pro stavební výrobky (EN a ETA).

Eurokódy uvádějí obecná návrhová pravidla pro navrhování celých konstrukcí i jednotlivých prvků, a to jak obvyklého, tak i inovačního charakteru. Neobvyklé tvary konstrukce nebo návrhové podmínky nejsou specificky zahrnuty, v takových případech se bude vyžadovat doplňující odborné posouzení.

Normy Eurokódy uznávají zodpovědnost řídících orgánů v jednotlivých členských státech a ponechávají jim právo stanovit hodnoty týkající se otázek bezpečnosti v předpisech na národní úrovni, takže se tyto úrovně v jednotlivých státech nadále odlišují.

3. Národní normy zavádějící Eurokódy

Národní normy zavádějící Eurokódy obsahují úplný text Eurokódu (včetně všech příloh) vydaného CEN. Textu může předcházet národní titulní strana a národní předmluva, za textem může následovat národní příloha. Tímto způsobem se tvoří také ČSN EN 1991-2 (73 6203) Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou [2].

Národní příloha může obsahovat informace pouze o těch parametrech, které jsou v Eurokódu ponechány otevřené pro národní výběr jako národně stanovené parametry, a které jsou používány pro navrhování pozemních a inženýrských staveb v daném státu. Jde např. o:

- hodnoty a/nebo třídy, které se použijí, pokud jsou v Eurokódu uvedeny alternativy;

- hodnoty, které se použijí, pokud jsou v Eurokódu uvedeny pouze značky (veličin);
- specifické údaje pro stát (geografické, klimatické atd.), např. mapa sněhových oblastí;
- postup, který se má použít, pokud Eurokód uvádí alternativní postupy.

Dále mohou obsahovat:

- rozhodnutí o uplatnění informativních příloh;
- odkazy na doplňující informace, které uživateli usnadní používání Eurokódu a nejsou s ním v rozporu.

4. Vztah mezi Eurokódy a harmonizovanými technickými specifikacemi (EN a ETA) pro výrobky

Harmonizované technické specifikace pro stavební výrobky a technická pravidla pro stavby mají být v souladu. Navíc průvodní údaje stavebních výrobků s označením CE, které se odvolávají na Eurokódy, musí zřetelně uvádět, které národně stanovené parametry se uvažovaly.

5. Doplňující informace specifické pro EN 1991-2

EN 1991-2 definuje modely zatížení dopravou pro navrhování mostů pozemních komunikací, lávek pro chodce a železničních mostů. EN 1991-2 společně s Eurokódy EN 1990 až EN 1999 se přímo používají pro navrhování nových mostních konstrukcí.

Zásady pro kombinace zatížení dopravou s nedopravními zatíženími jsou uvedeny v příloze A2 k EN 1990 [4].

Doplňující pravidla lze stanovit pro konkrétní projekty:

- pokud je třeba uvažovat zatížení dopravou, která nejsou uvedena v této části Eurokódu 1 (např. zatížení dopravou na staveništi, zatížení vojenskými vozidly, zatížení tramvajovými vozidly);
- pro mosty převádějící silniční i kolejovou dopravu;
- pro zatížení uvažovaná v mimořádných návrhových situacích;
- pro zděné klenbové mosty.

Pro železniční mosty reprezentuje model zatížení 71 (spolu s modelem zatížení SW/0 pro spojité mosty) statický účinek standardní kolejové dopravy na tratích o normálním a širokém rozchodu hlavní evropské železniční sítě viz obr. 1 a 2 a tab.1. Model zatížení SW/2 reprezentuje statický účinek těžké kolejové dopravy. Trati nebo jejich části, na kterých se musí toto zatížení uvažovat, jsou definovány v národní příloze (viz dále) nebo pro konkrétní projekt.

Ustanovení umožňují kolísání předepsaného zatížení s ohledem na typ, objem, a maximální tíhu kolejové dopravy na různých tratích a také s ohledem na rozdílnou kvalitu tratí. Charakteristické hodnoty uvedené pro model zatížení 71 a model SW/0 lze násobit součinitelem α (0,75 - 0,83 - 0,91 - 1,00 - 1,10 - 1,21 - 1,33 - 1,46) u tratí, které převádějí kolejovou dopravu těžší nebo lehčí, než je standardní.

Pro drážní mosty jsou definovány další dva modely zatížení:

- model zatížení „nezatížený vlak“ pro posouzení boční stability jednokolejných mostů, a
- model zatížení HSLM *(High Speed Load Model)*, který reprezentuje zatížení od osobních vlaků jedoucích rychlostí vyšší než 200 km/h až do 350 km/h.

Tato část také uvádí pokyny pro stanovení aerodynamického zatížení od projíždějícího vlaku na konstrukce přiléhající k trati a pro zatížení od jiných železničních zařízení.

Mosty jsou svojí podstatou veřejné stavby, na které se zejména vztahuje Evropská směrnice 89/440/CEC pro smlouvy na veřejné stavební zakázky, jejichž zodpovědnými vlastníky jsou úřady veřejné správy.

Úřady veřejné správy jsou také zodpovědné za vydávání předpisů pro přípustnou dopravu (zejména ve vztahu k hmotnosti vozidel) a za povolování a kontrolu výjimek, např. pro zvláštní vozidla.

EN 1991-2 je určena pro:

- komise, které zpracovávají normy pro navrhování konstrukcí a pro souvisící výrobky, normy pro zkoušení a provádění staveb;
- zákazníky (např. pro formulování jejich zvláštních požadavků na dopravu a s tím souvisejících požadavků na zatížení);
- projektanty a zhotovitele;
- příslušné úřady veřejné správy.

6. Národní příloha k EN 1991-2

Tato norma uvádí alternativní postupy, hodnoty a doporučení pro třídy s poznámkami, které určují, kde se má provést národní volba. Národní norma zavádějící EN 1991-2 má tedy mít národní přílohu obsahující všechny národně stanovené parametry, jež se budou používat při navrhování mostů budovaných v příslušném státě. V národní příloze jsou uvedeny určené národně stanovené parametry v článcích, kde to umožňuje EN 1991-2 a kdy je to pro ČR potřebné. V některých případech se přejímají parametry z EN, protože buď podmínkám v ČR vyhovují a/nebo není dostatek podkladů, aby se zavedly jiné. Pokud se zavádějí odlišné parametry, je z národní přílohy patrné, proč tomu tak je. V některých případech je umožněno stanovit odlišné parametry buď v národní příloze nebo pro konkrétní projekt. Jedná se zejména o případy, kdy stanovení těchto parametrů je závislé na řadě dalších faktorů. Stanovit tyto parametry vyčerpávajícím způsobem pro všechny možné případy je prakticky neuskutečnitelné, a proto je umožněno stanovit je pro konkrétní projekt individuálně.

Národní volba v EN 1991-2 se umožňuje v článcích:

7. Transformace EN 1991-2 na ČSN EN 1991-2

ČSN EN 1991-2 přejímá evropskou normu EN 1991-2: 2003 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou včetně jejích příloh A až H. Nahradí předběžnou normu ČSN P ENV 1991-3:1997 Zásady navrhování a zatížení konstrukcí Část 3: Zatížení konstrukcí – Zatížení mostů dopravou včetně jejího národního aplikačního dokumentu, která bude zrušena po zavedení příslušného souboru Eurokódů. Tato norma obsahuje národní přílohu, která se používá v České republice.

8. Podmínky pro používání ČSN EN 1991-2

ČSN EN 1991-2 zahrnuje

- národní předmluvu;
- hlavní text s přílohami A až H;
- národní přílohu.

Národní předmluva poskytuje pokyny pro používání normy v České republice.

Hlavní text s přílohami A až H je identickým překladem evropské normy EN 1991-2.

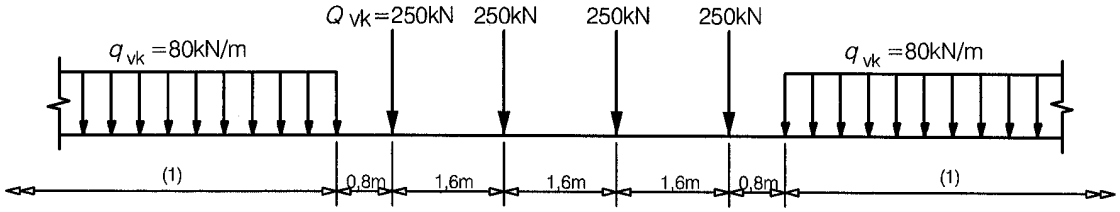
Národní příloha určuje národně stanovené parametry (NSP) v těch článcích evropské normy EN 1991-2, v nichž je dovolena národní volba.

Tyto národně stanovené parametry mají pro stavby umístěné na území České republiky normativní charakter.

Národní příloha uvádí podmínky pro uplatnění informativních příloh a poskytuje doplňující informace pro používání ČSN EN 1991-2 v České republice.

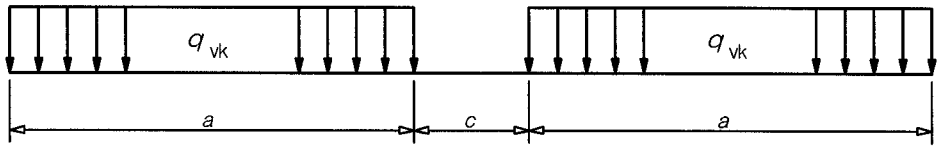
Národní příloha se používá společně s EN 1991-2 pro navrhování mostů pozemních komunikací, lávek pro chodce a železničních mostů a s evropskými normami EN 1990 až EN 1999 a jejich národními přílohami (ČSN EN 1990 až ČSN EN 1999).

9. Modely zatížení 71, SW/0 a SW/2



(1) bez omezení

Obr.1 – Model zatížení 71 a charakteristické hodnoty svislých zatížení



Obr. 2 – Modely zatížení SW/0 a SW/2

Model zatížení	q_{vk} [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/0	133	15,0	5,3
SW/2	150	25,0	7,0

Tab.1 – Charakteristické hodnoty svislého zatížení pro modely zatížení SW/0 a SW/2

10. Kategorizace tratí z hlediska mostů v ČR

Třídy tratí jsou určeny předpisem 18/1986-PMR Kategorie železničních tratí z hlediska mostů; uveřejněno ve Věstníku dopravy č. 6/1987.

Pro tratě 3. třídy je součinitel α = 1,10 (tj. pro tratě, které podle ČSN 73 6203 byly zatíženy základním zatěžovacím vlakem ČSD Z, tedy vlakem UIC-71 s ω = 1,12).

Pro tratě 1. a 2. třídy je součinitel α = 1,21 (tj. pro tratě, které podle ČSN 73 6203 byly zatíženy těžkým zatěžovacím vlakem ČSD T, tedy vlakem UIC-71 s ω = 1,25).

Pro tratě 1. třídy se navíc použije zatížení SW/2 (tj. pro tratě, které podle ČSN 73 6203 byly zatíženy speciálním zatěžovacím schématem SZS ČSD).

Těžká železniční doprava se může provozovat pouze na tratích 1. třídy.

11. Dynamické účinky železničního zatížení - faktory ovlivňující dynamické chování mostní konstrukce

Zásadní faktory ovlivňující dynamické chování jsou:

1. rychlost dopravy na mostě;
2. rozpětí *L* prvku a délka příčinkové čáry průhybu uvažovaného prvku;
3. hmotnost konstrukce;
4. vlastní frekvence celé konstrukce a důležitých prvků konstrukce a příslušné vlastní tvary kmitání ve směru koleje;
5. počet náprav, nápravové zatížení a vzdálenost náprav;
6. útlum konstrukce;
7. svislé nerovnosti koleje;
8. neodpružená/odpružená hmota a charakteristiky zavěšení a vypružení vozidla;
9. přítomnost pravidelně vzdálených podpěr mostovky a/nebo koleje (příčníky, pražce atd.);
10. imperfekce vozidla (plochá kola, nekruhová kola, poruchy zavěšení a vypružení atd.);
11. dynamické charakteristiky koleje (kolejové lože, pražce, prvky koleje atd.).

Tyto faktory jsou uvažovány v dynamické analýze.

Dynamické účinky zatížení se buď pokrývají dynamickým součinitelem, kterým se násobí statické účinky od modelů zatížení 71, SW/0 a SW/2 nebo se provádí dynamická analýza

Přejezd řady po sobě následujících zatížení s přibližně stejnými vzdálenostmi mezi sebou, které mohou rozkmitat konstrukci a za určitých okolností způsobit rezonanci (pokud se budicí frekvence, nebo její násobek, blíží vlastní frekvenci konstrukce, nebo jejímu násobku, existuje možnost, že kmitání způsobené přejezdem po sobě jdoucích náprav po konstrukci bude nadměrné);

Pokud kritéria stanovená v 6.4.4 EN 1991-2 nejsou splněna, existuje nebezpečí, že může nastat rezonance nebo nadměrné kmitání mostu (s možností nadměrného zrychlení nosné konstrukce vedoucího k nestabilitě kolejového lože atd. a nadměrných průhybů a namáhání atd.). Pro takové případy se musí provést dynamická analýza, aby se vypočítaly rázové a rezonanční účinky.

Kvazistatické metody, které užívají účinky statického zatížení násobené dynamickým součinitelem Φ_3 (stejným jako δ v ČSN 73 6203) v hodnotách 1,05 až 2,00, nejsou schopné předem určit rezonanční účinky od vysokorychlostních vlaků. Pro určení dynamických účinků při rezonanci se požadují metody dynamické analýzy, které uvažují časově závislá zatěžování vysokorychlostními modely zatížení (HSLM) a skutečnými vlaky (např. řešením pohybových rovnic).

12. Kombinovaná odezva mostu a koleje na proměnná zatížení

V kap. 6.5.3, 6.5.4 a příloze G v EN 1991-2 jsou uváděny termíny průběžně svařené kolejnice a průběžná kolej, které v některých případech mohou být, ale také v některých případech nemusí být totožné s termínem „bezstyková kolej“ zavedeným a užívaným v ČR. Proto v překladu EN je často „přeložený ekvivalent“ doplněn v závorce termínem („bezstyková kolej“). Pro vysvětlení a zopakování. Definice a požadavky na bezstykovou kolej (dále BK) v ČR jsou uvedeny v předpisu ČD S3 „Železniční svršek“,

zejména v části dvanácté „Železniční svršek na mostních objektech“ a v předpisu ČD S3/2 „Bezstyková kolej“.Dle předpisů ČD nesmí dýchající konec BK zasahovat na most a z toho vyplývá,že začátek a konec BK musí být alespoň 75 m před a za mostem. Pokud není splněna tato nebo některá z dalších podmínek pro BK, musí se kolej na mostě od koleje na zemním tělese oddělit kolejnicovými dilatačními zařízeními nebo kolejnicovými styky, a to i v případech, že na krajní opěře jsou pevná ložiska. Důvodem je vyloučit nejasné vzájemné působení koleje a mostu a přemáhání některých částí koleje, mostní konstrukce, včetně ložisek, zejména pevných od vodorovných podélných sil, především u stávajících mostů, které na toto uspořádání , zatížení a namáhání nebyly nikdy navrhovány a posuzovány. EN platná pro navrhování nových mostů připouští svaření kolejnic kromě případů shodných s předpisy ČD také svaření v jiných místech, zvláště pak nad opěrou u pevných ložisek. Pro nové mosty budou platit ustanovení ČSN EN 1991-2 a dalších souvisících ČSN EN a bude nutné je respektovat. Uspořádání koleje na mostech se v konkrétních případech stanoví na základě výpočtu.

13. Kombinace zatížení od železniční dopravy

V kapitole 6.8 je podrobně řešeno použití zatížení dopravou na železničních mostech. Počet kolejí a jejich poloha včetně tolerancí. Přehledně jsou v tabulkách uvedeny různé kombinace a sestavy zatížení železniční dopravou podle počtu kolejí, modelů zatížení a jejich účinků pro posuzování mezních stavů únosnosti a mezních stavů použitelnosti jak z hlediska bezpečnosti dopravy, tak z hlediska pohody cestujících. Kriteria přetvoření mostní konstrukce jsou uvedena v příloze A2 EN 1990.

Literatura:

[1] EN 1991-2 Eurocode 1: Actions on structures – Part 2: Traffic load on bridges, September 2003

[2] ČSN EN 1991-2 (73 6203) Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou, návrh

[3] ČSN EN 1990 (73 0002) Zásady navrhování konstrukcí, 2004

[4] Final draft prA1 Annex A2 Application for Bridges for EN 1990-2 Basis for Structural Design, June 2004

[5] ČSN 73 6203 Zatížení mostů

Systémy bariérové ochrany proti skalnímu řícení, systémy na zajištění stability svahů

Ing. Milan Chodacki, Ing. Vladimír Maha, INFRAM a.s.

Účelem tohoto příspěvku je představit nové možnosti řešení uvedených systémů ochrany. Systémy Geobrugg se od běžných systémů liší použitím nově vyvinutého řešení některých prvků systému, které umožní použití i v nejnáročnějších případech a současně jednodušší repasi systému po nárazu zachycovaných předmětů.

1. Geobrugg - systémy bariérové ochrany proti skalnímu řícení

Bariérové ochranné systémy slouží k ochraně proti skalnímu řícení a dle typu jsou schopny absorbovat energii **500 – 3 000kJ**. Systémy jsou mnohokrát vyzkoušeny skutečnými událostmi. Tomu ovšem předcházela řada testů na níže zobrazeném zkušebním zařízení v měřítku 1:1. Mezi výhody patří rychlá montáž a nízké náklady na opravu a údržbu. Špičková je také antikorozní ochrana Geobrugg Supercoating, založená na 5% přídavku hliníku do galvanizační zinkové lázně, jež zaručuje až 4krát delší životnost, než systémy chráněné žárovým zinkováním.

Systémy jsou certifikovány podle mezinárodně uznávaných směrnic u FECAR a WSL.

Ve vývoji jsou systémy schopné absorbovat energii až 5 000 kJ.

Pohled na zachycení zkušebního tělesa do sítě instalované v testovacím zařízení Geobrugg jako výsledek testu na volný pád betonového bloku 9 640 kg z výšky 32 m:

- Rychlost v okamžiku nárazu 25 m/s. resp. 90 km/h.
- Po nárazu průhyb bariery pouze 6.6 m.

Samtan, 99 km trati Chungbuk Line, Korea – 16.2 tun

Prvky systému:

- Kroužkové sítě Rocco

Kroužky mají průměr 300 mm. Jsou vyrobeny ze smyček svazků vysokopevnostních drátů o průměru 3 mm. Počet smyček ve svazku se pohybuje od 5ti do 19ti v závislosti na potřebě absorpce energie.

- Kotevní desky pro sloupky

Ocelové kotevní desky pro kloubové připevnění nosných sloupků. Dvojí provedení desek umožňuje kotvení jak do pevného, tak do nesoudržného podkladu.

- Ocelové sloupky

Nosné sloupky pro bariéry s výškou 2 až 7 m. Čep kloubu je navržen tak, aby v případě extrémního namáhání nedošlo k poškození kotevní desky a kotvení. Vymění se pouze čep (případně sloupek). Sloupky se umisťují ve vzdálenostech 4 – 12 m.

- Nosná, kotevní a přídržná lana

Používají se lana o průměru 12 až 22 mm. V závislosti na riziku a energii zachycovaných předmětů se lana znásobují.

- Brzdné kroužky

Lana se protahují trubkovými spirálami. Jejich deformace při nárazu zabrání zničení lan.

- Kotvení lan

Doporučuje se použití kotev vyrobených z vysokopevnostních drátů s pevností v tahu 1770 kN/mm2 chráněných ocelovou trubkou.

2. Geobrugg - systémy bariérové ochrany proti sesuvům a naplavenému dřevu

Další aplikací ochrany osob, průmyslových a technických objektů je užití RX bariéry sloužící jako ochrana mostních objektů proti plovoucím dřevům, ochrana území proti zemním sesuvům, lavinám, padajícím stromům. Tento systém využívá obdobné prvky jako systém ochrany proti skalnímu řícení. Úspěšnost použití dokazují snímky z pokusů ve zkušebním zařízení při zkoušce v měřítku 1:1 a skutečná událost v Japonsku.

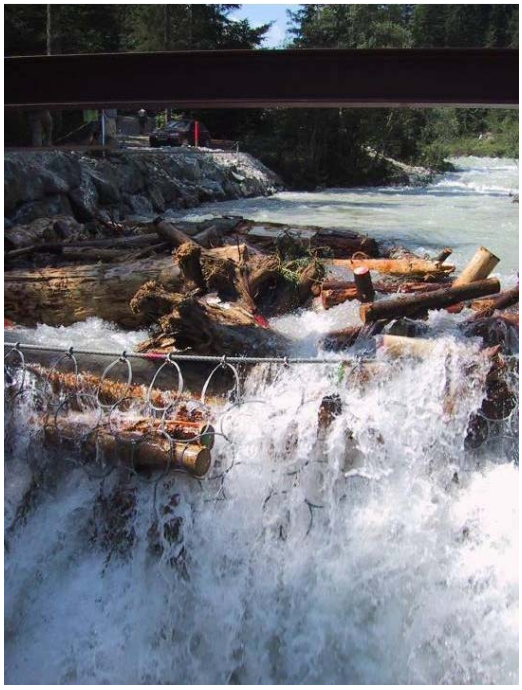
Terénní pokusy ve zkušebním zařízení:

Bylo využito zkušební zařízení Technické univerzity v Mnichově v údolí Lobenbach v Halblechu u Füssenu, Horní Bavorsko, Německo, se 2 přírodními nádržemi. Bylo provedeno 20 terénních pokusů s různými průtokovými křivkami a s rozdílným složením dřeva

Rozměry testované bariéry : výška 3,5 m; šířka 7,0 m

Maximální množství dřeva při pokusu : cca 25 m^3

Maximální průtok vody při pokusu : 27 m^3 / s



Pohled na testovací bariéru při a po otevření stavidla

Ochrana Geobrugg zastavila sesuv cca 720 m^3, Aobandani, Japonsko

3. Geobrugg – systém Tecco na zajištění stability svahů

Systému Tecco se využívá pro stabilizaci příkrých svahů. Terén se po očištění a vyrovnání pokrývá kosočtverečnou sítí z ocelového drátu. Síť se následně předpíná stanovenou silou, většinou pomocí zemních nebo skalních kotev a roznášecích desek. Síť pak kopíruje morfologii terénu a zabraňuje tak nejen sesuvům a deformacím, ale i opadu suti. Optimální funkčnost systému zaručuje vysokopevnostní ocelový drát. Geobrugg ochranné systémy jsou velice šetrné k životnímu prostředí, protože při jejich použití dochází k opětovnému ozelenění sanovaného svahu.

Pevnost v tahu podélná:	150 kN / m‘
Pevnost v tahu příčná:	60 kN / m‘
Max. prodloužení podélné:	ca. 7 %
Max. prodloužení příčné:	ca. 30 %
Výška sítě:	143 mm x 83 mm
Průměr ocelového drátu:	3.0 mm
Pevnost ocelového drátu v tahu	> 1 770 N / mm^2
Antikorozní ochrana:	Geobrugg Supercoating
Tloušťka nátěru:	alu - zinc, > 150 g / m^2

Sanace svahu a opěrné zdi systémem Geobrugg

Pohled z horní hrany sanovaného svahu po ozelenění – Helgoland, Německo

Sanace svahu a opěrné zdi systémem Geobrugg

4. Závěr

Představené prvky systému ochrany vyvinula firma Fatzer AG ve Švýcarsku. Tato firma prvky nejen vyrábí, ale i pro konkrétní případy pomocí speciálně vytvořeného software navrhuje optimální projektové řešení.

Provozní zatížení železničních mostů

Ing. Lenka Žemličková Ph.D., Generální ředitelství, ČD, a.s.

Doc. Ing. Tomáš Rotter CSc., ČVUT, Fakulta stavební

Zatížení provozem je jedním ze základních hledisek, které charakterizují železniční síť. Je to údaj, který vyjadřuje efektivitu využití sítě a definuje požadavky na dopravní cestu. Tato práce se věnuje průměrnému provoznímu zatížení, které dává provoznímu zatížení tvar, jenž je nezávislý na délce sítě a umožňuje plynulé navázání na dosavadní výsledky v dotyčné problematice [1], [2].

Provozní zatížení je důležitým ukazatelem, který umožňuje vzájemné porovnání železničních sítí, nebo posouzení konkrétní železniční sítě z hlediska provozu v závislosti na čase. Na území České republiky se sleduje zatížení tratí prakticky od počátku železniční dopravy. V práci jsou používány statistické údaje, které byly získány z několika zdrojů Českých drah. Protože se jedná o období zahrnující časový interval delší než 150 let, je jasné, že statistické metodiky zaznamenaly během svého vývoje spoustu změn, které souvisejí jednak se změnami délky sítě, se změnami majitelů sítě, s různým dělením úseků, dále s vývojem jednotlivých trakcí a v neposlední řadě i s možností evidence a následným zpracováváním údajů.

V rámci studie provozního zatížení [2] bylo nutné sledovat pouze takové hodnoty, které jsou pro železniční síť výstižné z hlediska provozu a jež jsou srovnatelné pro co možná nejdelší časový úsek. Proto se po podrobném zpracování archivních statistik došlo k závěru, že je vhodné sledovat hrubé tunokilometry přepravené po celé síti. Podrobnější specifikace statistik sice zaznamenávají zajímavé informace z hlediska provozu dráhy, ale jsou srovnatelné pouze v krátkém časovém období ve kterém byly prováděny.

Klasifikace

Zatížení mostních konstrukcí lze v souladu s [1] klasifikovat podle tří různých hledisek:

1. rozdělení zatížení podle povahy působících sil (statické nebo dynamické zatížení),
2. rozdělení zatížení podle směru působících sil (zatížení svislé, vodorovné podélné a vodorovné příčné),
3. rozdělení zatížení podle účelu použití (zatížení charakteristické, návrhové provozní a návrhové extrémní, dle [3] únavové zatížení).

Návrhové provozní zatížení je zatížení, které se vyskytuje při každodenním provozu. U evropských železničních správ je jednotkou návrhového provozního zatížení hmotnost nákladu a vozidel včetně lokomotiv, který se přes danou konstrukci převeze za rok [4]. Tato hmotnost se vyjadřuje v miliónech tun.

Provozní zatížení je pro jednotlivé intervaly dle [1] klasifikováno následovně:

velmi těžké	přes 60. 10^6 t / rok,
těžké	30 – 60. 10^6 t / rok,
střední	10 – 30. 10^6 t / rok,
lehké	2 - 10. 10^6 t / rok,
velmi lehké	do 2. 10^6 t / rok.

Podle normy [5] je klasifikace následující:

velmi těžké	30 - 60. 10^6 t / rok,
těžké	10 - 30. 10^6 t / rok,
střední	do 10. 10^6 t / rok.

Provozní zatížení dle [3] bere v úvahu jeden typ provozního zatížení a to s hodnotou 25. 10^6 t / rok, která se při výpočtech násobí součinitelem závislým na objemu dopravy.

Průměrné provozní zatížení, historie a jeho vývoj

Průměrné provozní zatížení je údaj, který charakterizuje provozní zatížení bez závislosti na délce železniční sítě a to jednak z důvodů návaznosti na předcházející výsledky [1] a za druhé kvůli rozdělení sítě při rozpadu Československa.

V tab. 2 je zapsán počet přepravených hrubých tunokilometrů, které jsou vypočítány ze statistik v závislosti na jednotlivých létech a to od roku 1954 do roku 2003. Tunokilometry jsou rozděleny také podle druhu dopravy a to podle toho, zda se jedná o dopravu nákladní nebo osobní. V šestém sloupci tabulky jsou hodnoty průměrného provozního zatížení odečtené z grafu dle [1]. Hodnoty zatížení jsou uvedeny v milionech tun a charakterizují železniční provoz na tratích tehdejších ČSD.

Na to, aby bylo možné statistiku průměrného provozního zatížení doplnit o aktualizované údaje, neboť literatura [1] řeší problematiku provozního zatížení s ohledem na rok vydání pouze do roku 1980, byla hledána závislost mezi provozním zatížením, které bylo získáno z archivních zdrojů Českých drah a hodnotami, které byly zpracovány Frýbou [1].

Průměrné zatížení je vztaženo k celé délce sítě. Proto jsou v pátém sloupci tabulky hodnoty celkového provozního zatížení vydělené hodnotou odečtenou z grafu [1, obr. 10.2. str. 182]. Vypočítané hodnoty odpovídají přibližně délce kolejí na síti tehdejších Československých státních drah. Malá nepřesnost, která tuto hodnotu v pátém sloupci tabulky doprovází je způsobena chybou, která vzniká při odečítání hodnot z grafu. V posledním sloupci tabulky jsou hodnoty průměrného provozního zatížení dle autorky, přičemž bylo postupováno následovně.

Průměrné provozní zatížení je bráno jako celkové zatížení v miliónech hrubých tunokilometrů za rok v závislosti na celkové délce kolejí.

$$P_{pz} = c_z / s,$$

kde p_{pz} … je průměrné provozní zatížení,
c_z … je celkové zatížení dopravou,
s … celková délka kolejí.

Celková délka kolejí se od padesátých let výrazně změnila pouze jednou a to při rozpadu ČSD na ČD a ŽSR. Ostatní změny jsou z hlediska celé sítě nepatrné a proto jsou zanedbány a vzaty v úvahu pouze 2 různé hodnoty.

interval	délka sítě s [km]
1954 – 1992	16175
1993 – 2004	11430

tab. 1

Celková délka kolejí 11 430 km je převzata ze statistické ročenky Českých drah z roku 2002 [6], přičemž 7624 km tvoří tratě jednokolejné, 2 x 1 819 km tvoří tratě dvoukolejné a 3 x 56 km tratě trojkolejné.

Pro stanovení celkové délky kolejí sítě ČSD (železniční síť celého tehdejšího Československa) bylo použito statistik ČSD z roku 1970, přičemž 10 470 km tvořily tratě jednokolejné, 2 x 2809 km tratě dvoukolejné a 3 x 29 km tratě tříkolejné.

rok	nákladní doprava [10^6hrt.km]	osobní doprava [10^6hrt.km]	c_z = doprava celkem [10^6hrt.km]	c_z / p_{pz}	p_{pz} = průměr. zatíž. dle Frýby [10^6hrt]	průměr. zatíž. dle autorky [10^6hrt]
1954	53956	16525	70481	15662,4	4,50	4,36
1955	59574	17774	77849	16218,5	4,80	4,81
1956	64087	18228	82879	15938,3	5,20	5,12

1957	73386	19275	93250	16077,6	5,80	5,77
1958	79105	19848	99548	15801,3	6,30	6,15
1959	82200	20578	103356	15900,9	6,50	6,39
1960	88043	22039	110691	15813,0	7,00	6,84
1961	93507	22633	116730	15774,3	7,40	7,22
1962	95703	23023	119324	15909,9	7,50	7,38
1963	94812	22423	117824	15922,2	7,40	7,28
1964	101146	23600	125335	16068,6	7,8	7,75
1965	105041	23965	129545	15798,2	8,2	8,01
1966	107039	24600	132190	15926,5	8,30	8,18
1967	104851	25456	130779	15948,6	8,20	8,09
1968	107371	26319	134149	15970,1	8,40	8,29
1969	107594	27270	135314	15919,3	8,50	8,37
1970	114588	27504	142542	15838,0	9,00	8,81
1971	120211	28200	148470	15794,7	9,40	9,18
1972	124019	29041	153112	15866,5	9,65	9,47
1973	124103	29623	153787	15854,3	9,70	9,51
1974	129724	30370	159852	15671,8	10,20	9,88
1975	132329	30366	162853	15811,0	10,30	10,07
1976	136239	30106	166402	15847,8	10,50	10,29
1977	138295	30183	168377	15736,2	10,70	10,41
1978	138938	30239	169231	15669,5	10,80	10,46
1979	140320	29994	170368	15702,1	10,85	10,53
1980	140085	30093	170228	15761,9	10,80	10,52
1981	139513	30005	169569	15773,9	10,75	10,48
1982	138838	30420	169308	-	-	10,47
1983	142495	31113	173662	-	-	10,74
1984	144405	31543	175997	-	-	10,88
1985	142307	31563	173921	-	-	10,75
1986	144833	32661	177549	-	-	10,98
1987	142578	32680	175308	-	-	10,84
1988	146479	33232	179771	-	-	11,11
1989	141138	33585	174771	-	-	10,81
1990	128455	33826	162324	-	-	10,04
1991	99789	32062	131879	-	-	8,15
1992	93942	30999	124962	-	-	7,73
1993	51723	17502	69225	-	-	6,06
1994	47808	17783	65591	-	-	5,74
1995	51754	19646	71400	-	-	6,25
1996	49650	18990	68640	-	-	6,01
1997	45854	17875	63720	-	-	5,57
1998	41187	17437	58624	-	-	5,13
1999	36849	17265	54114	-	-	4,73
2000	37745	17215	54960	-	-	4,81
2001	36684	17173	53857	-	-	4,71
2002	33859	17205	51064	-	-	4,47
2003	34465	17432	51897	-	-	4,54

tab. 2

Již začátkem devadesátých let vznikla u nás na železnici možnost přepravy externími dopravci. Podíl přepravy prostřednictvím externích dopravců je malý, v devadesátých letech byla přeprava těmito dopravci ve statistikách celkových zatížení sítě Českých drah zanedbatelná. V současné době přepravují externí dopravci 1,5 % hrubých tunokilometrů ze všech přepravených hrubých tunokilometrů po železnici v ČR. Očekává se, že se tato situace změní tím, že ČR vstoupila do EU.

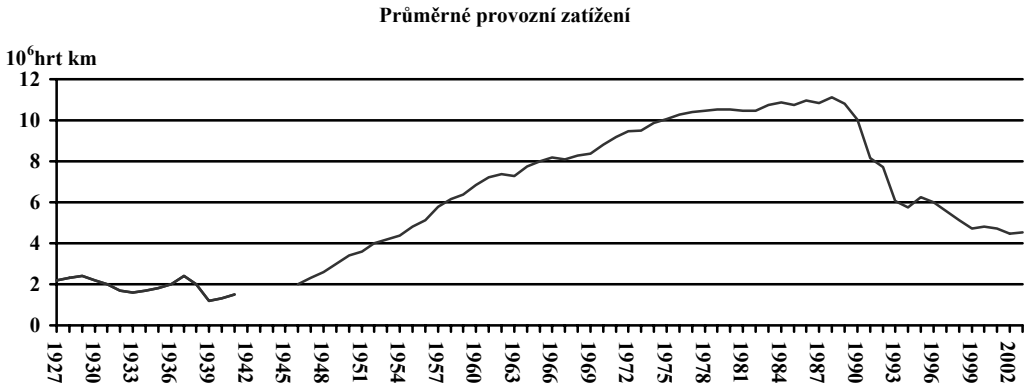
Tab. 2 obsahuje od roku 1999 včetně počet hrubých tunokilometrů jako součet tunokilometrů dopravce Českých drah a externích dopravců. Statistiky od roku 1993 do roku 1998 se týkají pouze Českých drah. V té době, jak je uvedeno výše, externí dopravci tvořily zanedbatelnou část provozního zatížení, a proto je není nutné do tab. 2 vůbec zahrnovat.

V grafu č. 1 je zpracováno průměrné provozní zatížení. Od roku 1981 nebylo průměrné provozní zatížení doposud publikováno. Nově zjištěné hodnoty průměrného provozního zatížení doplňují dříve publikované hodnoty zatížení [1].

rok	průměr. zatíž. dle Frýby 10^6t.	rok	Průměr. zatíž. dle Frýby 10^6t.
1927	2,2	1941	1,5
1928	2,3	1942	-
1929	2,4	1943	-
1930	2,2	1944	-
1931	2,0	1945	-
1932	1,7	1946	2,0
1933	1,6	1947	2,3
1934	1,7	1948	2,6
1935	1,8	1949	3,0
1936	2,0	1950	3,4
1937	3,4	1951	3,6
1938	2,0	1952	4,0
1939	1,2	1953	4,2
1940	1,3		

tab. 3

Převzaté hodnoty průměrného provozního zatížení jsou zapsány v tab. 3. Provozní zatížení za válečné roky (1942–1945) nejsou k dispozici.



graf č. 1

Z grafu je patrné, že provozní zatížení v posledních patnácti letech zaznamenalo několik základních změn. Do roku 1988, kdy nastalo absolutní maximum z hlediska zatížení, a to hodnotou průměrného provozního zatížení 11,11 hrubých tun, převažovala rostoucí tendence. Od roku 1989 do roku 1994 následoval prudký pokles z hodnoty 10,81 hr t na 5,74 hr t, což je pokles během 5 let o 47 %. V roce 1995 byl zaznamenán lehký nárůst na hodnotu 6,25 hr t a posléze opět pokles, tentokrát již nikoli prudký ale pozvolný s jedním záchvěvem růstu v roce 2000. V roce 2002 nastala určitá stagnace tendence růstu, kdy se hodnota průměrného provozního zatížení zastavila na hodnotě 4,47 hr t. V roce 2003 se tato hodnota změnila pouze nepatrně a to na hodnotu 4,54 hr t. Statistiky za rok 2004 nejsou zatím zpracovány. Co se týče hodnoty průměrného provozního zatížení za rok 2004, tak lze očekávat, že tato hodnota poklesne.

Vývoj provozního zatížení je velmi těžké do budoucna odhadovat, protože není zcela jasné jaké místo zaujmou v Evropské unii České dráhy a jaký vliv budou mít na železniční dopravu cizí dopravci u nás. Je pravděpodobné, že se v naší republice zvýší podíl externích dopravců a je otázkou, na kolik toto zvýšení bude znamenat nárůst provozního zatížení a nebo zda se bude jednat pouze o změnu dopravce.

Vliv na průměrné provozní zatížení by samozřejmě mělo i eventuelní zastavení provozu na některých nelukrativních tratích a tím snížení délky sítě a eventuelního nárůstu průměrného provozního zatížení. Tyto otázky ale závisí na mnoha vnějších aspektech. Není však pravděpodobné, s ohledem na statistiky provozních zatížení v zemích Evropské unie, že by u nás ještě někdy železnice dosahovala takových průměrných provozních zatížení, jako tomu bylo koncem osmdesátých let.

Provozní zatížení na konkrétních tratích

Nejzatíženějším úsekem z hlediska provozního zatížení Českých drah je traťový úsek z Ústí nad Orlicí do Chocně a zpět. Jedná se o dvoukolejnou hlavní trať, která vede z Prahy do České Třebové a dále pak na Brno či Ostravu. Tato trať je součástí tzv. I. koridoru. Při pohledu na mapu železní sítě ČD zjistíme, že traťový úsek Ústí nad Orlicí - Choceň tvoří ve východo-západním směru hrdlo, které zajišťuje dopravu právě v tomto směru.

V tab. 4 je rozepsáno celkové provozní zatížení na tomto úseku. V letech 1994 až 1998 se zvlášť evidovalo zatížení od lokomotivních vlaků. V posledních letech se lokomotivní vlaky řadí v těchto statistikách mezi vlaky nákladní.

Pro hodnoty provozních zatížení za jednotlivé roky je z důvodu přehlednosti vypočítán průměr hodnot zatížení na jeden směr. Provozní zatížení v obou směrech jsou srovnatelná.

České dráhy evidují provozní zatížení všech tratí své sítě. Existuje předpis - Označení evidenčních úseků [7], který každému úseku přiřazuje čtyřmístné číslo, pod kterým se tento úsek ve statistikách uvádí. Dále existují jiná čtyřmístná čísla, která spojují vždy několik podúseků do logických celků tratí. Pod těmito čísly lze ve statistikách Českých drah získat informace řádově za posledních deset let. Starší statistiky jsou vzhledem k tehdejším možnostem zpracování svoji strukturou odlišné.

rok	traťový úsek	celkové zatížení na 1 kolej za 1 rok [10^6hrt/km]	zatížení od osobních vlaků na 1 kolej za 1 rok [10^6hrt/km]	zatížení od nákladních vlaků na 1 kolej za 1 rok [10^6hrt/km]	zatížení od lokomotivních vlaků na 1 kolej za 1 rok [10^6hrt/km]
1994	Ústí n.O. – Choceň Choceň - Ústí n.O.	32,9 25,884 Ø 29,392	5,011 4,138	26,088 20,02	1,801 1,726
1995	Ústí n.O. – Choceň Choceň - Ústí n.O.	33,64 29,07 Ø 31,355	5,256 5,466	24,934 20,291	3,448 3,316
1996	Ústí n.O. – Choceň Choceň - Ústí n.O.	29,86 27,16 Ø 28,51	5,079 5,102	21,525 18,913	3,255 3,141
1997	Ústí n.O. – Choceň Choceň - Ústí n.O.	25,63 22,86 Ø 24,245	4,452 4,412	18,419 15,783	2,761 2,666
1998	Ústí n.O. – Choceň Choceň - Ústí n.O.	25,67 21,66 Ø 23,665	5,244 5,146	17,572 13,704	2,857 2,758
1999	Ústí n.O. – Choceň Choceň - Ústí n.O.	23,58 19,910 Ø 21,745	6,275 6,251	17,301 13,655	-
2000	Ústí n.O. – Choceň Choceň - Ústí n.O.	23,97 20,57 Ø 22,27	6,283 6,280	17,687 14,289	-
2001	Ústí n.O. – Choceň Choceň - Ústí n.O.	23,16 19,83 Ø 21,495	6,715 6,521	16,448 13,311	-
2002	Ústí n.O. – Choceň Choceň - Ústí n.O.	22,39 19,88 Ø 21,135	7,241 7,275	15,151 12,602	-

tab. 4

Literatura

[1] Frýba, L.: Dynamika železničních mostů, Academia, Praha 1992

[2] Žemličková, L.: Ekvivalentní rozkmit napětí železničních mostů, Disertační práce, Praha 2004

[3] EN 1991-2 Eurocode 1, Actions on structures - Part 2: Traffic loads on bridges, September 2003.

[4] Statistische Verteilung der Achslasten und Beanspruchung von Eisenbahnbrűcken, Utrecht, 1973 - 1979, Frage D 128

[5] ČSN 73 6203 –1986 Zatížení mostů

[6] Statistická ročenka Českých drah 2002, ČD a.s., Generální ředitelství, 2002

[7] Předpis ČD - Označení evidenčních úseků