KONFERENCE

ŽELEZNIČNÍ MOSTY A TUNELY

SETKÁNÍ INVESTORŮ, PROJEKTANTŮ, STAVITELŮ A SPRÁVCŮ

13. ROČNÍK

pořádají

KONGRESOVÝ SÁL HOTELU OLŠANKA
OLŠANSKÉ NÁMĚSTÍ, PRAHA 3
17. LEDNA 2008

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

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

SBORNÍK PŘÍSPĚVKŮ

13. ROČNÍK KONFERENCE

ŽELEZNIČNÍ MOSTY A TUNELY

setkání správců, investorů, projektantů a stavitelů

Kongresový sál hotelu Olšanka,
Olšanské náměstí, Praha 3
17. ledna 2008

pořádají

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

mediální partner konference časopis **Silnice železnice**

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

Přípravný výbor konference: Ing. Milan Čermák, České dráhy, a.s.
Iveta Čermáková, SUDOP PRAHA a.s.
Ing. Josef Fidler, SUDOP PRAHA a.s.
Ing. Anna Kodysová, MBA, SŽDC, s.o.
Ing. Bohuslav Stečínský, České dráhy a.s.
Ing. Tomáš Wangler, SUDOP PRAHA a.s.

SBORNÍK PŘÍSPĚVKŮ

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

OBSAH:

Vybrané mosty stavby "Průjezd železničním uzlem Ústí nad Labem"
Ing. Tomáš Martinek, SUDOP PRAHA a.s.

Rekonstrukce železničního mostu Nymburk
Ing. Jan Fiala, Ing. Ivan Šír, fa Ing. Ivan Šír - Statika staveb, mosty

Těžké zásilky na ČD
Ing. Marek Hummel, GŘ ČD, a.s. - O13, OŽS

Novelizace ČSN 73 6201 – připravované změny železniční a společné části
Ing. Pavel Horáček, SUDOP PRAHA a.s., stř. 250 Hradec Králové
Ing. Miroslav Teršel, SŽDC, s. o., Odbor provozuschopnosti, odd. stavební

Rekonstrukce mostu v km 409,200 trati Česká Třebová – Praha Mas. n. (přes Trocnovskou ulici)
Ing. Libor Marek, Ing. Jan Svitavský, Ing. Ondřej Lojík, TOPCON servis s.r.o.
Ing. arch. Iveta Torkoniaková - architektonická spolupráce

Důsledky řešení vybraných detailů mostních objektů v projektové, dodavatelské dokumentaci a při realizaci
Ing. Blanka Karbanová, Ing. Pavla Březnická, SŽDC, s. o., Odbor provozuschopnosti, odd. stavební

Železniční tunely "Nové spojení" – geomonitoring
Ing. Milan Kössler, SG-Geotechnika, a.s.

Opravy železničních tunelů u SDC Liberec
Ing. Tomáš Sklenář, SDC Liberec
Ing. Jiří Matějíček, AMBERG Engineering Brno, a.s.

Odstranění havarijního stavu mostního pilíře po přívalových deštích
Ing. Peter Slašťan, TASUM, Žilina
Ing. Marcel Zvarík, WEBER-TASUM s.r.o., Ostrava

Pozemní geofyzikální průzkum tunelových tras
Prof. RNDr. Miloš Karous, DrSc., GEONIKA s.r.o., Praha

Březenský tunel: nejdelší železniční tunel v ČR v provozu
Ing. Roman Smida, SUDOP PRAHA a.s.

Nová nosná konstrukce železničních mostů
Ing. Zdeněk Porkát, Ing. Josef Kubíček, Valbek Liberec, spol. s r.o.
Ing. Stanislav Kejval, SŽDC, s. o., Stavební správa Plzeň

Železniční mosty v úseku Břeclav – st. hranice SR
Ing. Jiří Borovička, MORAVIA CONSULT Olomouc a.s.

Evropské projekty Sustainable bridges a UPTUN – nové technologie posuzování mostů a tunelů
Jan Červenka, Vladimír Červenka a Radomír Pukl, fa Červenka Consulting

Poznatky z výstavby železničních mostů
Ing. Václav Podlipný, GŘ ČD, a.s., Odbor stavební a provozu infrastruktury

Modernizace trati Veselí nad Lužnicí – Tábor, SO 58-20-08 Železniční most v km 79,915
Ing. Libor Hökl, Firesta-Fišer, rekonstrukce, stavby a.s.

Rekonštrukcia mostných objektov na TEŽ
Ing. Andrej Zitrický

Mosty na vysokorychlostní trase Nürnberg – Ingolstadt
Dr.-Ing. Richard Buba, Dipl.-Ing. Matthias Scholz, SSF München

Rekonstrukce mostu v km 9,118 tr. Poříčany – Nymburk
Ing. Štěpán Jakeš, Ing. Jan Svitavský, Ing. Libor Marek, TOP CON servis s.r.o.

Most na žel. trati Studénka Bílovec přes dálnici D47
Ing. Pavel Kolenčík, Ing. Pavel Sliwka, Stráský, Hustý a partneři s.r.o.
Ing. Zdeňka Jabůrková, JR servis, s.r.o.
Ing. František Mašek, Skanska DS, a.s.

Návrh obloukového železničního mostu v km 315,894 trati Bystřice n. Olší – Český Těšín
Ing. Vojtěch Konečný, Ing. Lukáš Křižan, fa Ing. Antonín Pechal, CSc.

Nové mosty v traťovém úseku Doubí u Tábora – Tábor
Ing. Jan Felgr, Ing. Jan Horn, Ing. Jiří Jirásko, Ing. Jana Sedláková, Ing. Libor Vítek,
Ing. Jan Dubánek, SUDOP PRAHA a.s.

Most u Strakonic ze systému Matiere®
Ing. Pavel Bulejko, ABM Mosty s.r.o., člen ABM Group
Farzin Hosseini, MEngSc, ABM Design & Build Ltd., člen ABM Group

Vzájemné působení koleje a mostu – zásady navrhování
Ing. Josef Sláma, CSc., ŘSD ČR

torbo® – systémy na tryskání zvlhčeným abrazivem
Ing. Ladislav Janča, dsts

Stavby a rekonstrukce mostních objektů na železnici z flexibilních ocelových konstrukcí a trub
Ing. Jaromír Zouhar, Ing. Marek Šana, ViaCon ČR, s.r.o.

Vybrané mosty stavby „Průjezd železničním uzlem Ústí nad Labem“

Ing. Tomáš Martinek, SUDOP PRAHA a.s.

V rámci rekonstrukce železniční stanice Ústí n. L. byly realizovány nové mostní konstrukce: železobetonový klenbový most - rám o dvou polích, ocelobetonové konstrukce o jednom a o třech polích a železobetonový podchod - rám o třech polích, Protože nové objekty nahradily stávající mosty, byla jejich dispozice ovlivněna novým kolejovým řešením a požadavky na zlepšení prostorového uspořádání překonávaných překážek.

Úvod

Od poloviny roku 2005 probíhá přestavba železničního uzlu Ústí nad Labem, jehož součástí je i rekonstrukce inženýrských objektů – mostů, zdí a propustků. Součástí stavby je 9 stávajících mostních objektů, jejichž dispozice je většinou zásadně ovlivněna novým kolejovým řešením, 3 stávající podchody a nově budovaný podjezd do plánovaného komerčního objektu situovaného mezi staniční koleje a pobřežní komunikaci.

Součástí nového kolejového řešení stanice je rozšíření o jednu kolej směrem k Labi a prodloužení nástupišť na požadovanou délku, které ovlivňují dispozici mostů. Bližší pozornost si pro zajímavé technické řešení zaslouží následující stavební objekty:

Železniční most přes Bílinu v km 516,716

Nový železobetonový klenbový most o dvou otvorech světlosti 25,0 a 18,0 m nahradil původní kamenný klenbový most o třech otvorech z roku 1848, jehož pilíř byl umístěn do řečiště toku řeky Bíliny. Důvodem nahrazení stávajícího mostu novou konstrukcí byla nutnost rozšíření mostu pro nové nástupiště a přidanou třetí kolej oproti dvěma původním, zvětšení podjezdné výšky komunikace podél řeky a v neposlední řadě zjištěná nízká pevnost zdiva kleneb a spodní stavby vyžadující rozsáhlou sanaci a injektáže.

Hlavním rysem návrhu nového mostu byla jednoduchost, dlouhá životnost a bezúdržbovost vzhledem k neexistenci složitých detailů. Tvarově byla konstrukce mostu navržena obdobná jako sousední klenbová estakáda s plochými oblouky, vedoucí směrem do žst. Ústí n. L. - západ. Staticky konstrukce působí jako dvojpolový rám.

Most je půdorysně zakřivený. Pravý líc mostu je tvořen obloukem o R_1=30,20 m v 1. poli a R_2 = 15,80 m v poli č. 2, levý líc mostu je v poli č. 1 o poloměru R_1=53,63 m a v poli č. 2 o poloměru R_2 = 30,17 m. Šířka spodní stavby u pražské opěry 17,73 m, v místě pilíře 19,60 m a u děčínské opěry 22,93 m. Půdorysně je nosná konstrukce členěna na 2 dilatační celky – s ohledem na postup výstavby nejprve pravé a potom levé skupiny kolejí stanice. Bylo použito podélné rozříznutí stávající kamenné konstrukce mostu, se zapažením provozovaných kolejí pomocí vrtaných zápor, převázek a spínacích ocelových táhel.

Vzhledem ke složitým základovým poměrům v ústí řeky Bíliny do Labe, je založení mostu navrženo hlubinné, prostřednictvím podzemních stěn (lamel), podchycení pilíře je řešeno tryskovou injektáží. Pro výstavbu založení pilíře v Bílině byla zřízena štětovnicová těsnící jímka rozepřená ocelovými rozpěrami.

Realizaci založení mostu zkomplikoval fakt, že nebylo možné zaberanit štětovnice do požadované hloubky a existence inženýrských sítí byla zjištěna o cca 3,5 m blíže

k pilíři. Proto byla navržena změna založení pilíře a změna pažení stavební jámy pilíře. Plyn STL a kanalizace v ulici Přístaviště jsou podchyceny tryskovou injektáží (TI) a záporami kotvenými přes převázku tak, aby nedošlo k jejich poškození, jelikož nebyla možná jejich odstávka. Posun základové spáry pilíře o cca 2,00 m výše si vyžádalo jeho podchycení TI v celé ploše základu.

Spodní stavba je tvořena 3-mi základy z betonu C25/30 – XA1,XF2 u základových bloků a C30/37- XC4, XF3 u dříků podpěr. Základ O1 je tvořen mohutným železobetonovým blokem 7,20 m x 2,20 m, délky 18,73 m s vetknutými podzemními stěnami. Podzemní stěny (lamely) o rozměru 2,50 x 0,80 m a délce 8,0 m – 9,0 m byly těženy pod ochranou bentonitové suspenze. Základ P2 je tvořen mohutným základem o rozměru 2,38 m x 6,20 m podchyceným sloupy tryskové injektáže ø 1,20 m á 1,40 m a délky 5,0 m. Základ pod pražskou opěrou O3 je rozměru 6,65 m x 2,25 m a délky 23,05 m.

Oblouky nosné konstrukce ze železobetonu C35/45 –XD3,XF4 jsou rozděleny na 5 pracovně dilatačních celků pro omezení vlivu smršťování a dotvarování betonu oblouků, s šachovnicovým postupem betonáže – nejprve liché části, po 3 týdnech zbývající sudé části. Tloušťka oblouku nosné konstrukce je ve vetknutí 1,88 m u opěry pražské resp. 1,98 m u opěry děčínské, konstrukční výška je u ve vrcholu je 0,60 m u oblouku menší světlosti a 0,70 m u většího. Vzepětí oblouků je 2,71 a 2,81 m. Betonáž nosné konstrukce proběhla na pevné skruži dočasně umístěné do koryta řeky. Nadvýšení nosné konstrukce včetně základových patek je dle statického výpočtu 20 mm.

Vlastní obloukové konstrukce jsou v příčném směru nadbetonovány poprsními zdmi šířky 700 mm. Klasický zásyp rubu kleneb je nahrazen výplní z popílkobetonu B10 objemové hmotnosti 10 kN/m^3 a min. pevnosti 1,0 MPa. Izolace rubu kleneb a poprsních zdí byla navržena z modifikovaných NAIP s tvrdou ochranou. Odvodnění mostu je zajištěno jednak podélným vyspádováním ve sklonu 2% od vrcholu oblouků směrem za konec mostu, kde je voda odvedena příčnými odvodňovači na svah tělesa, jednak podélným spádem výplňového popílkobetonu 2% od vrcholů obou oblouků směrem k pilíři, nad kterým je navržen příčný drén a prostupem v poprsní zdi vlevo je voda vyvedena před líc mostu, kde volně odkapává do vodoteče.

Oproti původně navrženým sklobetonovým tvárnicím jako ztraceného bednění byl boční líc mostu upraven lepeným kamenným obkladem z desek ze štípaného čediče ve formě kyklopského zdiva celkové tl. 70 mm. Spáry byly vyplněny MC 200 s akrylátovou příměsí z důvodu minimalizace absorpce vlhkosti, se zapuštěním spárování cca 10 mm pod lícem obkladu

Římsy mostu byly osazeny zábradlím výšky 1,10 m městského typu se svislou výplní, z otevřených profilů.

Obr. 1 a 2 Původní most (zbývající polovina po odbourání) a nový most (kamenný obklad)

Dno Bíliny pod mostem je upraveno do úrovně stávajícího stavu s odlážděním z lomového kamene do betonu celkové tl. 0,5 m. Nábřežní zdi vlevo u pilíře jsou plynule napojeny před a za pilířem v délce 15,0 m + 10,0 m. Místní komunikace ul. Přístaviště je směrově vyrovnána protisměrnými oblouky tak, aby nový úhel křížení byl shodný s šikmostí mostu 82°.

Realizace mostu probíhala ve 2 fázích v dlouhodobých výlukách kolejí při zabezpečení provozovaných kolejí kotveným mikrozáporovým pažením a při vyloučeném provozu pod mostem. Realizační dokumentaci vypracovala firma Valbek s.r.o.

Podchod na nástupiště – osobní nádraží, km 516,951

Původní železobetonový rámový podchod světlé šířky 5,40 m z roku 1953 byl na základě požadavku Magistrátu města Ústí nad Labem, kvůli jeho uvažovanému využití pro hlavní pěší spojení mezi centrem města a částí města Střekov na druhém břehu Labe, nahrazen novým rámovým železobetonovým podchodem o třech polích. Části krajních otvorů jsou odděleny zděnou příčkou z pórobetonu pro budoucí komerční využití – pro obchody a služby .

Konstrukce nového podchodu staticky působí jako plošně založený (na vrstvách konsolidovaných navážek a štěrků) uzavřený trojpolový rám celkové délky 28,0 m, s dvěma řadami vnitřních podpor ve formě stěnových sloupů 400 x 2250 mm (modul 9,15 + 9,0 + 9,15 m) s hlavicemi v horní části, situovaných vždy pod osami celkem 5 kolejí přecházejících přes podchod. Konstrukce je navržena jako monolitická železobetonová z betonu C30/37 – XC3, XF2, ze třech dilatačních dílů, s horní deskou betonovanou po částech, kvůli omezení vlivu smršťování, oddělených těsněnou podélnou sparou v celkové šířce 46,40 m, což odpovídá postupu výstavby, kdy se nejdříve realizovaly krajní dilatační celky a teprve v poslední fázi prostřední část. Tloušťka horní desky je navržena proměnná podle podélného sklonu 570 – 850 m, krajní stěny a spodní deska tl. 700 mm.

Podchod zajišťuje spojení výpravní budovy s jednotlivými nástupišti. Oproti původnímu podchodu jsou přístupy na nástupiště navrženy jako bezbariérové. 1. nástupiště je spojeno s podchodem 2 schodišti a výtahovou šachtou. Obě ostrovní nástupiště (2. a 3.) jsou pak zpřístupněny vždy jedním schodištěm (směrem na Děčín), dvojicí eskalátorů (směrem na Prahu) a osobním výtahem. Za provizorním zaslepením konstrukce směrem k Labi (viz dále) je vybudované dočasné schodiště zpřístupňující provozní budovu – dopravní pavilon, který bude v budoucnu zbourán a nahrazen plánovaným komerčním objektem s nábřežní terasou s pěší zónou a obchody. Přilehlý okraj podchodu je proto založen na vrtaných pilotách prof. 600 mm, délky 4,50 m, které umožní pozdější bezproblémové založení navazujícího objektu pod základovou spárou podchodu, při zachování nerušeného provozu.

Svislé stěny jsou izolovány proti tlakové vodě izolačním systémem z natavitelných asfaltových modifikovaných pásů s ochrannou přizdívkou z betonových tvarovek tl. 100 mm. Horní deska je izolována proti srážkové vodě izolačním systémem z natavitelných asfaltových modifikovaných pásů s tvrdou ochranou – 50 mm betonové mazaniny s vloženo výztužnou sítí.

Odvodnění mostu je navrženo prostřednictvím podélného sklonu horní desky 2% od středu podchodu za ruby krajních stěn rámu, kde je voda zachycena příčnými drenážemi zaústěnými do odvodnění železničního spodku. Jelikož je podlaha podchodu pod úrovní Q_{100} Labe, jsou v místě eskalátorů připraveny niky pro umístění hradítek chránících jejich technologii v případě zatopení podchodu (možné až po realizaci budoucí terasy – do té doby je podchod vodotěsný).

Realizace mostu probíhala ve 3 fázích v dlouhodobých výlukách kolejí při zabezpečení provozovaných kolejí kotveným štětovnicovým pažením. Realizační dokumentaci vypracovaly firmy BML s.r.o. a HABENA s.r.o.

Obr. 3 a 4 Původní podchod a nový podchod

Železniční most přes nájezd na most E. Beneše v km 517,085

Most se nachází v obvodu osobního nádraží v Ústí nad Labem a překračuje městskou komunikaci vedoucí na ocelový obloukový most E. Beneše přes Labe. Prostorové uspořádání mostu je navrženo pro zahloubení komunikace pod mostem při dodržení minimální požadované podjezdné výšky 4,50 m pro nově budovanou trolejbusovou trať (oproti stávající 3,90 m) a maximálním sklonu upravené komunikace 6 %. V novém stavu přes most přechází celkem 5 kolejí, nástupiště a protihluková stěna výšky 2,50 m v odrazivém provedení, s průhlednou výplní.

Původní nosná konstrukce z roku 1925 s obetonovanými ocelovými stojkami a ocelovými zabetonovanými nosníky s náběhy o třech polích rozpětí 5,85 + 6,65 + 5,85 m byla ve dvou etapách nahrazena spojitou trojpolovou deskovou konstrukcí rozpětí 6,05 + 6,65 + 6,05 m, tvořenou zabetonovanými ocelovými nosníky uloženou v místě pilířů prostřednictvím vrubových kloubů, v místě opěr se smykovým ozubem.

Nosníky jsou navrženy svařované, spojité a přímopasové, z oceli S355 J2G3 dle ČSN EN 10025, částečně umístěné do vějíře z důvodu proměnné šířky nosné konstrukce 29,34 – 26,80 m . Deska nosné konstrukce z betonu C30/37 – XD1,XF2 je nad podpěrami zesílena monolitickými příčníky. Při realizaci druhé fáze nosné konstrukce byla tato část spojena přibetonováním s první část fází pracovní sparou s procházející výztuží. Výška nosné konstrukce na straně směrem k Labi je z důvodu minimalizace stavební výšky snížena – prostřednictvím různé výšky ocelových nosníků 290 – 205 mm a proměnnou tloušťkou pásnic nosníků.

Spodní stavbu tvoří sanované stávající železobetonové opěry, rozšířené přístavbou na straně k Labi pro přidanou další kolej, založenou na vrtaných pilotách prof. 1220 mm, délky 11,0 m, a opatřené novými úložnými prahy. Kanalizace – stoka vedoucí základem děčínské opěry byla obkročena vrtanými pilotami pro rozšíření opěry. Původní střední pilíře jsou včetně základů nahrazeny dvěma novými řadami železobetonových stojek z betonu C35/45 – XD3, XF4. Založení pilířů je navrženo plošné, v místě rozšíření na nezkonsolidované zemině hlubinné, na vrtaných pilotách prof. 1220 mm, délky 11,0 m.

Mostovka je izolována bezešvou nástřikovou izolací max. tl. 10 mm. Odvodnění mostu je zajištěno příčným vyspádováním ve sklonu 2 % a podélným 0,48% směrem k odvodňovačům v blízkosti pilířů, opatřeným svislými svody zaústěnými do kanalizace komunikace. Krajní pole jsou částečně vyspádována za rub opěr, do příčné drenáže

svedené opět do kanalizace pod mostem. Stojky mostu jsou proti nárazu vozidel ochráněny betonovými svodidly výšky 810 mm se zasypaným rubem.

Realizace mostu probíhala ve 2 fázích, po rozříznutí původní konstrukce a jejím zbourání po částech, v dlouhodobých výlukách kolejí při zabezpečení provozovaných kolejí kotveným mikrozáporovým pažením, při časově omezeném vyloučení provozu pod mostem. Konstrukce se zabetonovaných nosníků byla navržena s využitím pružnoplastického výpočtu podle mostního vzorového listu ČD MVL 511. Realizační dokumentaci vypracovala firma SUDOP PRAHA a.s.

Obr. 5 a 6 Původní most a nový most

Železniční most „u ZOO“ v km 517,999

Železniční most řeší mimoúrovňové křížení trojkolejné trati ve staničním obvodu žst. Ústí nad Labem – sever, s městskou komunikací. Úhel křížení trati a komunikace je 51°. Nová konstrukce nahradila původní šikmé ocelové konstrukce z roku 1919 s plnostěnnými nosníky, s horní mostovkou s mostnicemi, uloženými na ocelových ložiskách na kamenných masivních opěrách z pískovcových kvádrů. Šikmost nové konstrukcí je navržena pod úhlem 75°.

Most tvoří tři samostatné konstrukce, které jsou ve směru kolejí vzájemně posunuty o 2,80 m. Nosná konstrukce je navržena jako prostý nosník o rozpětí 17,5 m se zabetonovanými ocelovými nosníky z oceli S 355 J2G3 – 12 ks pro dvě krajní konstrukce, 11 ks konstrukce prostřední, deska s koncovými příčníky z betonu C35/45 -XD1,XF2, tloušťky 1,65 m vč. pásnic nosníků. Každá konstrukce je uložena na opěrách na dvojici hrncových ložisek s výměnnými deskami. Min. světlá výška je navržena 4,5 m (podcházející trolejbusová trať).

Spodní stavba je tvořena novými železobetonovými opěrami z betonu C35/45-XD3, XF4. Opěry sledují šikmost konstrukce a jejich svislá část lícuje s nutným průchozím prostorem veřejného chodníku. Úložné prahy přesahují nad průchozí prostor veřejných chodníků podcházející městské komunikace. Most je založen hlubinně na velkoprůměrových pilotách proměnné délky, podle zastižení skalního podloží. Podélné spáry mezi konstrukcemi jsou osazeny dilatačním lamelovým závěrem s krycí deskou z tvrzené pryže.

Na opěry jsou zavěšena rovnoběžná křídla. U pražské opěry na rovnoběžné křídlo navazuje opěrná zeď železobetonová zeď. Na děčínské straně je rovnoběžné křídlo zakončeno kolmým ramenem, jehož tvar sleduje sklon svahu násypu železničního tělesa – opěrné zdi z armovaných zemin. Na straně Mariánské skály navazují na římsy křídel prefabrikované zídky.

Odvodnění mostu je řešeno podélným střechovitým 1% sklonem. Voda je svedena za závěrné zídky přesahem nosné konstrukce a odtud do příčného odvodňovacího žlabu, který je součástí přechodových desek. Odtud je voda odvedena kanalizační troubou DN250 šachtou umístěnou v rovnoběžném křídle a dále do kanalizace vedoucí v ose komunikace pod mostem. Šachta v rovnoběžném křídle je přístupná z úrovně silnice.

Mostovka je izolována bezešvou nástřikovou izolací max. tl. 10 mm. Závěrná zídka a přechodové desky jsou izolovány asfaltovou jednopásovou izolací s integrovanou ochrannou vrstvou.

Realizace mostu probíhala ve 3 fázích v dlouhodobých výlukách kolejí při zabezpečení provozovaných kolejí kotveným záporovým pažením, při vyloučeném provozu pod mostem kromě trolejbusů svedených do 1 pruhu, jejichž trolejové vedení bylo po dobu výstavby mostu zavěšeno na provizorních ocelových rámech pod realizovanými konstrukcemi.

Konstrukce se zabetonovaných nosníků byla navržena s využitím pružnoplastického výpočtu podle mostního vzorového listu ČD MVL 511. Realizační dokumentaci vypracovala firma SUDOP PRAHA a.s.

Obr. 7 a 8 Původní most a nový most

Závěr

Uvedené čtyři realizované mosty jsou ukázkou vhodného návrhu konstrukce při splnění estetických požadavků v městském prostředí a technických požadavků daných překonávanou překážkou, kdy bylo stávající prostorové uspořádání pod mostem vylepšeno, při využití současných technickým možností.

Autor příspěvku na výše uvedené stavbě působil jako profesní garant generálního projektanta – firmy SUDOP PRAHA a.s.

Rekonstrukce železničního mostu Nymburk

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

Ve městě Nymburk byla v roce 2007 provedena rekonstrukce železničního mostu na elektrifikované trati Poříčany – Nymburk. Rekonstrukce byla vyvolána požadavkem Ředitelství vodních cest ČR na zajištění plavebního profilu o výšce 5,25m v rámci akce splavnění Labe do přístavu Pardubice. Pro zajištění požadovaného plavebního profilu bylo navrženo zvednutí stávající nosné konstrukce nad plavební hladinu současně s výškovou úpravou stávající spodní stavby. Zvednutí mostu dále vyvolalo nutnost výškové a směrové úpravy železničního svršku a spodku v úseku km 12,750 až 13,588 trati Poříčany – Nymburk spolu s přeložením sdělovacích, silových a zabezpečovacích vedení v předmětném úseku. Zároveň bylo umožněno výhledové zřízení zdvižného pole mostu pro podjezdnou výšku 7,0 m.

Záměr stavby

Záměrem investora je provést rekonstrukci železničního mostu a trati v předpolích tak, aby pod mostním objektem vznikl plavební profil výšky 5,25m. Součástí akce je také stavební příprava pilířů druhého (plavebního) pole pro budoucí zástavbu zdvihacího mechanismu pro zvedání nové konstrukce v tomto poli na úroveň plavebního profilu 7,0m.

Obr. 1 Dosavadní stav objektu

Stávající stav

Stávající most na jednokolejné elektrifikované trati Poříčany – Nymburk tvoří ocelová nosná konstrukce postavená v roce 1958 na původní spodní stavbě pravděpodobně z roku 1883. Most převádí železniční dopravu přes řeku Labe a přilehlé inundační území. Rekonstruovaný úsek začíná v km 12,750 před úrovňových křížením v ulici Pražská. Od něj trať mírně stoupá po náspu k poříčanské opěře na levém břehu Labe. Dále pokračuje ocelovým mostem o čtyřech polích. Dva pilíře jsou založeny v řece, třetí na pravém břehu. Od nymburské opěry trať klesá k úrovňovému křížení s ulicí Tyršova. Rekonstruovaný úsek končí v km 13,538 před zhlavím žel. stanice Nymburk. V souběhu s tratí vlevo se nachází pěší stezka, na mostě pokračuje lávkou

na konzolách hlavních nosníků. Mostní konstrukce křižuje pěší a cyklistické stezky na obou březích řeky Labe.

Koncepce rekonstrukce mostu

Nosná konstrukce mostu tvořila v současné poloze překážku v plavebním profilu řeky Labe, kdy podjezdná výška nad maximální plavební hladinou byla pouze 4,2 m. Pro zajištění požadovaného plavebního profilu výšky 5,25 m bylo navrženo zvednutí stávající nosné konstrukce o 1080 mm současně s úpravou opěr a pilířů. Stávající spojitá nosná konstrukce mostu o rozpětí 4x 42,0 m byla zvednuta a uložena na nová ložiska na ocelové obetonované podpůrné konstrukce spočívající na stávající spodní stavbě. Na konstrukci mostu byla realizována kompletní obnova protikorozní ochrany, vyměněn železniční svršek, podlahy a pojistné úhelníky. Mostní opěry a pilíře jsou upraveny na novou výšku nivelety převáděné trati Poříčany – Nymburk. Obě opěry byly v rámci akce zvýšeny a zesíleny, pilíře byly staticky zajištěny pevnostní cementová injektáží, lokální poruchy přezděny. Součástí stavby byla i stavební příprava pilířů druhého pole pro zástavbu zdvihacího zařízení pro budoucí zdvihané druhé pole mostu. Vzhledem ke krátké době výluky byly pro úpravy spodní stavby a pro zvýšení tělesa náspu využity prefabrikované železobetonové dílce. V obou předpolích mostu došlo spolu se zvýšením násypů až o 1,0 m ke kompletní výměně kolejových roštů a obou železničních přejezdů. Maximální podélný sklon trati dosáhnul 7,6 ‰, směrové vedení trati zůstalo téměř beze změn. Nově uplatněné pružné upevnění kolejnic přispěje ke snížení hlukové zátěže a vibrací z provozu vlaků. Celková délka kolejové úpravy je 788m. Zvednutí mostu a obou předpolí vyvolalo nutnost přeložení a úpravu sdělovacích, silových a zabezpečovacích vedení včetně závěsného optického kabelu v místě stavby. V celém úseku rekonstrukce bylo upraveno trakční vedení a osazeny nové trakční stožáry. Stávající stezka pro pěší a cyklisty byla rampami před mostem výškově upravena tak, aby navázala na novou úroveň mostu. Na pilířích mostu v řece byly v obou směrech osazeny radarové odražeče, došlo k úpravě plavebního značení.

Postup výstavby a zvedání mostu je prezentován ve videu, které je součástí přednášeného příspěvku. Dále je proto rozvedeno pouze technické řešení dočasných ocelových podpor ložisek a návrh koncepce zvedání druhého pole mostu.

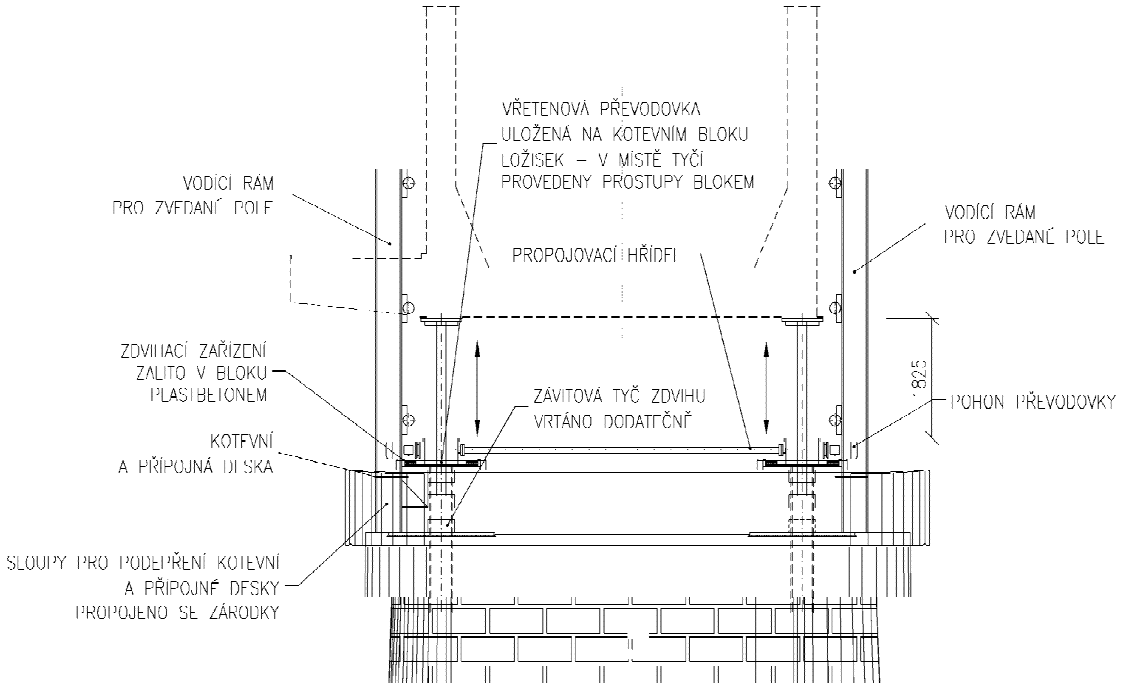
Ocelové zárodky

Technologicky nejnáročnější částí stavby bylo vyzdvihnutí nosné konstrukce mostu na novou výškovou úroveň. Zvedací hydraulické válce a podkládky byly na opěry a pilíře dopraveny již před výlukou. Technologie montovaných ocelových zárodků byla volena proto, že v hlavní výluce nebylo možné provést zdvih nosné konstrukce a zároveň zvýšení úložných prahů monolitickým nadbetonováním. Ocelové zárodky byly rozděleny na dílce o výšce v násobcích kroků zdvihu 120 mm. Jejich velikost a hmotnost byly voleny tak, aby bylo možné s nimi v omezeném prostoru přijatelně manipulovat bez nutnosti nasazení mechanizace. Při zvedání konstrukce dílce zárodků sloužily také jako podkládky. Jednotlivé dílce byly montážně spojovány VP šrouby, finální spojení bylo realizováno svary. Horní díl je tvořen vrchní deskou s bočními zarážkami, do které je usazeno stávající ložisko. Nové ložisko do ní pak bude po výměně zalito. Nohy jsou proměnné výšky dle výšky původní úrovně úložného prahu a výšky ložisek. Jsou tvořeny sloupy z profilu HEA 300 a deskou z P12. Deska spojuje vždy dva sloupy. Mezi dílce noh byla při montáži vkládaná spojovací deska z P15 přes celou šířku zárodku. Montážní spoj byl řešen pomocí 2×6 ks VP šroubů M24. Spodní kotevní díl sestává ze spodní desky a roznášecí desky s výztuhami. Po zdvihu nosné konstrukce o přibližně 40 cm byly na předem připravené kotevní šrouby osazeny patní desky ocelových zárodků. Desky byly přesně výškově ustaveny a podlity vysokopevnostní zálivkovou hmotou s rychlým nárůstem pevnosti a extrémně krátkou

dobou vytvrzení. Vzhledem k velkým podélným silám bylo nutné kotvení pro pevné ložisko doplnit závlačí skrz závěrnou zeď. V prostoru mezi zárodky byly osazeny válce zvedacího zařízení, ke kterým bylo pochopitelně nutné zachovat přístup. Při zdvihu tak nebylo možné zárodky zavětrovat. Kotvení do úložných prahů proto bylo navrženo na ohybové momenty vzniklé od podélných i příčných sil za montážních stádií. Před zahájením provozu byly zárodky zavětrovány pomocí příhradového ztužení. Na ocelovou konstrukci zárodků jsou připojeny kotevní prvky pro stožáry TV a radarové odražeče. Na pilířích č. 1 a č. 2 je součástí zárodků i ocelová konstrukce pro případnou zástavbu zdvihacího zařízení druhého pole mostu.

Koncepce zvedání plavebního pole

Během zpracovávání projektu bylo provedeno trakčně-energetické posouzení navržených úprav sklonových poměrů trati. Výpočty bylo zjištěno, že zvednutí mostu pro plavební profil 5,25 m nebude znamenat žádný nepříznivý zásah do podmínek provozování železniční dopravy, která bude možná bez jakýchkoliv omezení při využití současných zátěžových norem nákladních vlaků. Pro plánovaný plavební profil 7,0 m však výpočty prokázaly nutnost dodatečných opatření, která by znamenala určitý zásah do provozování dopravy (nutnost postrku apod.) Toto řešení je však pro vlastníka i správce objektu nepřijatelné. Byla proto rozpracována varianta řešení zvedaného druhého pole mostu pro proplutí lodí s nákladem vyžadujícím plavební profil výšky 7,0 m. Pro vyřešení stavební připravenosti pro zástavbu zdvihacího mechanizmu plavebního pole byl proveden předběžný návrh zdvihacího mechanismu.



Obr. 2 Návrh zdvihu mostního pole

Zvedací mechanizmy budou ukotveny v místě ložisek na ocelové kotevní bloky (součásti zárodků) na pilířích. Konstrukce bude spočívat na samostatných ložiscích. Na obou pilířích budou působit zvedací soupravy se šnekovými převodovkami s propojovací hřídelí a elektropohony. Stabilitu konstrukce při zdvihu a v horní poloze by zajišťoval stabilizační rám s vodítky a kladkami, který bude ukotven rovněž k ocelové konstrukci zárodků. Zvedací soustava bude tvořena dvěma kusy vřetenových převodovek s tyčemi pro výsun do max. 2,0m, propojovací hřídelí, pružnými spojkami

a dvěma kusy čelních převodovek se zdvihacím a brzdným motorem. Pro zdvih nebo brzdění bude využit vždy pouze jeden pohon, druhý bude jako záloha. Pro zasunutí tyčí a jejich PET pouzdra budou do stávajících úložných prahů vyvrtány otvory, prostupy výztuží a ocelovými dílci zárodků jsou již připraveny. Kontrola polohy OK mostu při zvedání a spouštění je navržena pomocí elektronických laserových polohových čidel napojených na řídící jednotku, která má možnost korigovat plynulost manipulace s mostní konstrukcí.

Uvedený návrh byl propracován do podrobností jednotlivých komponentů zdvihu. Stále se však jedná pouze o návrh, který měl za úkol vyřešit nové úložné prahy tak, aby toto konkrétní řešení neznemožnily. V současné době nebylo možné řešení precizovat do technických podrobností, protože zatím není známa koncepce případné nové nosné konstrukce mostu.

Závěr

Rekonstrukcí železničního mostu je nyní zajištěna požadovaná výška plavebního profilu pod mostem 5,25 m.

Stavba byla financována z prostředků SFDI a spolufinancována z fondů EU prostřednictvím Operačního programu Doprava.

Těžké zásilky na ČD

Ing. Marek Hummel, GŘ ČD, a.s. - O13, OŽS

Železniční doprava je svou povahou předurčena nejen k přepravě osob, ale i k přepravě velkých objemů zboží. Výhodou je možnost přepravy mimořádných zásilek (MZ), které by jiné druhy dopravy nezvládly. Za mimořádné zásilky mj. považujeme zásilky, které pro své vnější rozměry, svou hmotnost nebo povahu a se zřetelem na drážní zařízení nebo vozy, způsobují zvláštní potíže. Nejčastěji je pro přepravu MZ limitujícím faktorem hmotnost dále nedělitelného přepravovaného kusu – těžká zásilka.

Zásilky těžké

Tyto zásilky svou povahou vyžadují důkladné zkoumání únosnosti tratí, především mostních objektů, které bývají často omezujícím faktorem možnosti zásilku přepravit.

Přehled o mimořádných zásilek (MZ) na českých tratích za období I – XI/2007:

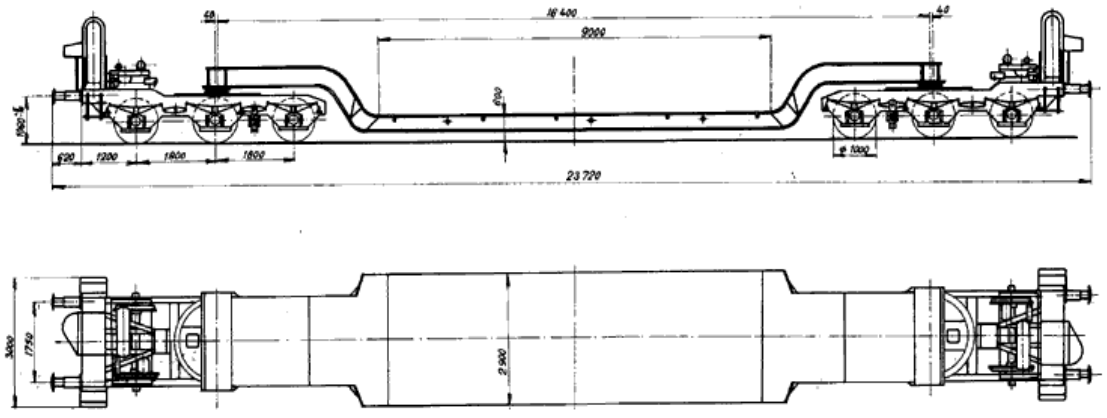
Realizováno bylo 1616 ks mimořádných zásilek, z toho:

- zásilek s překročenou ložnou mírou (PLM) - 887 ks (54,9 %),
- zásilek těžkých (přetěže) bez PLM a vozů bez označení RIC nebo RIV – 673 ks (41,6 %),
- zásilek zvlášť těžkých s PLM – 47 ks (2,9 %),
- zásilek zvlášť těžkých s PLM na speciálních vozech s nutností příčného i výškového odsunu zásilky - 9 ks (0,6 %).

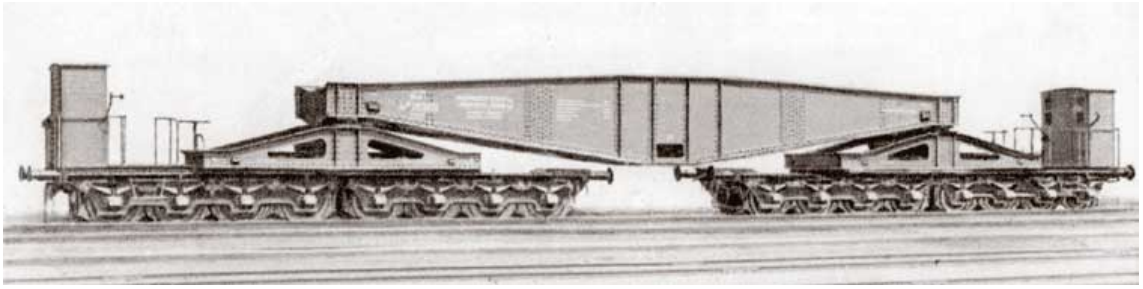
Historie těžkých zásilek

Již naši předkové si uvědomovali, že železniční doprava je výhodná pro přepravu těžkých předmětů po železnici a je omezena především kapacitou vozů.

Rozvoj průmyslu v 19. století, zejména hutnictví železa a strojírenství, přinesl potřebu přepravy zásilek hmotností přesahující možnosti železničních vozů běžné konstrukce. Výrobci vagónů na území Československa byli schopni již na přelomu 19. a 20. století nabídnout přepravcům jak vozy šestinápravové s nízko položeným mostem pro přepravu rozměrných a těžkých zásilek, tak i vozy šestnáctinápravové pro přepravu lodních děl mezi zbrojovkou v Plzni a válečným přístavem v Terstu.



Obr. 1 6-nápravový vůz o únosnosti 40 tun (Vagónka Studénka) 31 54 993 (2001 až 2004)



Obr. 2 Vůz kkStB řady Jaak 283802 pro přepravu hlavní lodních děl (Ringhoffer Praha, 1911)

Železniční nákladní vůz s největší nosností uveze přibližně 810 t. Jedná se o 92 m dlouhý 336 tunový vagón s 36 nápravami. Tento vagón s názvem Schnabel byl postaven v březnu 1981 firmou Krupp pro americkou železniční společnost.

Obr. 3 36-nápravový vůz Krupp SCHNABEL délky 92 m o nosnosti cca 810 tun

Vůbec nejtěžší náklad přepravovaný po kolejích byl kostel Nanebevzetí Panny Marie v Mostě, postavený v roce 1548. Kostel o hmotnost 10 700 t byl přemístěn od října do listopadu 1975 na vzdálenost 730 m rychlostí 0,002 km/h, aby uvolnil místo uhelnému dolu. Přemístění tehdy trvalo 4 týdny a bylo realizováno po speciální dráze na upravených podvozcích s hydraulickým vyrovnáváním podepření konstrukce, kterou byl kostel stažen a podepřen.

Vozy pro přepravu těžkých zásilek

Pro těžké zásilky se používají jednak běžné vozy s vysokou únosností, ale i několik typů speciálních železničních vozů. Rozdělit je lze podle různých kriterií, např. podle počtu náprav (6-nápravové, 8–nápravové až 32–nápravové) nebo podle konstrukčního uspořádání:

- vozy s celistvým mostem,
- vozy vanové – hlubinové,
- vozy speciální konstrukce.

Vanové vozy jsou určeny zejména pro přepravu transformátorů ložených na horní ploše podélníků, speciálních transformátorů ložených ve vybráních v bočnicích a kusových zásilek ložených na odnímatelných příčnících. Bočnice mostů spojující čelníky mostu jsou u většiny vozů odnímatelné.

U vozů speciální konstrukce je většinou přepravovaná zásilka oddělitelnou součástí mostu vozu. V prázdném stavu se vozy přepravují tak, že se nakrátko spojí obě části vozu. U ČSD byly zařazeny vozy 20- a 24-nápravové (původní vlastník Elektrovod n. p.) pro přepravu transformátorů a komponentů elektráren (parogenerátory, kompenzátory objemu). Největším vozem zařazeným u ČSD byl 32-nápravový vůz Uaai typ 839 firmy Krupp používaný pro přepravu reaktorových nádob VVER 1000 MW pro jaderné elektrárny. V současné době ČD tento vůz nevlastní. Tyto přepravy zajišťuje soukromá zahraniční firma, jejíž dopravní část vlastní celou řadu vícenápravových vozů pro tyto těžké přepravy. Některé z těchto speciálních vozů umožňují příčný i výškový posun zásilky, což je využíváno při přepravě zásilek s PLM. V praxi se používá podle povahy těžké zásilky šest variant, kterými je možné přepravu uskutečnit:

- samonosný náklad

Náklad je upraven tak, že je ho možné začepovat pomocí 4 čepů mezi obě poloviny děleného vagónu a zároveň přitlačit přítlačnými válci umístěnými v horní části. Tak je realizována přeprava většiny transformátorů, velkých nádob a některé typy generátorů.

- přeprava na plošinách

Do vagónu je začepována plošina na kterou je umístěn náklad. K dispozici je šest standardních druhů plošin. Na plošinách se přepravují zejména generátory a menší transformátory. Někdy je pro náklad přímo vyrobena plošina tzv. „na míru“ .

- podélné nosníky

Do vagónu jsou začepovány podélné nosníky a na ně je umístěn vlastní náklad buď na patkách (transformátory) nebo na příčných nosnících (stojany válcovacích stolic). Takto byl přepraven i stojan lisu o hmotnosti 398 tun.

- přepravní rám

Rám je začepován do vagónu a do rámu je začepován náklad, například generátor.

- průvlakový nosník

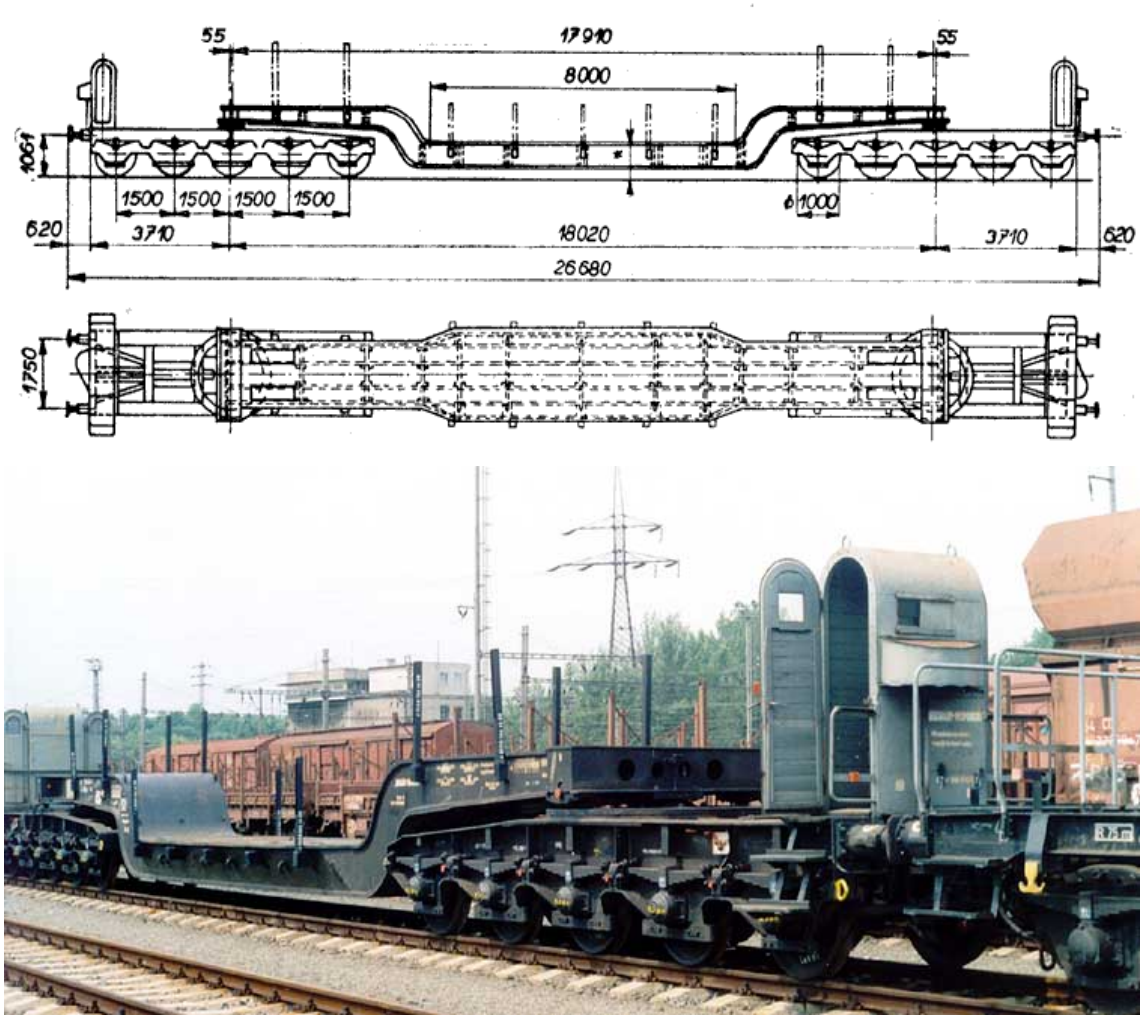
Jedná se o speciální nosník, který se protáhne přímo nákladem. Většinou se takto přepravují statory generátorů.

- speciální oplenový vagón

Jedná se o vagón s 8 – 16 nápravami, na kterém je možné přepravovat zásilky o délce více jak 30 metrů. Tento vagón slouží především pro přepravu reaktorových nádob a kondenzátorů.

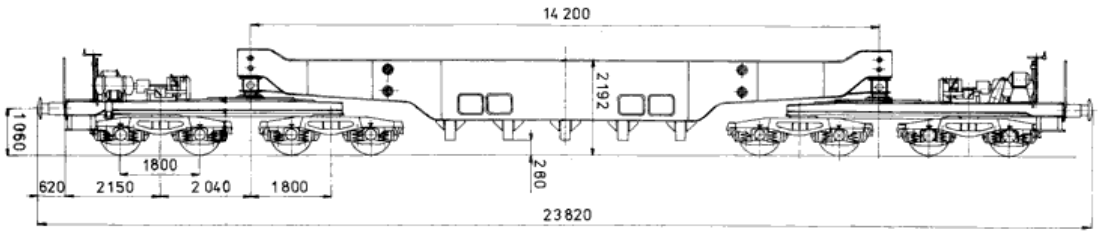
Ukázky vozů jednotlivých typů viz obr. 4 – 10.

Obr. 4 16-nápravový vůz ČSD 3-13416 (později 31 54 995 6001-1) o únosnosti 150 tun



Obr. 5 10-nápravový vůz 82 54 995 0359-7 o únosnosti 100/120 tun (Vagónka Studénka)

Obr. 6 16-nápravový vůz Uaai 84 54 995 6003-3 (rekonstrukce z oplenové jednotky Krupp)



Obr. 7 8-nápravový vanový vůz o únosnosti 110 tun z vagónky Konstal Chorzow
(31 54 994 5000 až 5009)

Obr. 8 10-nápravový vanový vůz o únosnosti 110 tun, váha vozu 55 tun, dpn 22 790 mm
(Vagónka Studénka)

Obr. 9 24-nápravový vůz Uaai při přepravě tratnsformátoru pro rozvodnu ČEZ
v úseku Beroun – Beroun Závodí (9/1991)

Obr. 10 32-nápravový vůz Uaai v žst Bratislava při přepravě transformátoru z Plzně do Slovinska

Příklady velmi těžkých zásilek uskutečněných v posledních letech:

- Přeprava z Plzně do Kolumbáry (žel. stanice Vreoci) v Jugoslávii – 24-nápravový vůz (8,98 t/bm). Z důvodu nízké únosnosti mostu na klatovské trati přes Radbuzu (viz obr. 11) bylo nutno jet trasou z vlečky Doudlevce plzeňské Škodovky do Plzně hl. n. objížďkou přes Plzeň Valchu – Klatovy – Janovice nad Úhl. a Domažlice. Prakticky se „z Plzně do Plzně“ ujelo navíc 143,2 km.

Obr. 11 Mosty přes Radbuzu v Plzni

- Válcovací stolice pro Švédsko (do Německa na opracování) – 32-nápravový vůz (10,0 t/bm) požadovaná trasa z Ostravy Vítkovic do Německa přes Cheb byla změněna přes přechod Petrovice u Karviné a po území Polska .

Připravuje se např. přeprava generátoru (9,13 t/bm) do elektrárny Ledvice. Zde se uvažuje o přepravě po vodě do Lovosic a dále po železnici přes Ústí nad Labem a Světec a po vlečce přímo do elektrárny. Paralelně se prověřuje trasa ze Slovenska Kúty – Brno – Česká Třebová – Praha – Lovosice – Ledvice (pro případ nepříznivého stavu vody v Labi). Na Slovensko by byl generátor přepraven po Dunaji.

Literatura

[1] Firemní katalogy fy Felbermayer,

[2] Archív fy Krupp,

[3] Andrle, M.: Přeprava těžkých nákladů po železnici.

Novelizace ČSN 73 6201 – připravované změny železniční a společné části

Ing. Pavel Horáček, SUDOP PRAHA a.s., stř. 250 Hradec Králové

Ing. Miroslav Teršel, SŽDC, s. o., Odbor provozuschopnosti, odd. stavební

V současné době probíhá novelizace základní „mostařské“ technické normy ČSN 73 6201 - Projektování mostních objektů, která nahradí stávající normu z února 1995. Cílem příspěvku je seznámení se zásadními změnami a rozdíly, které jsou připravovány společným úsilím zástupců FMD, SŽDC s.o., ŘSD, SUDOP PRAHA a.s., PRAGOPROJEKT a.s., ČVUT, VÚV a dalších.

Všeobecně

V současné době probíhající novelizace ČSN 73 6201 – 1995 se dotýká všech jejích kapitol. Odpovědnost za přepracování kapitol s železniční tématikou připadla na SŽDC s.o., která si úpravu kapitol 3, 4, 5, 14 a částečně i kapitoly 13 objednala u firmy SUDOP PRAHA a.s.

V průběhu prací se SŽDC s.o. vlastními silami podílela zásadním způsobem i na úpravách společné kapitoly 12 - Prostorové uspořádání otvorů mostních objektů přes vodní překážky.

Cílem novelizace výše uvedených kapitol normy po věcné stránce byla především

- aktualizace jednotlivých článků normy ve vztahu k novelizovaným technickým normám v souvisejících oborech (koleje, elektrotechnika, apod.),
- aktualizace jednotlivých článků normy ve vztahu k novelizovaným právním normám a oborovým předpisům,
- snaha o jednodušší a stručnější formulaci jednotlivých článků (především článků, které se týkají prostorového uspořádání).

Při porovnání významu změn v jednotlivých kapitolách a omezený prostor je hlavním cílem příspěvku seznámení s hlavními změnami v kapitolách 3, 4, 5 a 12. Komentář ke kapitolám 13 a 14 nebyl do textu zařazen.

Formální změny

Formální změny spočívají v přeskupení úvodních kapitol. Původní kapitola 3 byla přejmenovaná a přečíslovaná na kapitolu *„4 Základní ustanovení pro prostorové uspořádání objektů na železničních tratích a otvorů objektů přes železniční tratě“*. Původní kapitoly 4 a 5 byly sloučené do jedné kapitoly *„5 Návrh prostorového uspořádání objektů na železničních tratích a otvorů objektů přes železniční tratě“*

Věcné změny

Kapitola 4 - Základní ustanovení pro prostorové uspořádání objektů na železničních tratích a otvorů objektů přes železniční tratě

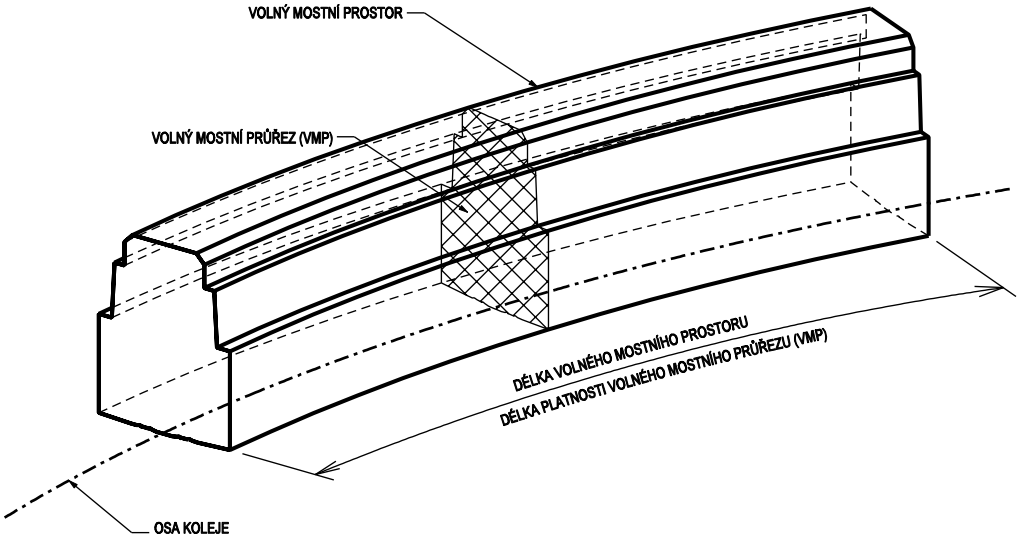
Tato kapitola je věnována základním prvkům prostorového uspořádání na mostních objektech. Nově je definován volný mostní prostor a jeho základní prvek – **volný mostní průřez** (VMP) – viz obr. 1. Pojem „mostního průjezdného průřezu“ (MPP) je záměrně z normy zcela vypuštěn.

V dané kapitole je jasně popsán význam volného mostního prostoru, tj.:

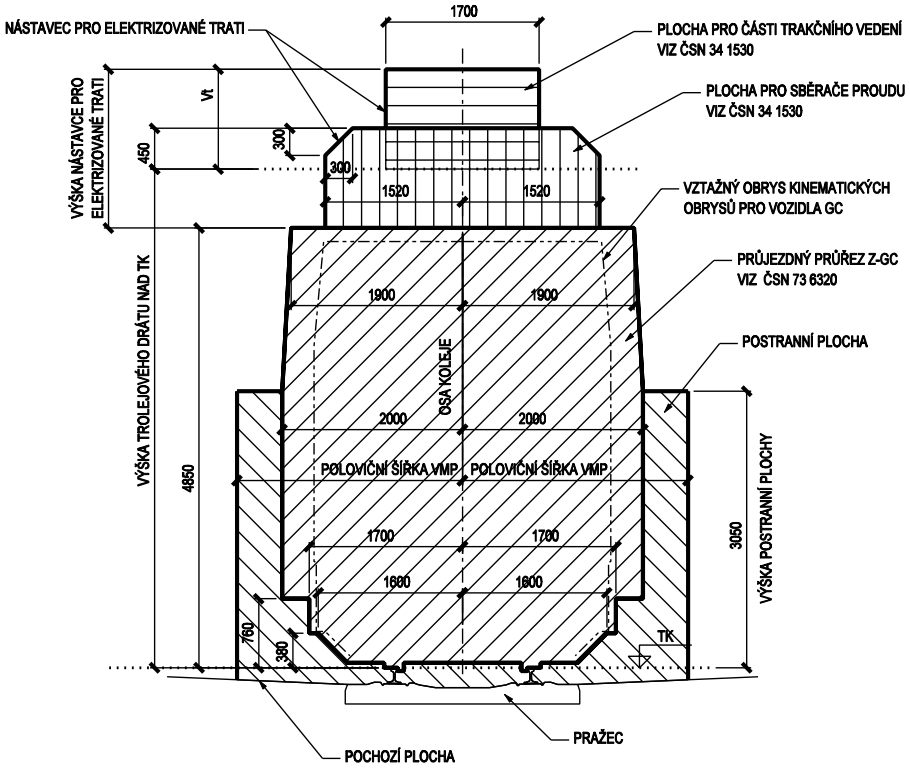
- zajištění prostorové průchodnosti kolejových vozidel,
- zajištění prostoru pro trolejové vedení na elektrizovaných tratích,

– zajištění volného schůdného a manipulačního prostoru

a současně je jasně definován tvar VMP – viz obr. 2.



Obr.1 Volný mostní prostor



Obr.2 - Volný mostní průřez (VMP) v přímé

VMP je složen z:

– průjezdného průřezu Z-GC,
– nástavce pro elektrizované tratě složeného z plochy pro sběrač proudu a plochy pro trakční vedení,
– postranní plochy (vpravo i vlevo od osy koleje), která vymezuje bezpečný odstup od obrysu průjezdného průřezu Z-GC a je zdola omezená pochozí plochou.

Tvar průjezdného průřezu Z-GC je podrobně definován v ČSN 73 6320.

Výška nástavce pro elektrizované tratě je daná výškou trolejového drátu nad TK a výškou *vt*, která je určená větším ze součtů:

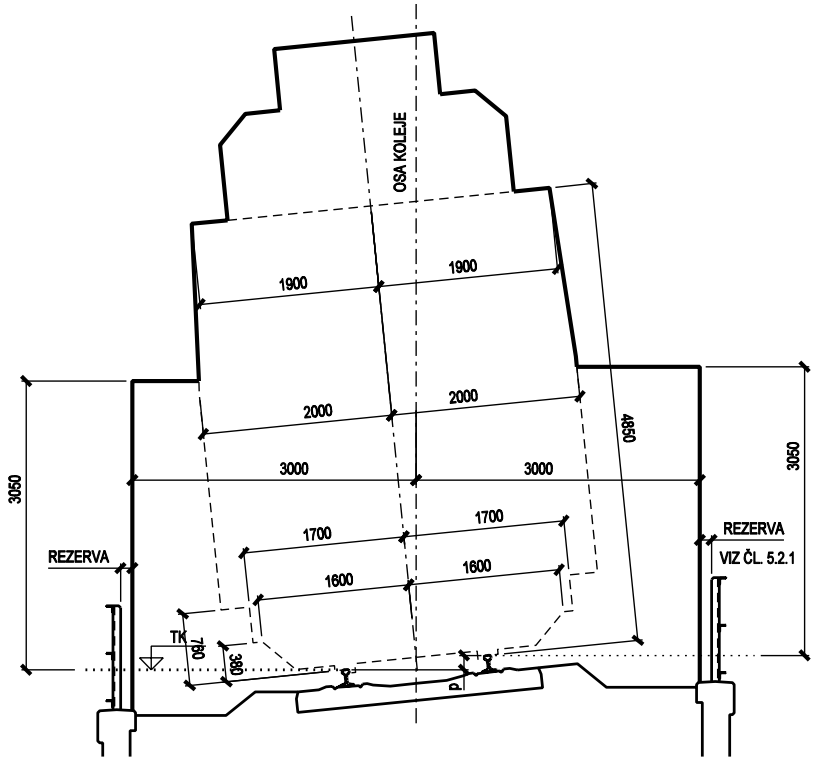
- výška sestavy trakčního vedení v rozhodujícím místě a statická izolační vzdálenost části trakčního vedení od konstrukcí staveb;
- výška sestavy trakčního vedení a zdvih trakčního vedení v rozhodujícím místě, dynamická izolační vzdálenost části trakčního vedení od konstrukcí staveb.

Pro koleje v přímé se v závislosti na typu objektu, jeho situování a návrhové traťové rychlosti používají VMP minimální poloviční šířky 2,5 m, 3,0 m a 3,5 m (VMP 2,5, VMP 3,0, VMP 3,5) dle tab. 1.

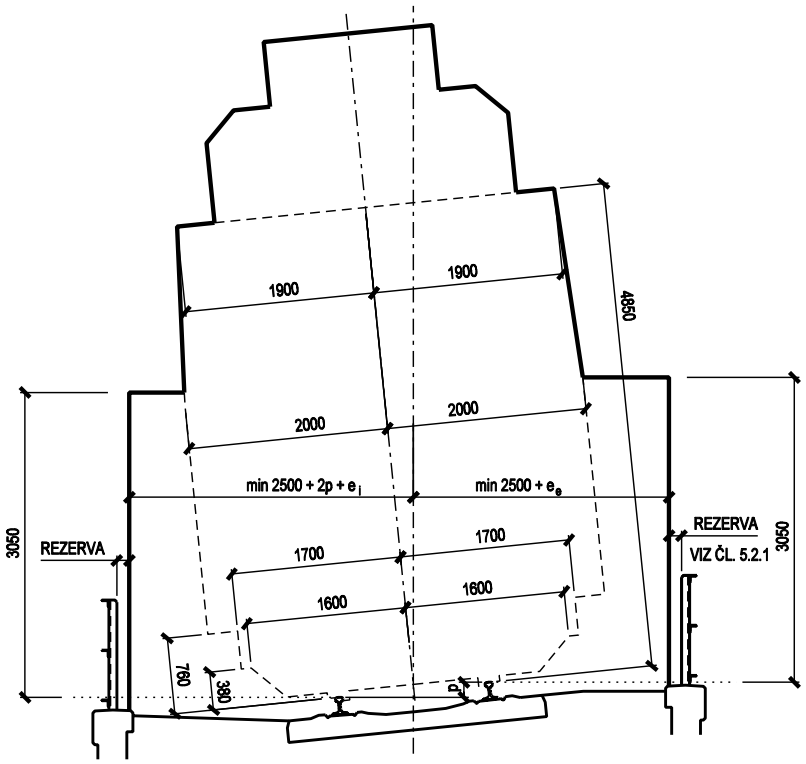
Situování VMP	***Návrhová traťová rychlost v [km/h]***			
	v ≤ 120		***120 <v ≤ 160***	***160 <v ≤ 200***
	širá trať	***stanice***		
na trvalém mostní objektu na dlouhodobém zatímním mostním objektu na opěrné zdi na objektu s konstrukcí mostu podobnou	2,5 m	3,0 m		3,5 m
na krátkodobém zatímním mostním objektu	2,5 m	3,0 m	-	
pod mostním objektem pod objektem s konstrukcí mostu podobnou	3,0 m			3,5 m

Tab.1 Poloviční šířka VMP v přímé

VMP 3,0 a VMP 3,5 se v obloucích v žádném případě nerozšiřují – příklad viz obr. 3.



Obr.3 VMP 3,0 v oblouku



Obr.4 - VMP 2,5 v oblouku o R<250 m s převýšením *p*

VMP 2,5 se v oblouku na rozdíl od VMP 3,0 a VMP 3,5 rozšiřuje:

a) pro kolej v oblouku s převýšením *p* se postranní plocha VMP 2,5 rozšiřuje na vnitřní straně oblouku o hodnotu *2p* – viz obr. 4,

b) pro kolej v oblouku o poloměru R < 250 m se postranní plocha VMP 2,5 rozšiřuje na vnitřní i vnější straně oblouku o hodnoty e_i, e_e – viz tab. 2.

Hodnoty rozšíření postranních ploch VMP 2,5 určené dle bodu a) a b) se sčítají.

Poloměr oblouku	**na vnitřní straně oblouku e_i**	**na vnější straně oblouku e_e**
250 m	0 mm	0 mm
225 m	25 mm	30 mm
200 m	50 mm	65 mm
180 m	80 mm	100 mm
150 m	135 mm	170 mm
120 m	335 mm	365 mm
100 m	530 mm	570 mm

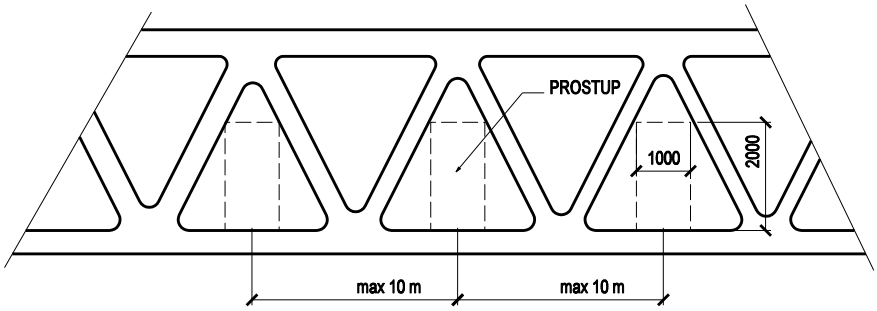
Tab.2 Zvětšení šířky VMP 2,5 v obloucích o R<250m

Kapitola 5 - Návrh prostorového uspořádání objektů na železničních tratích a otvorů objektů přes železniční tratě

Při návrhu šířkového uspořádání se zohledňuje rezerva, jejíž velikost je stanovená na 25 mm. V dané kapitole je nové ustanovení pro mostní objekty s dolní a mezilehlou mostovkou. Pro tyto objekty lze pro návrh prostorového uspořádání použít VMP 2,5

namísto VMP 3,0 resp.VMP 3,5 v případě, že služební chodníky jsou umístěné vně hlavních nosníků a jsou dosažitelné. Služební chodníky se považují za dosažitelné v případě, že:

- maximální překonávaný výškový rozdíl na cestě z prostoru mezi hlavními nosníky na služební chodník je max. 0,5 m,
- v hlavním nosníku jsou zachovány prostupy o rozměrech (výška x šířka) 2,0 m x 1,0 m v osové vzdálenosti ne větší než 10,0 m – viz obr. 5.



Obr.5 Prostup hlavním nosníkem

Návrh výškového uspořádání pod objekty přes železniční tratě musí být vždy doložen výkresem průběhu trakčního vedení (nosného lana).

Kapitola 12 - Prostorové uspořádání otvorů mostních objektů přes vodní překážky

Návrhy mostních objektů přes vodní toky a jejich inundační území, přes vodní nádrže a zdrže musí všeobecně odpovídat požadavkům ČSN 75 2130 - Křížení a souběhy vodních toků s dráhami, pozemními komunikacemi a vedeními. Specifické problémy mostních objektů však řeší právě ČSN 73 6201.

Zásadní změny po zkušenostech z povodní v letech 1997 a 2002 jsou tyto:

- požadavky na návrhový průtok mostními objekty jednotlivých kategorií i minimální nutné výšky nad návrhovými hladinami jsou zvětšeny a závisí rovněž na tzv. variačním koeficientu tj. možném výskytu katastrofálních povodní
- kromě návrhového průtoku je nutno souběžně zvažovat i tzv. kontrolní návrhový průtok
- upřesňují se kategorie drah (a pozemních komunikací) a s tím souvisejících mostních objektů dle jejich strategického významu

Pod pojmem kontrolní návrhový průtok (dále také jen KNP) se rozumí návrhový průtok (dále také jen NP) zvětšený ve smyslu podmínek normy ČSN 73 6201, který současně předpokládá snížené nároky na rozsah erozních projevů i na míru ovlivňování odtokového procesu a předpokládá i využití snížené volné výšky nad kontrolní návrhovou hladinou.

Jednotlivé návrhové kategorie mostních objektů jsou z hlediska drah tyto:

1. kategorie - trvalé mostní objekty s požadavkem trvalé průjezdnost, tj. na železničních drahách celostátních, na železničních regionálních drahách regionálního významu, na železničních vlečkách s nutným trvalým provozem a na drahách tramvajových a trolejbusových, propojujících místa k nimž je nutný trvalý přístup obyvatel.
2. kategorie - trvalé mostní objekty s možností krátkodobého přerušení provozu do 5 dnů, tj. na železničních regionálních drahách místního významu i železničních drahách speciálních, na železničních vlečkách s možností přerušení provozu a na drahách tramvajových a trolejbusových s možností omezit trvalý přístup

obyvatel. Patří sem i železniční provizoria, která nahrazují funkci trvalých mostních objektů.

3. kategorie - dlouhodobé zatímní mostní objekty s návrhovou životností delší než 5 roků.

4. kategorie - krátkodobé zatímní mostní objekty s návrhovou životností do 5-ti roků. Patří sem rovněž železniční mostní provizoria zajišťující technologicky výstavbu a související provoz.

Požadované velikosti návrhových průtoků a minimálních výšek nad návrhovými hladinami jsou v tab. 3.

Návrhová kategorie podle dopravního významu	**Variační rozpětí toku Q_{100}/Q_1**	**Návrhový průtok (NP)**	**Kontrolní návrhový průtok (KNP)**	**NP pro velký pohyb splavenin a velkou pravděpodob-nost pohybu splaví (L<30m)**	**KNP pro velký pohyb splavenin a velkou pravděpodob-nost pohybu splaví (L<30m)**	**Min. volná výška nad návrhovou hladinou (NH, KNH)**
1	do 5	Q_{100}	1,15 Q_{100}	1,30 Q_{100}	1,50 Q_{100}	1m nad NH; 0,5m nad KNH
	5 až 8	Q_{100}	1,25 Q_{100}	1,30 Q_{100}	1,65 Q_{100}	1m nad NH; 0,5m nad KNH
	nad 8	Q_{100}	1,50 Q_{100}	1,30 Q_{100}	2,00 Q_{100}	1m nad NH; 0,5m nad KNH
2	do 5	Q_{100}	1.00 Q_{100}	–	–	0,5m nad NH i KNH
	5 až 8	Q_{100}	1,20 Q_{100}	–	–	0,5m nad NH i KNH
	nad 8	Q_{100}	1,40 Q_{100}	–	–	1,0 m nad NH); 0,5 m nad KNH
3	do 5	Q_{50}	Q_{100}	1,30 Q_{50}	–	0,5m nad NH i KNH
	5 až 8	Q_{50}	Q_{100}	1,30 Q_{50}	–	0,5m nad NH i KNH
	nad 8	Q_{50}	Q_{100}	1,30 Q_{50}	–	0,5m nad NH i KNH
4	do 5	Q_{10}	Q_{20}	–	–	0,5m nad NH i KNH
	5 až 8	Q_{10}	Q_{20}	–	–	0,5m nad NH i KNH
	nad 8	Q_{10}	Q_{50}	–	–	0,5m nad NH i KNH

Tab.3 Nejmenší přípustné NP, KNP a minimální volné výšky nad návrhovými hladinami

Pro mostní objekty přes vodní toky se na stávajících drahách a pozemních komunikacích, které neumožňují úpravy nivelety v okolí mostního objektu stále existuje možnost snížených požadavků. Pokud výškové poměry přilehlých úseků převáděné komunikace neumožňují navrhnout mostní objekt dle výše uvedené tabulky, lze navrhnout mostní objekt tak, aby dosavadní kapacita mostních otvorů nebyla zmenšena. Přitom ale musí být hydrotechnickým výpočtem prokázáno jaké vlivy má průchod NP a KNP nově navrženým mostním otvorem pro okolí a záplavové území.

Rekonstrukce mostu v km 409,200 trati Česká Třebová – Praha Mas. n. (přes Trocnovskou ulici)

Ing. Libor Marek, Ing. Jan Svitavský, Ing. Ondřej Lojík, TOPCON servis s.r.o.
Ing. arch. Iveta Torkoniaková – architektonická spolupráce

Jednalo se o úplnou přestavbu železničního a silničního mostu při minimalizaci výluk jak na trati na vjezdu do žst. stanice Masarykovo nádraží, tak i na podjízdné komunikaci Trocnovské v Praze Karlíně.

Územní podmínky

Železniční most v km 409,200 v traťovém úseku Česká Třebová – Praha Masarykovo nádraží převádí tříkolejnou elektrifikovanou železniční trať přes ulici Trocnovskou v Praze 8 do žst. Masarykovo nádraží, které je místem ukončení příměstské osobní dopravy ve směru od Kolína, Nymburka, Kralup nad Vltavou a Kladna a dočasně, do doby dokončení „Nového spojení“, též dálkové dopravy z Děčína a Mostu.

Vzhledem však k tomu, že stavba „Nové spojení“ se nachází bezprostředně u dotčeného mostu a výluky pro rekonstrukci byly odvislé od harmonogramu výluk stavby „Nové spojení - rekonstrukce zhlaví Masarykova nádraží“, byla tato rekonstrukce zařazena do komplexu staveb „Nového spojení“. Tato rekonstrukce mostu, ve své finální podobě, tedy logicky doplňuje chybějící úsek napojení mezi Masarykovým nádražím a „Novým spojením“ v oblasti Trocnovské ulice. Začleněním stavebních objektů rekonstrukce mostu do stavby „Nového spojení“ došlo k harmonizaci výluk na tratích i na podjízdné komunikaci Trocnovské, následně pak Husitské a realizace rekonstrukce mostu proběhla již v 1. polovině r. 2007. V opačném případě by rekonstrukce proběhla až za 3 roky.

Obr. 1 Původní most (pohled z Karlína směr Žižkov ještě před postavením estakády „Nového spojení“)

Původní stav

Ocelové konstrukce byly vyrobeny v r. 1872 k. č. 92 a v r. 1934 k. č. 91 a 93. V souběhu s k.č. 92 byla dříve uhelná kolej, která slouží pro silniční provoz jako příjezd pro osobní a lehké nákladní automobily k ředitelství Telematika přes autobusové

nádraží Florenc. Železobetonové části jsou z doby přestavby krajních polí (r. 1924), kdy původní klenbové konstrukce podchodů byly sneseny a nahrazeny novými. V tomto období byl objekt rozšířen o průchod na straně od Masarykova nádraží přestavbou části opěry pod k. č. 1 a 2.

Most svými parametry již nevyhovoval současnému železničnímu provozu a jeho stavební stav byl klasifikován stupněm K3, resp. S3. Jeho další setrvání v trati by znamenalo riziko snížení přechodnosti v následujících letech. Ocelové konstrukce byly již na konci své životnosti a jejich repase a zesílení na požadovanou přechodnost by pouze zakonzervovalo stávající stav a neřešily problémy s nedostatečnou podjezdnou výškou 3,7 m. Rovněž prostor pod mostem byl výrazně zúžen masivními tížnými podpěrami a úzké, dlouhé a navíc bez funkčního osvětlení postranní podchody po obou stranách nebyly, zvláště ve večerních hodinách, chodci využívány. Ti raději volili riskantnější, avšak z jejich pohledu bezpečnější, průchod pod mostem středním otvorem pro vozidla.

Návrh rekonstrukce

Železniční most

Novou nosnou konstrukci železničního mostu tvoří 3 spojité konstrukce o třech polích s průběžným kolejovým ložem – svařované ortotropní konstrukce s horní mostovkou podporované podélnými nosníky. Konstrukce jsou uloženy na nové opěry a pilíře. Tímto řešením došlo k rozšíření průjezdního prostoru pod mostem a zvětšení průchozí prostory postraních chodníků. Demolicí masivních podpor došlo k prosvětlení a zpřehlednění celého prostoru pod mostem.

- statická soustava: spojitá konstrukce o 3 polích,
- délka přemostění 24,521 m,
- rozpětí: 8,0 + 10,15 +8,0 m,
- stavební výška most v koleji č. 93: 0,934 –1,113 m,
  mosty v kolejích č. 91, 92: 1,004 – 1,183 m,
- světlost mostu kolmá: 6,706 + 9,267 + 6,706 m,
- šikmost mostu: 78°46‘28‘‘,
- šířka mostu: 15,235 m,
- volná výška nad komunikací: min. 4,20 m,
- návrhové zatížení: zat. vlak ČD T dle ČSN 73 6203,
- změna výšky TK oproti současnému stavu: +228 - 520 mm.

Silniční most

NK je tvořena 2 plnostěnnými svařovanými nosníky výšky 1310 mm. Osová vzdálenost nosníků je 3,260 m. Hlavní nosníky jsou příčně spojeny mezilehlými svařovanými příčníky tvaru písmene I. Na horní pásnici pravého nosníku je přišroubováno ocelové zábradlí se svislou výplní a na pásnici levého nosníku ocelové zábradlí s výplní z husté sítě. Mostovka je tvořena železobetonovou deskou, spraženou s příčníky ocelové konstrukce pomocí trnů, provedenou až v otvoru.

- statická soustava: prostý nosník o 1 poli,
- délka přemostění: 24,520 m,
- rozpětí: 26,180 m,
- stavební výška 0,740 m,
- světlost mostu kolmá: 24,05 m,

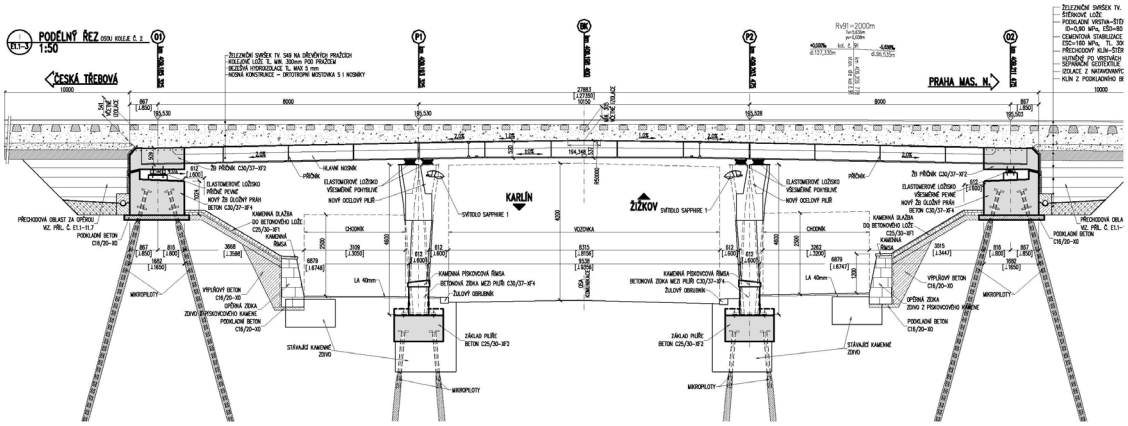
- šikmost mostu: 78,774°,
- šířka mostu: 3,660 m bez konzoly pro kabelovou lávku,
  4,540 m s konzolou pro kabelovou lávku,
- volná výška nad vozovkou: min. 4,20 m,
- návrhové zatížení: zat. třída A dle ČSN 73 6203.

Prostorové uspořádání na mostě

Most se nachází ve staničním úseku trati, v přímé. Na mostě je navržen sdružený MPP 3,0. Vzdálenost mezi kolejemi na mostě byla snížena ze 4,75 m na 4,5 m (dle ČD S3, čl. 30b). Tloušťka kolejového lože na mostě je min. 450 mm. Při použití dřevěných pražců (tl. 150 mm) zbývá pod nimi min. 300 mm štěrku. Rezerva kolejového lože je minimální ve vrcholu OK 0 mm, směrem k opěrám narůstá.

Uspořádání pod mostem

Most překračuje ulici Trocnovskou v Karlíně (2 jízdní pruhy a oboustranné chodníky). Konstrukce nové spodní stavby byla navržena tak, aby nedošlo k zásahu do inženýrských sítí, které probíhají v prostoru pod chodníky, resp. vozovkou. Byly zde pouze přiloženy nové kabely osvětlení mostu do uvolněného prostoru po odbourání části kamenných základů. Zásadně byly rozšířeny prostory pod mostem pro veřejné chodníky.

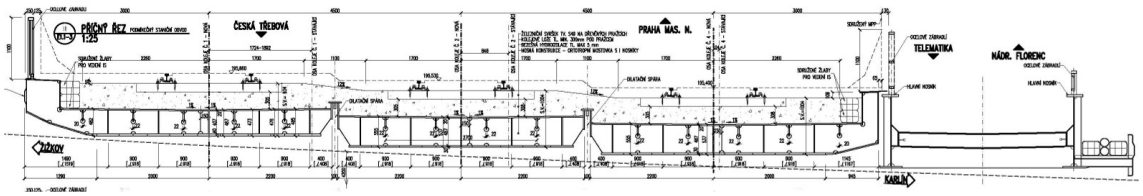


Obr. 2 Podélný řez železničním mostem

Nosná konstrukce železničního mostu a ocelové pilíře

Pod každou kolejí je navržen samostatný, ocelový plnostěnný svařovaný most s horní mostovkou a průběžným KL z oceli S355 J2+N. Spojitou NK mostu tvoří vždy 5 hlavních nosníků průřezu I s proměnnou výškou s plechovou ortotropní mostovkou. NK má střechovitý podélný sklon 1,0% ve středním poli směrem od středu konstrukce k oběma pilířům, podhled NK je ve vodorovné. V prostoru nad krajními poli je konstrukce zalomena se sklonem 2% směrem k opěrám. Hlavní nosníky jsou tvaru obráceného T a jsou osově vzdáleny 900 mm ve všech konstrukcích. Mostovku představuje ocelový žlab, který je vyztužen příčnými a podélnými výztuhami.

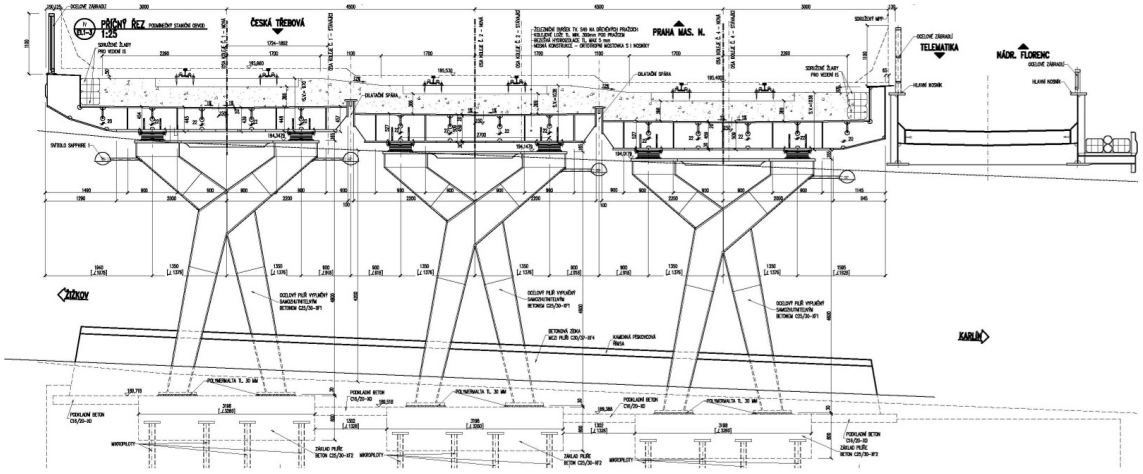
Podporové příčníky na pilířích jsou zesíleny oproti mezilehlým. Na opěrách jsou koncové příčníky nahrazeny betonovým příčníkem, do kterého jsou hlavní nosníky zabetonovány a mostovkový plech je přetažen nad ním. Příčník má tvar zkoseného ozubu, pomocí kterého je překryta svislá spára mezi úložným prahem a mostovkou.



Obr. 3 Příčný řez uprostřed rozpětí

Nosná konstrukce je podporována středními pilíři, které jsou navrženy z oceli S355 J2+N jako prefabrikáty, z důvodu minimalizace výluky kolejí a subtilnosti podpěr z důvodu prosvětlení prostoru pod mostem. Pilíře byly vyrobeny v mostárně a na stavbě byly osazeny a přikotveny k novým základům. Následně byly vybetonovány vnitřní prostory pilířů samozhutnitelným betonem.

Tvarově jsou pilíře všechny stejné, jde o rozkročené „nůžky“ s táhlem v hlavě pilíře. Výška pilíře je 4,60 m, šířka jednotlivých stojek je 600 mm se vzájemným průnikem 400 mm. Jednotlivé stojky jsou tvořeny uzavřenými průřezy se vzájemným průnikem ve výšce 3,3 m od dolní hrany pilíře. Pilíře jsou kotveny k základům pomocí 8 kotevních šroubů, osazených do základu před betonáží.



Obr. 4 Příčný řez nad pilířem

Montážní dílce a PKO

Každá OK železničního mostu byla podélně dělena na 2 montážní dílce v místě úžlabí mostovky. Délky dílců byly obdobné, nejdelší 28,017 m, šířka byla odvislá od příčného řezu každé konstrukce od 2,05 – 3,14 m při hmotnosti 23,0 – 33,2 t. Dílce byly dopraveny na stavbu v jednom kuse, kde byly svařeny do jednoho celku. Nakonec byly na montáži vybetonovány koncové příčníky, do kterých byly osazeny závěsné ocelové oka pro osazení konstrukcí do otvoru pomocí jeřábů.

Silniční most byl vyroben a na stavbu dopraven v jednom kuse. Montážně byly přivařeny pouze konzoly pro vnější kabelovou lávku s ocelovými rošty, na kterou byly uloženy multikanály pro inženýrské sítě.

Pro ocelové části mostu byl předepsán ochranný protikorozní systém ŽSP+ ONS 03 pro stupeň korozní agresivity atmosféry C5-I. Vrchní odstín PUR je DB 703.

Plechy na nichž se předpokládá pěší provoz byly z pochozí strany pouze otryskány na Sa2,5 bez další PKO, ta byla nahrazena stříkanou izolací s posypem.

Obr. 5 Model ocelového pilíře pro sestavení

Obr. 6 Osazení na montáži (hmotnost 6,3 t)

Uložení NK

Nosná konstrukce železničního mostu je uložena na pilířích přes podporový příčník v polovině rozpětí mezi 1. a 2., 4. a 5. hl. nosníkem. Obdobná místa uložení jsou i pod betonovým příčníkem na opěrách. Ložiska jsou použita elastomerová typ 1/4. Horní deska ložisek na pilířích je přišroubována s klínovou deskou k podporovému příčníku, dolní je osazena do plastbetonu tl. 20 mm. Na opěrách jsou obě ocelové desky elastomerového ložiska zakotveny pomocí trnů do betonu příčníku a podložiskového bloku. Pevná ložiska jsou na opěře O4, na pilířích všesměrně pohyblivá a na opěře O1 příčně pevná.

Ocelová konstrukce silničního mostu je uložena prostřednictvím 4 hrncových ložisek. Všesměrně pevné a podélně pevné ložisko je na opěře O2, Příčně pevné a všesměrně pohyblivé ložisko je na opěře O1.

Odvodnění

Na mostě je aplikována celoplošná polyuretanová stříkaná izolace v min. tl. 5 mm CONIPUR 255. Odvodnění žlabu KL je provedeno svedením vody za rub opěry do příčné drenáže s napojením na odvodnění pláně železničního spodku.

Rovněž příčný tvar mostovky směrem do jejího středu zajistí odvedení vody od okrajů nosné konstrukce. Střední spára mezi mosty není těsněna proti průsakům vody, neboť jsou vytvořena opatření v OK, která zabrání průniku vody do společné spáry. Ta je překryta plechem ve střechovitém tvaru.

Spodní stavba

Opěry mostu byly nově založeny do drážního tělesa na mikropilotách (TR108/16 dl. 9,0 m) za původními opěrami. Mikropiloty byly vrtány z upravené úrovně terénu po odbourání horní části opěr a srovnání pokračujícího drážního tělesa na úroveň založení úložných prahů opěr. Úrovně vrtání jednotlivých částí opěr byly odsazeny a korespondují s průběhem podjízdné komunikace. Vrty jsou odkloněny od svislice 15^0

směrem ven. Ocelové trubky jsou opatřeny protikorozním nátěrem a navíc byly zainjektovány na celou svoji délku na přání investora. V každé hlavě MP je osazena hlava na tah a tlak, která je provařena s výztuží armokoše úložného prahu.

Ocelové pilíře byly založeny rovněž pomocí mikropilot, které na rozdíl od opěr, byly vrtány přes odbourané kamenné části pilířů z úrovně chodníku. Délka MP je rovněž 9 m a vrty jsou zde ukloněny pouze 5^0 od svislice z obavy možné kolize se sítěmi. Hlava MP je opatřena pouze tlakovou hlavou provařenou s výztuží jednotlivých základů pilířů.

Rozměr každého základu je 3,26 x 1,5 x 0,8 m. Základ je vyarmován vázanou výztuží, do které je vložen kotevní přípravek stojek pilíře. Po osazení a rektifikaci pilíře a jeho podlití, byl prostor nad základem zabetonován do úrovně pokládky litého asfaltu chodníku. Prostor mezi pilíři byl navíc vyztužen žlb. prahem šířky 0,6 m, jehož výztuž je provázána s výztuží základu. Tento práh propojuje všechny pilíře. Jeho provedení podél vozovky zvyšuje bezpečnost nejenom chodců, ale chrání pilíře proti event. nárazu vozidel.

Vybavení mostu

Klasické mostní závěry nebyly na železničním mostě, vzhledem k délce dilatujícího pole, navrženy. Dilatace mostu je provedena ve štěrkovém loži, kde NK přesahuje nad závěrnou zídku opěry a tím překrývá svislou spáru mezi konstrukcí opěry a mostovky. Vzniklá podélná spára je vyplněna trvale pružným tmelem a izolačními pásy, které přecházejí ze svislé části konce mostovky na rub opěry.

Zábradlí na mostě v k. č. 94 je provedeno ze dvou podélných ocelových prvků, mezi kterými je svislá výplň z pásků. Vnější pohledové zábradlí je městského typu výšky 1,1 m. Na OK mostu v k. č. 94 je zábradlí přikotveno do plechu žlabu KL pomocí šroubů. Na římse pak pomocí patní desky a chemických kotev. Na vnější straně mostu k. č. 92 není možné, z prostorových důvodů, osadit zábradlí na OK mostu. Proto je zde využito pásnice sousedního silničního mostu, kde je zábradlí připevněno. Navazující zábradlí na betonových zídkách, které oddělují prostor dráhy a silničního mostu je pak řešeno rovněž pomocí patních desek a chemických kotev. Zábradlí již není se svislou výplní, ale je tvořeno obdélníkovými rámy vyplněnými hustou kovovou sítí.

Na mostní konstrukci bylo nově zřízeno průběžné štěrkové lože, v předpolí mostu je provedena rekonstrukce štěrkového lože. Stávající svršek byl nahrazen novým tvaru S 49 na dřevěných pražcích rozdělení „u“. Tloušťka štěrkového lože je min. 300 mm pod dolní hranou pražců. Celý rekonstruovaný úsek je svařen do bezstykové koleje.

Na mostě jsou po vnějších stranách žlabu osazeny sdružené multikanály, do kterých byly uloženy kabely ve správě ČD a Telematiky.

Prostor pod mostem je osvětlen 2x 4 ks svítidel osazenými po obou stranách podchodu. Světla jsou přichycena k ocelovým konzolám přišroubovaným k pilířům. Napájení je provedeno z kabelového vedení v chodníku a ke světlu je přivedeno ocelovou chráničkou, která byla speciálně vevařena do vnitřního prostoru pilíři.

V rámci rozšíření chodníku pod mostem byly opěry částečně ubourány resp. zcela odstraněny a na jejich místě postaveny nové opěrné zídky výšky 1,2 m z pískovcového kamene. Tyto zídky budou napojeny na upravené resp. nově vyzděné navazující zdi podél ulice Trocnovské a dotvoří celkový záměr projektanta otevřít tento prostor.

Technologie výstavby

Byla vzhledem ke stísněným podmínkám, minimalizaci uzavírek Trocnovské ulice a koordinaci s výstavbou mostní estakády natolik komplikovaná, že musela probíhat o vybraných víkendech, které byly předem projednány s Magistrátem města Prahy.

Konstrukce v kolejích č. 93 a pak 91 byly sneseny v 1. polovině dubna 2007 silničním jeřábem o nosnosti 60 t, stejně tak i most v k č. 92 a silniční most v časovém odstupu dle harmonogramu prací.
Nové mosty v k. č. 94 a 91 byly vloženy 2 jeřáby (pásový 100 t a kolový 300 t), které si konstrukce zavěsily na koncích a přesunuly je z montážní plošiny do otvoru. Hlavní prohlídka v k. č. 93 a 91 a zatěžovací zkouška mostu v k č. 91 byla dne 25.5.2007, následně byly uvedeny do provozu. Druhý den již byla snesena konstrukce v k. č. 92 a silniční most. Osazení nových konstrukcí proběhlo dne 23.6.2007, kdy 2 silniční jeřáby (nosnost 300 + 200 t) osadily postupně obě konstrukce do otvoru, kdy jeden jeřáb byl postaven u objektu Telematiky a druhý stál částečně v benzínové stanici.

Závěr

Nový most byl uveden do provozu postupně v období května – července 2007. Zcela dokončen bude v průběhu tohoto roku společně s dokončením estakády přes Masarykovo nádraží stavby „Nového spojení".

Vše bylo provedeno ve velice krátkém čase za minimálního omezení dopravy jak na mostě, tak i pod mostem. Délka výluky v k. č. 94 a 91 byla společná a trvala 45 dní, výluka v k. č. 92 trvala 35 dní. Investor získal pohledově zdařilý objekt, který bude dobře sloužit po celou svou životnost s minimálními náklady na údržbu.

Cestující veřejnosti a obyvatelům Prahy bylo předáno dílo, které plní nejen náročná technická kritéria moderní železniční dopravy 21. století, ale snad i vhodně a esteticky dokresluje ráz okolí.

Hlavními účastníky rekonstrukce mostu byli:

- investor: SŽDC s.o., Stavební správa Praha,
- správce objektu: ČD a.s., SDC Praha,
- projektant: TOPCON servis s.r.o.,
- zhotovitel stavby: SSaŽ, o. z. 9,
- podzhotovitelé: výroba OK – SOK Třebestovice, MPS Čepí.

Obr. 7 Most před dokončením, v pozadí mostní estakáda přes Masarykovo nádraží

Důsledky řešení vybraných detailů mostních objektů v projektové, dodavatelské dokumentaci a při realizaci

Ing. Blanka Karbanová

Ing. Pavla Březnická

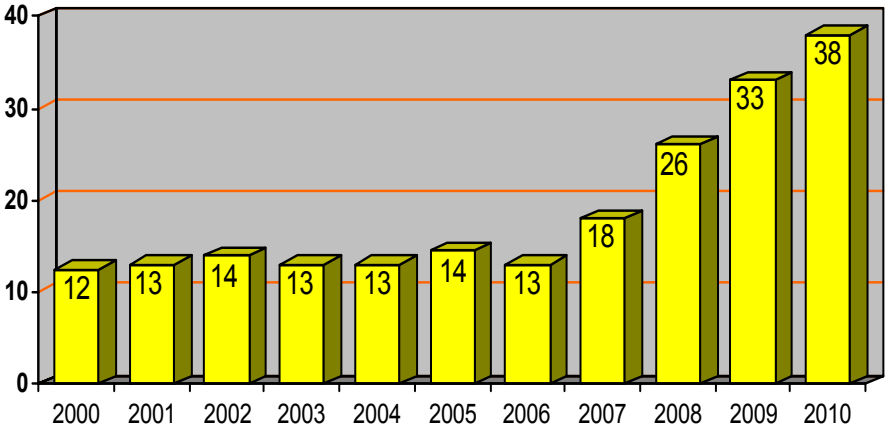
Správa železniční dopravní cesty, státní organizace, Odbor provozuschopnosti, Oddělení stavební

Chyby nebo opomenutí v technické dokumentaci (projektové či dodavatelské) vedou k následným problémům při realizaci mostních objektů. K tomu se často přidávají další pochybení při vlastní realizaci. Následné reklamace a odstraňování závad jsou mnohdy složité a nákladné a často nevedou ke konečnému úspěchu.

V tomto příspěvku navazujeme na články uveřejněné v minulých ročnících této konference, protože se jedná o stále se opakující problémy, které je nutné řešit nejen v projektové dokumentaci, dokumentaci zhotovitele, při vlastní realizaci i reklamacích.

Úvod

V posledních letech je do stavebnictví investováno stále více investičních prostředků. V uplynulém roce bylo investováno do železniční infrastruktury 18 miliard korun. V letošním roce se předpokládají investice v rozsahu 26 miliard korun. Růst investičních prostředků se předpokládá i v následujících létech – viz. Graf č. 1.



Graf č. 1. Investiční prostředky v jednotlivých letech v mld. Kč

Přestože jsou vynakládány stále vyšší investiční prostředky (ale možná i proto), zaznamenáváme stálý pokles kvality nejen projekčních prací, ale i vlastních prací na stavbách. Každým rokem se snažíme upozorňovat na vybrané a stále se opakující problémy, které jsme nuceni řešit během roku. Činíme tomu tak i letos. Prostor pro náš příspěvek nám nedovoluje se soustředit na tuto problematiku v její plné šíři. Proto jsme se pokusily zaměřit se pouze na záležitosti, které se nejčastěji opakují.

Projekční práce

Projektová dokumentace pro stavby na železničních dráhách musí být zpracována podle požadavků **Technických kvalitativních požadavků staveb státních drah** (dále jen TKP) a **Směrnice generálního ředitele SŽDC č. 11/2006 „Dokumentace pro přípravu staveb na železničních drahách celostátních a regionálních**“ (směrnice je dostupná na www.szdc.cz/Činnosti SŽDC/ Soubory ke stažení/SM 11.zip).

Takto zpracovaná projektová dokumentace má za úkol stanovit úplné technické řešení a správné technologické postupy. Ve stupni projekt musí být stanoveny nejen situační, ale i konstrukční a tvarová řešení včetně požadavků na materiály a výrobky. Projekt musí řešit stavební objekt do zásadních detailů (konstrukčních a materiálových), aby se předešlo případným problémům při vlastní realizaci.

Přesto se stále setkáváme s neúplnými projektovými dokumentacemi, které se odvolávají na již neplatné předpisy či normy. Evropská legislativa, která je postupně začleňována, s sebou přináší celou řadu zásadních změn. Přesto se stále setkáváme např. se špatným označením betonů, či jeho neúplnou specifikací. Obdobné problémy jsou i se značením ocelí, návrhem protikorozní ochrany či systémy vodotěsných izolací (dále jen SVI).

Přestože návrh vodotěsných izolací v mnohých případech ovlivňuje zpětně některá konstrukční řešení, nebývá této části projektu stavby věnována dostatečná pozornost. Návrh dokumentace vodotěsných izolací tvoří samostatnou část projektů mostních objektů. Často se však stává, že v projektu chybějí nejen řešení zásadních detailů, ale i jednoznačné určení ploch, které budou tím kterým SVI izolovány. Je velice důležité určit, především u mostních objektů s vysokou hladinou podzemních vod, které části budou izolovány SVI určeným do tlakových vod a které budou izolovány SVI určeným proti zemní vlhkosti a vodě stékající.

Projekt, který nemá jednoznačně specifikovány požadavky dle TKP a není zpracován dle výše uvedené Směrnice generálního ředitele SŽDC č. 11/2006, není dobrým podkladem pro dokumentaci dodavatele – technologický předpis (dále jen TP). V TP dodavatel jen upřesňuje a doplňuje navržená řešení. Proto je třeba dodržovat například tyto následující zásady:

- povrch konstrukce (především nosné), musí být navržen tak, aby byl v celé ploše odvodněn a nedocházelo k zadržování vody,
- je nutno podrobně zpracovat ty konstrukční detaily, které mohou ovlivnit tvar částí mostního objektu (např. odvodnění, ukončení mostního objektu, dilatace, mostní římsy, návaznost na další stavební objekty apod.),
- rohy všech izolovaných ploch musí být bez ostrých hran, musí být provedeno zkosení nebo zaoblení, aby nedocházelo k poškození SVI,
- ukončení systému vodotěsných izolací (s vodotěsnou vrstvou asfaltovou pásovou nebo syntetickou fóliovou) musí být vždy nerezovou lištou např. pod ozubem římsy
- v projektu SVI musí být navržen způsob ochrany vodotěsné vrstvy, tj. měkká ochrana (např. geotextilie) nebo tvrdá (betonová deska, LA, AB), případně bez ochrany; přičemž je nutné při volbě ochranné vrstvy vždy velmi dobře zvážit všechny technologické procesy, které se budou nacházet v blízkosti nebo přímo na naaplikované vodotěsné vrstvě, případně ochranné vrstvě izolace atd.

Jako příklad zde rozvedeme poslední odrážku - u železničních mostních objektů (například podchodů pro cestující) je vždy nutné chránit vodotěsnou vrstvu, která bude natavena na podkladní betonovou desku, tvrdou ochrannou vrstvou, nejlépe betonovou. Tato betonová ochranná vrstva chrání vodotěsnou vrstvu před poškozením při dalších technologických krocích – svařování výztuže, pokládání armokoše na distanční podložky atp.

Dokumentace dodavatele a vlastní realizace

Dokumentace dodavatele (Technologické předpisy, dále jen TP) by měla být zpracována dle Směrnice generálního ředitele SŽDC č. 11/2006, přílohy č. 5. Přesto

TP velice často nejsou vypracovány v požadovaném rozsahu a ani předloženy v dostatečném předstihu. TP musí být zpracován a odsouhlasen vždy před zahájením prací, aby mohly být zapracovány požadavky na doplnění nebo dopracování příloh, detailů atp. ze strany zadavatele. Je tedy nutné počítat s tím, že může dojít k opakovanému doplňování TP, než dojde k jeho odsouhlasení.

Proto je nutné (např. u SVI), aby dodavatel provedl s předstihem výběr aplikační firmy a to tak, aby byl čas na zpracování a projednání TP, tzn. že TP musí být předložen s časovou rezervou nutnou na připomínkování a zapracování požadavků.

Chtěly bychom upozornit v souvislosti s SVI na jedno závažné pochybení na mostním objektu, který byl stavěn v rámci vyvolané investiční akce na železniční dopravní cestě cizí organizací (např. ŘSD). Před tím však chceme poukázat na zásadu, kterou se snažíme opakovat při každém projednávání takovýchto akcí – pokud bude budoucím vlastníkem (pověřeným státem) mostního objektu SŽDC, musí dodavatel respektovat TKP staveb státních drah. Platí to i naopak, pokud SŽDC je investorem a v rámci např. koridorové stavby a některé objekty budou předány jiným subjektům (např. ŘSD), platí pro mostní či jiné objekty TKP pozemních komunikací.

Na této vyvolané investiční akci nebyl vypracován TP před aplikací vodotěsných izolací na mostních opěrách a předložen zástupci budoucího majitele k posouzení. K tomu všemu byla použita neschválená vodotěsná vrstva – viz. Obr. č.1. Po upozornění na tento nesprávný postup v rozporu s TKP staveb státních drah byl tento neschválený pás zkombinován v horní části opěr se schváleným pásem. Kromě toho práce prováděli pracovníci, kteří nebyli proškoleni.

Obr. č. 1: Použití neschválené vodotěsné vrstvy v kombinaci se schválenou vodotěsnou vrstvou. SVI není ukončen přítlačnou nerezovou lištou.

Od roku 2000 neustále opakujeme na všech těchto konferencích, že pro **železniční mostní objekty** musí být používány vždy **jen sválené SVI**. Práce mohou provádět pouze firmy, které byly proškoleny a schváleny gestorem příslušného SVI a jsou proškoleny pro práci na železnici (viz TKP staveb státních drah, kapitola 22).

Proto znovu upozorňujeme na seznamy schválených SVI a aplikačních firem. Jsou uveřejněny:

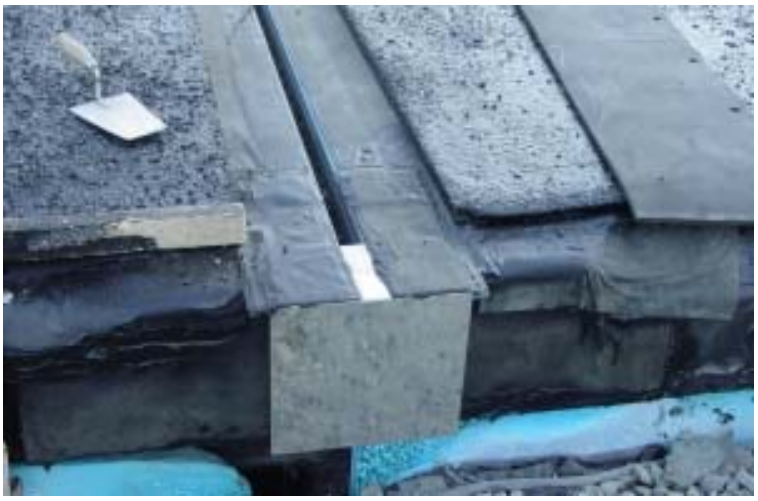
- **www.mosty.cz,**
- **ve Zpravodaji „Železniční mosty a tunely“,** který vydávají společně ČD a SŽDC.

Seznamy jsou průběžně aktualizovány.

SVI jsou schvalovány na základě vypracovaných Technických podmínek dodacích, které slouží jako další podklad pro zpracování TP. Pro shrnutí - aplikační firma musí zpracovat před zahájením prací technologický předpis na základě kvalitního projektu stavby a Technických podmínek dodacích (TPD).

Obsah a rozsah dokumentace dodavatele – TP SVI – musí dále splňovat požadavky Směrnice generálního ředitele SŽDC č. 11/2006, přílohy č. 5 a musí obsahovat (kromě dalších) následující části:

- kromě identifikačních údajů musí obsahovat specifikace projektu vodotěsné izolace (zdůvodnění volby konkrétního SVI, popis a rozměry, převážně tloušťky vrstev),
- popis výrobků použitých v SVI včetně jejich kvalitativních parametrů a zejména jejich zhodnocení vzhledem k požadavkům TNŽ 73 6280,
- podmínky aplikace SVI včetně požadavků na kvalitu podkladu, klimatická omezení v době provádění, pravidla pro pohyb osob a mechanismů po jednotlivých vrstvách SVI včetně podkladu, podmínky na skladování a manipulaci,
- konkrétní pracovní postupy včetně časových návazností, z tohoto důvodu je nutná znalost konkrétního mostního objektu a konkrétních stavebních postupů (harmonogram prací),
- výkresy konstrukčních detailů SVI pro daný mostní objekt,
- podrobný návrh oprav poškozených míst pro všechny druhy poškození a pro všechny vrstvy SVI, včetně kontrolních zkoušek a měření,
- podrobný postup zkoušek ve vztahu k TNŽ 73 6280 a způsob přejímání vrstev SVI včetně podkladní vrstvy a detailů,
- údaje o jakosti a kontrole (certifikáty, prohlášení zhotovitele, osvědčení o shodě SVI s podmínkami OTP pro systémy vodotěsných izolací, prohlášení o shodě výrobků, technické listy, doklady o způsobilosti firmy, garance, návrh předávacího protokolu atd.), vyjádření záruční doby o dílo,
- jmenný seznam oprávněných pracovníků,
- návrh kontrolního a zkušebního plánu v souvislosti s předpokládanými stavebními postupy atp.



Obr. 2: Nebyla provedena koordinace mezi výrobcem mostního dilatačního závěru a dodavatelem SVI, současně je vidět fatální chyba v zaměření mostního dilatačního závěru.

Pokud je TP zpracován dle Směrnice generálního ředitele SŽDC č. 11/2006, tj. obsahuje řešení všech detailů konkrétní stavby, včetně všech požadovaných dokladů – nemělo by na stavbách docházet k improvizacím. Častým případem jsou však bohužel TP bez řešení detailů, koordinace s ostatními profesemi (např. osazení mostních dilatačních zařízení, odvodňovačů atp. - viz Obr.2) návrhu kontrolního a zkušebního plánu, který bývá často předkládán těsně před zahájením aplikací SVI (případně během prací nebo po jejich ukončení).

TP bývají obvykle bohužel nevyhovující a požadované doklady bývají dodávány během nebo po ukončení aplikace SVI. Tento postup není naprosto správný a vede k častým opomenutím a chybám při realizaci. Tyto mohou vést po dokončení objektu k průsakům vody do konstrukce. Aby k takovýmto fatálním chybám nedocházelo, měl by být na stavbách při realizaci běžný následující postup - zastavení prací, do té doby, než aplikační firma SVI předloží TP a dojde k jeho odsouhlasení. Při tom by zřejmě došlo k porušení časového harmonogramu a za sankce vyplývající ze smlouvy o dílo by byl odpovědný dodavatel.

Dalším častým jevem poslední doby je předávání TP k připomínkám či schválení bez znalosti konstrukce, kterou bude aplikační firma izolovat. Dochází k podceňování celkové informovanosti o konstrukci, jsou použity detaily z jiných mostních konstrukcí i přes to, že se detaily často zásadně liší či se na konkrétním mostním objektu vůbec nevyskytují. Takovéto TP jsou vráceny k dopracování, čímž se prodlužuje doba schvalování a tedy při pozdním odevzdání se současně zkracují lhůty na aplikaci SVI.

Tendencí na stavbě bývá záměna některých materiálů ze schválených SVI. Toto není bez souhlasu garanta SVI a TDI (příp. odborného garanta SŽDC) možné. Je třeba zvážit, zda je možné některé materiály kombinovat s ohledem na jejich chemicko-fyzikální vlastnosti (křehnutí materiálu apod.).

Obr. 3: Nekvalitní provedení pohledového betonu. Zvoleny malé dílce bednění. Patrné snahy o sanaci povrchu betonu. „Nerovná“ pracovní spára na křídle před přibetonováním římsy.

Tento fenomén záměny materiálů definovaných vlastností není záležitostí pouze SVI, ale i dalších odvětví – např. sanací povrchů či dokonce nových mostních konstrukcí. Opravy povrchů konstrukcí u nových objektů se dnes stávají poslední dobou velice častým jevem. Přesto, že je TKP staveb státních drah, kapitolou 18 požadován beton v kvalitě pohledového betonu, na řadě staveb je povrch betonu velice nekvalitně proveden - viz. Obr. č. 3. Nechceme zde rozebírat příčiny, nejčastější je však nedodržení předepsaných postupů. Výjimečně se jedná o nevhodný návrh konstrukce (tvar, výztuž, třída betonu). V převážné většině převažuje pracovní nekázeň při samotném provádění konstrukce (nečistoty a cizí tělesa v bednění, změna předepsané třídy a konzistence betonové směsi např. přidáním vody nebo nesprávných přísad, nekvalitní provedení výztuže, nerovnoměrné ukládání betonové směsi do bednění a její následné usměrňování vibrátorem, nedostatečné provibrování dvou vrstev betonu po technologické přestávce při betonáži, nevhodné ošetřování vybetonovaného celku atd.).

Prvním krokem řešení by vždy mělo být přizvání stavebního dozoru k posouzení rozsahu a závažnosti poškození konstrukce. Bohužel tomu často předchází úporná snaha zhotovitele takové poškození jakýmkoli způsobem zakrýt, což obvykle vede k dalším zbytečným problémům, které k nápravě vzniklé situace rozhodně nepřispívají. Podle stavu konstrukce si lze také vyžádat stanovisko odpovědného projektanta k funkci a životnosti konstrukce. Na základě zhodnocení konkrétního stavu by měl zhotovitel navrhnout způsob, kterým provede požadované sanační práce. V případě rozsáhlejších nebo technologicky náročnějších oprav je eventuelním řešením oslovení specializované firmy s odpovídajícím vybavením a zkušenostmi.

Samozřejmostí je vypracování technologického předpisu, kontrolního a zkušebního plánu, doložení certifikátů a zkoušek opravňujících použití daného materiálu v ČR. Technologický předpis musí jasně vymezit vhodný materiál pro konkrétní opravu (ideálně ucelený sanační systém jednoho výrobce), jeho vlastnosti ve vztahu ke kvalitě a životnosti a také jasně daný postup provádění, který vychází z pokynů výrobce, zohledňuje související předpisy (TKP) a příslušné obecně platné normy. Zahájení oprav je pak podmíněno schválením technologického předpisu stavebním dozorem.

Obr. 4: Nekvalitní provedení pohledového betonu. Chybné napojení a utěsnění jednotlivých bednících desek.

Opravy samotné se liší podle rozsahu vad a podle závažnosti poruch. Od jemné reprofilace opticky zhoršených ploch přes hrubou reprofilaci např. štěrkových hnízd a nerovností, až po injektáže trhlin nebo dokonce doplnění konstrukce o ztužující či jinak podpůrné prvky. Společným prvkem všech oprav na pohledových plochách bývají sjednocující ochranné nátěry. Nároky na použité materiály nejsou přímo vymezeny, ale zpravidla je vyžadována stejná životnost jako u neporušené betonové konstrukce. Požadované složení materiálů (cementová, epoxidová báze) závisí na typu namáhání konstrukce, požadavku investora atd.

Prvním krokem, který však zásadním způsobem ovlivňuje výsledek prací, je příprava podkladu. Zpravidla jde o mechanické odstranění nesoudržných částí konstrukce s následným celoplošným otryskáním paprskem vysokého tlaku vody. Způsobilost takto upraveného podkladu k aplikaci dalších vrstev je poté ověřena zkouškou pevnosti v tahu. V případě obnažené výztuže bude tato mechanicky očištěna a neprodleně ošetřena schváleným protikorozním nátěrem.

Samotné provádění dalších vrstev sanačního systému by mělo probíhat v souladu se specifikací materiálu (a toto by mělo být důsledně kontrolováno), která je stanovena příslušným technickým listem výrobce. Zejména je třeba dodržovat rozsah teplot vzduchu a podkladu, maximální tloušťku jednotlivých vrstev, technologické přestávky a správnou přípravu materiálu pro aplikaci. Nelze také nepřipomenout odpovídající ošetřování naneseného materiálu.

Garancí úspěšnosti prací je kontrola každého technologického kroku stavebním dozorem a zároveň kontrola celkového průběhu prací zástupcem zhotovitele, přičemž kontrolní a zkušební plán by měl být dodržován a také průběžně hodnocen, aby nedocházelo ke snižování kvality.

Kontrolní práce

Jak bylo výše zmíněno, důležitou součástí technologického předpisu (TP) je kontrolní a zkušební plán (KZP). V něm je Jednak určeno, jaké zkoušky musí být provedeny. Tento KZP by měl být dokladován nejen v TP pro SVI, ale i pro sanační práce, betonáž, protikorozní ochranu atp.

Pokusíme se tento problém objasnit na KZP pro SVI. V TP pro SVI musí mít KZP definovány požadavky pro betonové nebo ocelové podkladní vrstvy, jaké zkoušky a jaká kvantitě musí být provedeny na jednotlivých vrstvách SVI. V KZP musí být mimo jiné uvedeno:

- identifikační údaje mostního objektu, případně jeho části, identifikační údaje zadavatele, zhotovitele stavby a SVI,
- popis materiálů a výrobků včetně zkoušek a měření na nich prováděných,
- velikost izolovaných ploch (m^2),
- zápis zkoušek nebo měření včetně jednotlivých hodnot měření, četnosti měření, čitelná identifikace a podpis odpovědné a prováděcí osoby a včetně vyhodnocení zkoušek se zmínkou o požadovaných hodnotách a četnosti dané zkoušky dle standardu (TKP, TNŽ, ČSN atd.),
- čísla protokolů zkoušek či čísla listů stavebního deníku, kde jsou zápisy z prováděných zkoušek apod.

situační plánek (nákres) mostu se zakreslenými zkušebními místy včetně okótování polohy.

Kontrolní a zkušební plán

Identifikační údaje mostního objektu:

Identifikační údaje zadavatele:

Identifikační údaje zhotovitele stavby:

Identifikační údaje zhotovitele SVI:

Podkladní konstrukce - ….. (betonová, ocelová)

Vlastnost	Plocha/četnost zkoušek	Zkušební metoda	Dosažené hodnoty	Vyhodnocení

Přípravná vrstva - ….. (konkrétně)

Šarže, datum výroby, doba použitelnosti	Teplota a vlhkost vzduchu a podkladní konstrukce	Celistvost a rovnoměrnost	Skutečná spotřeba

Vodotěsná vrstva - ….. (konkrétně) - ….(požadovaný počet zkoušek přilnavosti)

Šarže, datum výroby, doba použitelnosti	Teplota a vlhkost vzduchu a podkladní konstrukce	Celistvost/neporušenost	Zkouška přilnavosti - dosažené hodnoty	vyhodnocení

Měření prováděl: …….. (+ podpis)

Kontrolu prováděl:……. (+ podpis)

Přílohy: ….

- Protokoly o zkouškách,
- Schéma mostu se zakreslením míst, kde byla měření prováděna (včetně kót) atd.

Vypracoval: …… (+ razítko a podpis)

Tab. 1: Ilustrační tabulka kontrolního a zkušebního plánu, nezávazný vzor.

Pokud je postup prací podrobně popsán v TP, jsou popsány a nakresleny všechny detaily, proveden podobný rozpis zkoušek a kontrol, lze předpokládat snazší průběh prací při vlastní realizaci. Pracovníci aplikační firmy mají být s TP seznámeni, aby byl jednoznačně dán postup s nutnými kontrolami kvality prací. Tudíž by nemělo docházet k tomu, že je nepřejatá vrstva překryta další vrstvou SVI.

V poslední době se stává v řadě případů, že je aplikační firma nucena provádět SVI na zcela nepřipravený, neodzkoušený a nevyhovující podklad. Dle TKP, kapitoly 22 je nutno dodržet následující (citace): ***„Zhotovitel podkladní konstrukce musí předat zhotoviteli SVI (případně prostřednictvím objednatele) podkladní konstrukci, která odpovídá kvalitativním parametrům stanoveným v této části kapitoly 22 TKP a v TNŽ 73 6280 - tab. 6, příp. tab. 7. Součástí převzetí jsou i potřebné zkoušky podle TNŽ 73 6280. O převzetí podkladní konstrukce zhotovitelem SVI je nutné sepsat zápis do stavebního deníku nebo vyhotovit protokol o převzetí. Převzetí se zúčastní zhotovitel podkladní konstrukce, zhotovitel SVI a stavební dozor.“*** Z toho plyne nezastupitelná funkce TDI, který nesmí připustit zahájení prací na SVI, pokud podkladní konstrukce nesplňuje parametry uvedené v TNŽ 73 6280. Je tedy nezbytná spolupráce TDI, aplikační firmy, garantující firmy a dodavatele.

TKP kapitola 22 požaduje, aby zkoušky, zejména vodotěsné vrstvy SVI prováděla akreditovaná laboratoř. Mnoho aplikačních firem provádí celou řadu měření a kontrol. Je na dohodě mezi nimi a TDI, zda povolí provádění kontrolních měření aplikační firmě. Tuto výjimku lze povolit na základě předchozích zkušeností při aplikaci a kontrole.

Závěr

V posledních několika letech jsou prováděny modernizace koridorových tratí. Připravuje se a realizuje se celá řada mostních a tunelových staveb, což klade velké nároky na odborníky, provádějící a aplikační firmy ve všech oborech. Za tímto tempem výstavby však zcela pokulhává úroveň kvality prací na některých stavbách. Proto i nadále budeme doufat, že bude snahou všech zúčastněných, aby se kvalita všech prací postupně zvyšovala a objednatel přejímal konstrukce v té nejvyšší kvalitě.

Železniční tunely „Nové spojení“ – geomonitoring

Ing. Milan Kössler, SG-Geotechnika, a.s.

Budované železniční tunely „Nové spojení“ jsou jedním z mnoha stavebních objektů železniční dopravní liniové stavby umístěné v intravilánu hlavního města Prahy a budou sloužit potřebám osobní dopravy. Podpovrchová část sestává ze dvou samostatných dvoukolejných tunelových trub, které jsou trasovány v podélné ose vrchu Vítkova. Naše společnost zajišťovala pro potřeby stavby komplexní geotechnický monitoring a stavební dozor. Na základě výsledků našich měření a pozorování byly optimalizovány jednotlivé stavební cykly tak, aby bylo deformační chování udrženo v projektem předpokládaných mezích a aby byla zajištěna bezpečnost i ekonomičnost stavebního díla.

Zastižené inženýrskogeologické poměry

V předmětném území byly stavebními aktivitami zastiženy horniny šáreckého a zejména dobrotivského souvrství, které jsou středněordovického stáří – reprezentují stupně llarvin a dobrotiv.

Šárecké souvrství bylo zastiženo při hloubení obou portálů a také při ražbě obou příportálových úseků. Tento typ hornin je v oblasti vyvinut monotónně ve facii černošedých jílovitých až písčitých, bituminózních břidlic až prachovců. Plochy diskontinuit jsou rovinné, sevřené a drsné. Horniny jsou poměrně pevné a kompaktní s deskovitou až lavicovitou odlučností a vyžadují trhavinové rozpojování, či rozpojování těžkou technikou.

Dále od portálů byly šárecké vrstvy vystřídány **dobrotivským souvrstvím,** které je charakteristické střídáním dvou litofacií – facií skaleckých křemenců a facií dobrotivských břidlic.

Skalecké křemence jsou v masívu Žižkova charakterizovány střídáním desek až lavic bělavých, okrově či červenavě zbarvených křemitých pískovců (nesprávně, ale tradičně označovaných jako křemence). Křemence jsou středně rozpukané, místy tektonicky porušené. Plochy diskontinuit jsou sevřené, drsné, převážně limonitizované a hematitizované.

Břidlice jsou převážně prokřemenělé, šedé až černošedé, místy zbarvené limonitem a hematitem. Břidlice mají převážně deskovitou odlučnost. Plochy diskontinuit jsou zvlněné, sevřené a drsné.

Trasa tunelů je situována paralelně s Pražským zlomem, což sebou přináší občasné tektonické poruchy. V oblasti východního portálu došlo ke křížení Pražského zlomu (směr VSV – ZJZ, sklon cca 50 – 60° k JZ) a výrazné tektonické poruchy (směr SZ – JV, sklon cca 50° k JZ). Tato porucha je patrná i z geologické mapy 1:25000 (Straka et al. 1985).

Ražby probíhaly v relativně suchém prostředí. Byly zastiženy pouze lokální slabé přítoky v řádech do 0,01 l/s.

Stručný popis technického řešení

Jedním z mnoha objektů stavby „Nového spojení“ jsou dva dvoukolejné tunely (severní a jižní), které jsou trasovány v podélné ose vrchu Vítkova.

Severní tunel:

- ražená část – 1 150,4 m,
- východní hloubená část – 107,2 m,

- západní hloubená část – 57,6 m.

Jižní tunel:

- ražená část - 1 250,0 m,
- východní hloubená část – 69,5 m,
- západní hloubená část – 45,0 m.

Šířka výrubu obou tunelů byla 12,8 m s plochou výrubu cca 100 m^2. Tunely byly raženy observační NRTM metodou ve skalních ordovických horninách za pomocí trhací techniky. Vystrojení tunelu bylo navrženo jako dvouplášťové s mezilehlou hydroizolační fólií deštníkového charakteru.

Stavební práce začaly na podzim roku 2004 hloubením **provizorního východního (výjezdového) portálu**. Portál je situován v příkrém severovýchodním svahu vrchu Vítkova, 15 m pod stávajícím portálem jednokolejného Žižkovského tunelu mezi dvěma provozovanými železničními tratěmi, které přivádějí vlaky na Hlavní a Masarykovo nádraží. Omezený prostor a strmost svahu předurčily mimořádné parametry tohoto portálu. Jeho délka je cca 125 m, šířka 37 m a největší výška portálové konstrukce je cca 30 m. Portálová stavební jáma byla budována ve dvou etapách, které jsou odděleny výškovou úrovní 228 m. Odtěžování masivu probíhalo po výškových úrovních 3,5 m. Konstrukce sestává z vrtaných ocelových mikropilot Tr108/16 mm, které jsou po výšce opatřeny kotvenými převázkami v roztečích 3,5 m. Kotvy jsou šesti a čtyřpramencové (předpínací síly 470 a 720 kN), dl. kotev 10 až 22 m. Vrcholy stěn horní i spodní úrovně jsou opatřeny tuhým železobetonovým kotveným prahem, do kterého jsou upnuty hlavy mikropilot. Celá stěna je zastříkána betonem SB20 tl. 20 cm s vloženou ocelovou KARI sítí.

V květnu roku 2005 se také rozběhly stavební práce na **západním (vjezdovém) portále**. Tento portál je rovněž situován do strmého svahu jehož uklonění je tentokrát severozápadním směrem. Zajištění i technologie provádění západní jámy je obdobné jako na straně východní – mikropilotová kotvená stěna vybudovaná ve dvou etapách postupným odtěžováním etáží vysokých 3,5 m. Podobně jako na východní straně i zde byly stěny opatřeny vyztuženým torkretem. Rozměry portálové konstrukce jsou v tomto případě menší délka portálu je cca 60 m, šířka 37 m a největší výška portálové konstrukce je asi 20 m.

Primární ostění ražených tunelů je tvořeno stříkaným betonem s vloženou ocelovou sítí a hydraulicky upínanými svorníky. Pro ražbu pod vrchem Vítkov byly projektantem navrženy 4 typy technologických tříd – III, IVa, IVb a Va. Třída Va byla do nejnepříznivějších inženýrskogeologických poměrů a do složitých technických úseků. Byla použita právě v příportálových úsecích z důvodu stabilitní ochrany subtilního mezilehlého horninového pilíře. Této třídě náleží vertikální i horizontální členění výrubu, metrový záběr a nejmasivnější vystrojení včetně protiklenby v počvě. Třída III byla naopak používána v příznivých poměrech, je členěna nadvakrát (kalota + jádro), má dvoumetrový záběr a je subtilněji vystrojena.

Sekundární ostění je tvořeno litým betonem tl. 300 mm, který je v místech se zhoršenými geologickými poměry, či v obtížnějších technických úsecích (místa křížení s propojkami, portálové úseky atd.) vyztužený. V místech, kde byla geologie příznivá je sekundární ostění nevyztužené.

Tunely v hloubených částech jsou vybudovány z litého železobetonu tl. 600 mm s vnější hydroizolační fólií.

Aplikace observační metody – geotechnický monitoring stavby

V průběhu stavby byly měřeny a vyhodnocovány veličiny monitorující chování horninového prostředí, budovaných stavebních konstrukcí a také stávající povrchové a podpovrchové zástavby. Současně byly kontinuálně s postupem stavebních prací sledovány inženýrskogeologické, hydrogeologické a geotechnické vlastnosti masivu. Na základě souboru výsledků měření a pozorování byla přijímána taková opatření, aby deformační chování bylo udrženo v projektem předpokládaných mezích a aby byla zajištěna bezpečnost i ekonomičnost stavebního díla. Náplní geomonitoringu na této stavbě byla tato konkrétní měření a sledování:

- geodetická měření na terénu,
- geodetická měření stávajících objektů povrchové zástavby,
- deformometrická měření (měření šířky trhlin) nadzemních i podzemních objektů,
- extenzometrická a inklinometrická měření,
- konvergenční měření,
- geologické a geotechnické sledování výrubu,
- hydrogeologické sledování,
- dynamická, seismická a akustická měření,
- dozorování průkazních a kontrolních zkoušek svorníků,
- dynamometrická měření na kotvách západního a východního portálu,
- dokumentace tvaru výrubů a primární obezdívky,
- pasportizace objektu Národního památníku.

Výše uvedená měření byla ukládána a prezentována na internetovém portále Barab, na který měli přístup všichni zúčastnění, tj. investor, stavitelé, projektant, zpracovatel geotechnického monitoringu, přizvaní experti a případní další účastníci.

Mimo tuto formu zprostředkování dat, probíhaly pravidelně každý týden schůzky všech subjektů na hromadné poradě, tzv. Radě výstavby. Zde se aktuální data prezentovala, diskutovala a případně se v rámci pracovního pořádku stavby přijímala konkrétní stavebnětechnická, organizační či jiná opatření.

Popis vývoje monitoringu vybraných objektů

Monitoring portálů byl prováděn v hloubené západní i východní části. Na těchto objektech byla sledována geodetická poloha portálových konstrukcí, síly ve vybraných kotvách, geologie a portály byly monitorovány také inklinometricky.

Při postupném odtěžování prostřední stěny ze strany severní a souběžném tunelování podél téže stěny ze strany jižní docházelo k negativnímu vývoji deformací. Bylo zjištěno vyklonění předmětné stěny severním směrem, ale také docházelo k svahovým pohybům nad stěnou. Prostřední stěna totiž tvořila mezilehlý horninový pilíř mezi JTT a stavební jámou. Šlo o poměrně subtilní prvek, který byl navíc oslaben geologickou poruchou mocnosti cca 10 m směru SZ – JV, ukloněnou cca pod úhlem 50°. Zjednodušeně by se dalo říci, že při odtěžování jednotlivých etáží docházelo vždy ke skokovým deformacím (vyklonění cca 1 cm), celkem při třech odtěženích cca 3 cm. Stejný trend deformací byl potvrzen i z konvergenčních měření přilehlé JTT a inklinovrtu. Také dynamometry zaznamenaly patřičný nárůst kotevních sil, nejvíce exponovaná kotva se napnula z 470 kN na 650 kN. Vyklonění samotné stěny o 3 cm by nebylo tak dramatické, vážnější problém spočíval v rozsahu pohybu zastiženého horninového masivu. Pohyby byly totiž potvrzeny i inklinometrem, který je od stěny vzdálen 35 m. V přilehlém železničním tunelu nebyly monitoringem deformace naštěstí potvrzeny.

Obr. 1 Pohled na východní (výjezdový) portál se střední stěnou

Na základě komplexního zhodnocení výsledků měření bylo rozhodnuto o dodatečném přikotvení svahu nad portálem 5 ks 6-pramencových kotev, dl. 30 m, dále o okamžitém uzavírání dna JTT v portálovém úseku. Dále byly vyvrtány dodatečné odvodňovací vrty do prostřední stěny. Pro potvrzení rozsahu pohybů byl instalován další inklinovrt dále od portálu. Po provedení těchto opatření se postupně pohyby ustalovaly. K jejich úplnému odeznění však došlo až v průběhu roku 2006.

Obr. 2 Pohled na geologické rozhraní ve střední stěně východního portálu – vlevo od čáry zdravá hornina, vpravo od čáry geologická porucha

Na západním portále byly v průběhu ražeb zaznamenány pouze pohyby, které nevybočovaly z předpokládaných projektem stanovených hodnot.

Jedním z dalších předmětů naší činnosti byla budova **Národního památníku na vrchu Vítkově** a její monitoring. Národní památník je velmi rozlehlá atypická konstrukce a sanace potenciálních škod způsobených tunelováním by mohla být velmi nákladná a technicky náročná. Proto se na tuto konstrukci zaměřila naše pozornost. Činnosti monitoringu se dají shrnout do těchto bodů:

- Před započetím stavebních prací byla na budově Národního památníku na Vítkově provedena podrobná pasportizace, jejíž výsledky nebyly uspokojivé. Bylo zjištěno velké množství stavebnětechnických poruch. Největší starosti nám dělaly defekty na mramorových obkladech – chybějící, či zkorodované fixační kotvičky + četné trhliny v samotných obkladových deskách. Také přilehlá jezdecká bronzová socha Jana Žižky byla ve špatném technickém stavu – byla protkána sítí trhlin.
- Před podchodem tunelů pod budovou památníku jsme na několika geodetických profilech ověřily sedání terénu, které signalizovalo bezpečný stav – sedání bylo v hodnotách 1:5000. Zaměřili jsme se tedy na sledování seismických účinků, které představovaly reálnou hrozbu především pro zmiňované obklady, ale i pro jezdeckou sochu koně.

Obr. 3 Pohled na statické zajištění jezdecké sochy Jana Žižky podpůrným lešením v době podcházení tunely

- Před průchodem tunelů jsme stanovili bezpečné seismické limity pro citlivé obklady z mramoru (max. rychlost kmitání 10 mm/s při frekvenci do 50 Hz) a po celé budově byly instalovány seismografy s automatickým odečítáním naměřených údajů a rozesíláním účastníkům výstavby na mobilní telefony. Jezdecká socha byla podepřena lešením, které zajišťovalo podporu jejím citlivým částem - ohonu a ruky s palcátem.

- V době výstavby tunelu pod památníkem a sochou jsme pečlivě monitorovali účinky trhacích prací a na základě výsledků jsme stanovovali max. množství trhaviny tak, aby nebyly překročeny stanovené limity. Souběžně byly měřeny účinky větru. Při rychlostech větru nad 80 km/h bylo nařízeno zastavit trhací práce, aby nedocházelo k negativním souběžným účinkům větru a seismického zatížení. V neposlední řadě bylo na budově sledováno sedání metodou přesné nivelace, sledování vývoje trhlin mechanickými i automatickými deformetry s automatickým přenosem dat a byly také prováděny pravidelné vizuální kontroly objektu.
- Po průchodu obou tunelových trub byla provedena repasporizace budovy památníku a sochy. Výsledky byly pro nás uspokojivé – bylo zjištěno jen malé množství nových poruch a šlo pouze o nezávažné poruchy estetického charakteru.

Závěr

V současné době je stavební část tunelů Nového spojení hotova. Rozbíhají se práce na technologickém vystrojení (elektro, ventilace, pokládka kolejí atd.). Můžeme tedy konstatovat, že společným úsilím celého realizačního týmu od investora až po zhotovitele bylo vytvořeno dílo, které bude sloužit několika dalším generacím.

Zásluhu na úspěšném dokončení stavby nese mimo jiné i dobře fungující systém geomonitoringu, který se v posledních letech stává významnou a nedílnou součástí podzemních staveb.

Opravy železničních tunelů u SDC Liberec

Ing. Tomáš Sklenář, SDC Liberec

Ing. Jiří Matějíček, AMBERG Engineering Brno, a.s.

V posledních letech proběhlo ve spolupráci SDC Liberec, projekční a konzultační firmy Amberg Engineering a vybraných specializovaných firem několik akcí, počínaje průzkumy, přes projekty oprav a sanací až k samotným realizacím oprav. V tomto článku bude řeč o tunelu Rakouském, Harrachovském a Navarovském.

Úvod

Každý tunel je svým způsobem originál, vyžaduje specifický přístup a použití specifických metod jak pro podrobný průzkum, tak pro následnou opravu. Ne vždy je k dispozici kompletní projektová dokumentace k tunelu, někdy jsou v projektu nesrovnalosti a nejasnosti vzhledem k realitě. Proto je potřeba provádět vždy komplexní průzkumy, s použitím moderních metod, tyto průzkumy následně analyzovat a využít poznatků pro projekt sanace (opravy).

Průzkumné práce

Předběžná prohlídka tunelu a návrh průzkumných prací

Na základě předběžné prohlídky tunelu a prostudování archivní projektové dokumentace se v první řadě stanovuje nutný rozsah podrobných průzkumných prací a metody, které budou použity. V případě oprav, hrazených z provozních prostředků, je samozřejmě nutná dohoda s investorem (objednatelem průzkumu), jaké finanční prostředky na průzkum a následný projekt sanace může uvolnit, jaké jsou jeho finanční možnosti. Některé průzkumné metody jsou poměrně nákladné (geofyzika, 3D skenování), a proto je jejich využití na méně nákladných stavbách (nákladově cca 10 až 15 mil. Kč) nutné zvážit.

Zaměření tunelu

V současné době je situace taková, že většina tunelů, kterými se zabýváme nebo budeme zabývat v budoucnu, nevyhovuje z hlediska prostorové průchodnosti. Je to dáno dobou výstavby a tehdy platnými předpisy a normami, dále provozem na trati, již provedenými sanacemi (podskružení, dodatečný sanační torkret), případným posunem kolejí atd. V případě, že při předběžných úvahách o technologii opravy tunelu počítáme s tím, že budeme zasahovat do obezdívky, je potřeba v rámci průzkumných prací ověřit prostorovou průchodnost. Metody měření jsou různé, od obrysnice a fotogrammetrie až ke skenování tunelu 3D scannery. V rámci výše zmíněných tunelů ve správě SDC Liberec bylo provedeno měření profilerem AMT2000 (Harrachovský tunel), fotogrammetrie (Rakouský tunel) a skenování 3D scannerem (část Navarovského tunelu).

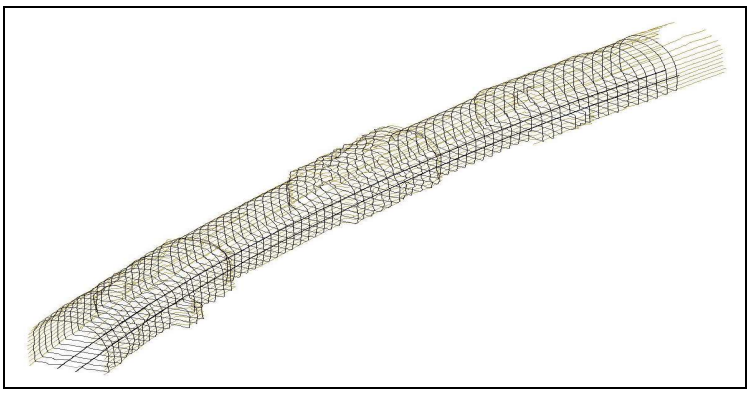
Pasportizace tunelového ostění

Podrobná pasportizace tunelového ostění, případně zárubních zdí u portálů, je nutná nejen pro zdokumentování stavebního stavu tunelu, ale také jako podklad pro pozdější projekt sanace tunelu. Je potřeba vyhodnotit rozsah poškození, jejich pravděpodobné příčiny, a následně navrhnout účinná a technicky proveditelná opatření.

Pasportizace se dá dělat mnoha způsoby, od jednoduchých zápisků přes záznam na diktafon až po digitální metody. Firma Amberg Engineering má k dispozici vlastní software - TunnelMap. Tento software byl vyvinut právě pro pasportizaci tunelů

a umožňuje grafický digitální záznam pasportizace do počítače přímo v tunelu. Výstupy z této pasportizace jsou jak grafické (záznam pasportizace na rozvinutém tunelovém ostění), tak tabulkové (numerický záznam pasportizace) a jsou dobrým výchozím podkladem nejen pro projekt opravy ale třeba i pro plánování financí na provoz a údržbu, resp. investiční náklady. Při opakovaných pasportizacích je pak samozřejmě možné kvantifikovat postup a rozšiřování poruch ostění nebo naopak úspěšnost či neúspěšnost sanačních zásahů (nejmarkantněji např. průsaky přes ostění).

Obr. 1 Statický 3D scanner (Navarovský tunel, Geodis Brno), PROFILER2000 (AE Brno)

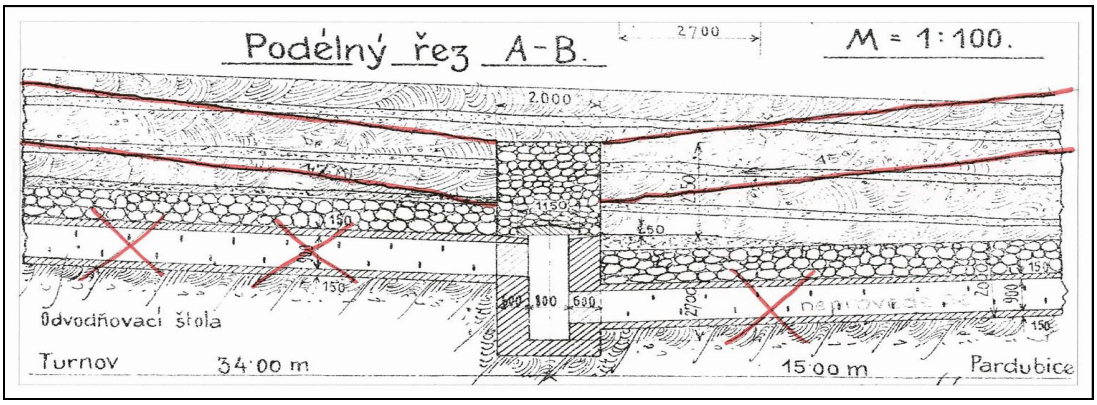


Obr. 2 3D model pro AutoCad, výstup ze skenování 3D scannerem (Navarovský tunel, Geodis Brno)

Doplňující průzkumy – speciální diagnostické metody

V případě Rakouského tunelu byly využity nedestruktivní metody pro určení polohy a rozsahu odvodňovacích zařízení za rubem tunelové trouby (svislá šachta, podélná

stoka). O těchto zařízeních byly k dispozici informace v původní projektové dokumentaci, nicméně jejich přesná poloha známá nebyla. Bylo využito georadarového měření. To potvrdilo, respektive upřesnilo, polohu a rozměry těchto konstrukcí, což bude zohledněno v projektové dokumentaci a návrhu rozsahu oprav.



Obr. 3 Archivní dokumentace k odvodnění za rubem tunelu (Rakouský tunel)

Vyhodnocení průzkumných prací

Na základě pasportizací, prohlídek, případně 3D skenování se dá předběžně stanovit rozsah plošných sanací typu očištění, spárování, těsnící injektáže apod. Další částí vyhodnocení průzkumných prací je analýza prostorové průchodnosti v tunelu. Je celá řada tunelů, které v aktuálním stavu nevyhoví pro tunelový průjezdný průřez (TPP), nicméně prostorovou průchodnost lze u některých z nich řešit poměrně jednoduše úpravou geometrie koleje (Rakouský tunel), aniž by musely být prováděny náročné bourací práce (Navarovský tunel). Poměrně důležitou součástí průzkumů v přípravě pro projekt sanace bývá odběr vzorků podzemní vody a zejména posouzení jejího dlouhodobého vlivu na kvalitu ostění (zejména vliv na materiál obezdívky tunelu, tedy degradace).

Projekt opravy

Po vyhodnocení všech provedených průzkumů následuje projekt sanace (opravy), většinou jednostupňová dokumentace. Jejím obsahem je zejména technické řešení oprav jednotlivých typů poškození a nutný rozsah sanace (obvykle lze definitivní rozsah upřesnit až přímo na stavbě během provádění při odkrývání stávajících vrstev obezdívky). Většinou není nutné projektovat všechny detaily, ty vyplývají z použitých technologií, důležitější je princip řešení a také výběr použitých materiálů pro sanaci. Obvykle se setkáváme s agresivitou podzemní vody, nové materiály tedy musí mít minimálně chemickou odolnost. Proto například pro trvalé kotvení se navrhují přednostně kotvy sklolaminátové a ne ocelové. Pro spárování zase speciální spárovací hmoty s chemickou odolností, mrazuvzdorností apod.

Dozor při provádění, důraz na správné provádění všech detailů

Nedílnou součástí opravy tunelu, která se váže na projekt, je vysoce odborný technický dozor, prováděný buďto přímo správcem tunelu, nezávislým odborníkem nebo i projektantem. Vzhledem k používání speciálních technologií a materiálů je nezbytně nutné, dozorovat provádění prací průběžně (nejlépe nepřetržitě), řešit detaily, upozorňovat na nedostatky během výstavby, aby chyby mohly být napraveny ještě během provádění a nemusely být napravovány až po předání stavby uživateli. Vysoký důraz je nutno klást na provedení zejména detailů hydroizolace, svodnic, utěsnění kolem kotev apod. Jeden špatně provedený detail, špatně namíchaná směs apod. může znehodnotit celou opravu tunelu v řádech milionů Kč.

Zkušenosti z realizací

Harrachovský tunel

Sanace tunelových pasů č. 2 až 5 ve dvou etapách (rok 2005 a 2007)

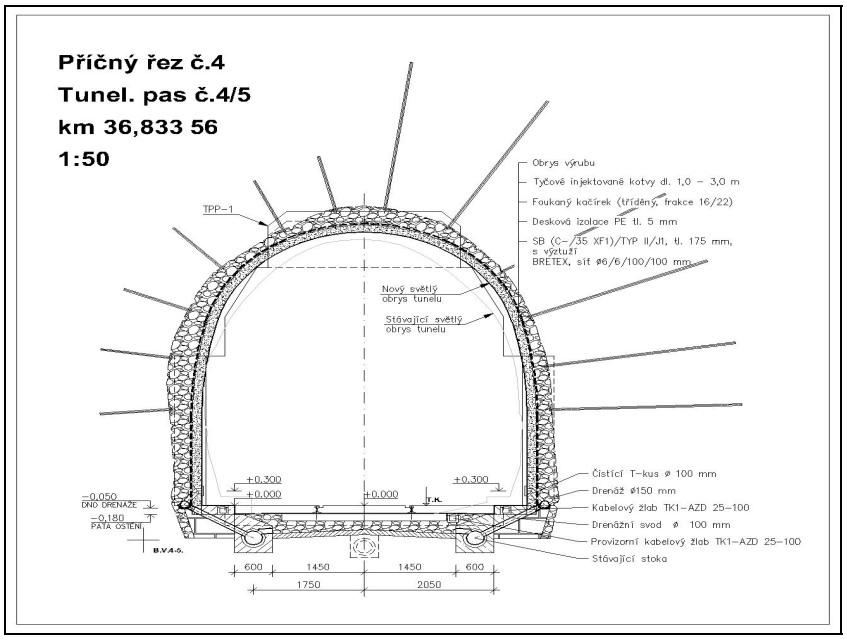
Zásadní principy sanace:

V minulých obdobích byly provedeny zcela nevhodné a po několika letech prakticky neúčinné sanační zásahy – injektáže, torkrety, hadicové svodnice, dílčí přezdívání obezdívky. Opadávající „sanační“ torkret s kombinací s extrémním zaledněním v tunelové troubě je jedním z důvodů nevyhovujícího stavu a představuje vysoké riziko pro dopravu.

Vzhledem k výrazným přítokům vody do tunelu bylo rozhodnuto o totální výměně ostění s novou mezilehlou hydroizolací. Jedním z hlavních důvodů pro tento způsob byl již mnohem dříve podrobně provedený vrtný průzkum ostění a skály za ostěním, z něhož se dalo s vysokou mírou pravděpodobnosti odvodit stabilní skalní prostředí za ostěním. Bez tohoto průzkumu by byla navržená výměna ostění vysoce riziková s možnými výraznými dopady do ceny sanace. Stávající obezdívka pasů 2 až 5 ze žulových kvádrů byla vybourána a nahrazena novým samonosným ostěním ze stříkaného železobetonu tl. 175 mm. Izolace byla provedena z plastových desek HDPE, rubová strana byla vyplněna štěrkovým materiálem.

Zhodnocení akce „Oprava Harrachovského tunelu“

Vzhledem k použité technologii, tedy výměně stávající obezdívky za novou, s novou hydroizolací, se již ve fázi projektování dala očekávat vysoká účinnost opravy. Již po provedení první etapy (pasy 4 a 5 – cca 20 m) se toto očekávání splnilo a stejná technologie byla použita i v navazujícím úseku (pasy 2 a 3 – cca 20m). Z toho vyplývá, že pokud je možné dosáhnout souvislé plné výluky v dostatečné délce a pokud je investor schopen alespoň po etapách takový typ opravy financovat z provozních prostředků, je možné řešit opravu jakéhokoliv raženého tunelu obdobným způsobem – rychle a operativně.



Obr. 4 Harrachovský tunel – vzorový příčný řez

Navarovský tunel

Sanace tunelových pasů č. 3, 4, 5 vč. přechodu do sousedních pasů č. 2 a 6.

Zásadní principy sanace:

Navarovský tunel byl původně pouze vyrubaný ve skále, pouze první tři pasy byly vyzděny z plných cihel. Po čase došlo ke skalnímu zřícení na vjezdovém portále a tunel byl prodloužen o cca 30 m. Přechody mezi cihelnou obezdívkou, prodlouženou částí a skalním povrchem byly hlavním zdrojem výrazných přítoků vody do tunelu, obecně pak cihelné klenby zmenšovaly nepřijatelně prostorovou průchodnost tunelu. Tato obezdívka byla v rámci opravy vybourána a nahrazena novým ostěním ze stříkaného betonu, ocelových sítí a laminátových kotev. Projekt předepsal stříkaný beton s krystalizační přísadou na zvýšení vodonepropustnosti. Lokální viditelné průsaky vody z horninového masivu byly lokálně překryty nopovou folií a svedeny drenážními trubkami a svodnicemi do podélných postranních drenáží (stok).

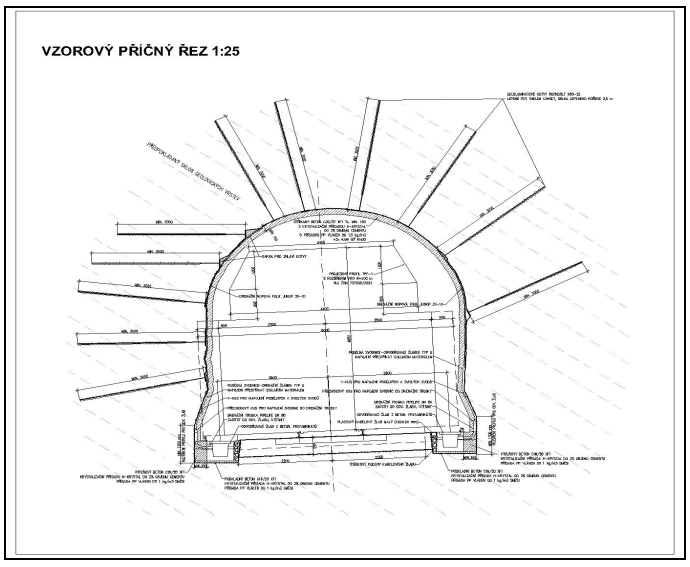
Zhodnocení akce „Navarovský tunel - Sanace tunelových pasů 3, 4 , 5“

Byly provedeny vrtané a bourané sondy do cihelného ostění za účelem ověření správnosti archivních podkladů a skutečného stavu výrubu a záhozu za obezdívkou.

Archivní materiály, zejména ty původní z 19. století se ukázaly jako naprosto přesné podklady.Odstraněním cihelných kleneb došlo k výraznému zlepšení prostorové průchodnosti tunelu. Jako problematické se ukázalo provést jednoplášťové ostění s lokálními izolacemi a svodnicemi. Hornina za rubem byla výrazně členitá, což neumožnilo plošné pokládání nopových fólií. Vyskytla se tak nutnost provádět velké množství obtížně proveditelných detailů (přistřelení ke skalnímu masivu, umístění odvodňovacích žlábků, těsnění okrajů fólie). Pro zamezení vzniku smršťovacích trhlin byl předepsán přídavek PP vláken. Bohužel se v receptuře betonu objevilo větší množstvím cementu a nezohlednila se tak známá „nectnost“ betonu při tvrdnutí – tj. smršťování a vznik smršťovacích trhlin přímo úměrných množství cementu.

Společně s následným vznikem smršťovacích trhlin ve stříkaném betonu s průniky vody podél kotev pak nakonec sanace vyústila k nutnosti provedení dodatečných chemických injektáží prosakujících trhlin a míst. Ani tyto dodatečné injektáže však průsaky vody přes nové ostění nevyřešily zcela úplně.

Doporučení - plošné vyrovnání skalního výrubu stříkaným betonem a plošnou izolaci.



Obr. 5 Navarovský tunel – vzorový příčný řez

Závěr

Uvedené příklady ukazují, že je možné i s minimalizovanými náklady odstranit nevyhovující, resp. havarijní stav dílčích částí tunelů a zlepšit tak celkový stav a bezpečnost provozu v tunelu.

Je obecně známou skutečností, že vynaložení relativně menších finančních nákladů a provádění oprav v reálném čase (tehdy, kdy je to zapotřebí a bez zbytečných odkladů) jsou výrazně efektivnější a v součtu levnější, než nákladné investice na rekonstrukce celých tunelů nebo celých traťových úseků, kdy je nutné navíc respektovat a dodržet požadavky norem a legislativy jako pro novostavby, což je v případě starých železničních tunelů jen velmi obtížně technicky řešitelné. Rozhodujícími podklady pro zvolení správného způsobu a rozsahu sanace jsou především:

- podrobná diagnostika tunelu (prohlídky, průzkumy, zaměření)
- shromáždění všech dostupných archivních podkladů
- analyzovat příčiny vzniku nevyhovujícího stavu
- analyzovat rozsah nevyhovujícího stavu a následně rozsah nutné sanace

Zejména důkladně provedené analýzy příčin a stanovení rozsahu a jejich následné závěry mohou přinést výrazné úspory vynaložených finančních prostředků na zlepšení stavu tunelu.

Pro stanovení stupně klasifikace tunelu a rozhodnutí o zařazení do plánu oprav a určení rozsahu stavebního počinu se posuzuje především :

a) Nedostatečný průjezdný průřez

Není nutno sanovat celý tunel, ale pouze nejnutnější úseky. Je možné pouze upravit polohu koleje.

b) Pronikající voda

Není nutno provádět komplexní izolace, svedení vody či utěsnění, ale zejména zajistit bezpečnou dopravu v kritických úsecích a sanaci provádět třeba jen na části ostění – lokální opravy.

c) Staticky nevyhovující a/nebo deformované ostění

Zde je možné volit celou škálu sanačních opatření včetně jejich rozsahu od spárování, zpevňujících injektáží, náhrady částí ostění (klenba, opěry), přikotvení stávajícího ostění, vkládání podpěrných konstrukcí (skruží), vložení nového ostění bez většího zásahu do stávajícího ostění až po kompletní výměnu celého ostění a nového odvodňovacího systému včetně snesení stávajícího ostění.

d) Železniční svršek

V případě rekonstrukce přilehlých úseků trati je potřebné důsledně koordinovat projektovou činnost.

e) Zachování podmínek provozu v tunelu

Je v tunelu potřebné zachovat stávající provoz za stávajících podmínek (průjezdný průřez, směrové poměry a souvisící rychlost, svršek, zabezpečovací zařízení) nebo je nutné tyto základní parametry zlepšit ? Uvažuje se v budoucnu s elektrifikací trati nebo traťového úseku?

V případě regionálních tratí jde ve většině případů o udržení stávajícího a zajištění bezpečného provozu. Není nutné stanovovat vzhledem k významu trati „přemrštěné“ požadavky na parametry trati, když na jiných úsecích tyto parametry stejně nebudou nebo nemohou být z jakýchkoliv důvodů dodrženy.

Odstranění havarijního stavu mostního pilíře po přívalových deštích

Ing. Peter Slašťan, TASUM, Žilina

Ing. Marcel Zvarík, WEBER-TASUM s.r.o., Ostrava

Zvýšení hladiny vody na řece Kysuca v měsíci září 2007 a silné nárazy vodního toku způsobily prolomení mostního pilíře. V místě založení pilíře se projevil nežádoucí pokles s následným průhybem mostní konstrukce. Pro zpevnění mostního pilíře a jeho podloží byla použita chemická injektáž polyuretanovou dvousložkovou pryskyřicí.

Úvod

Mostní objekt na silnici III/011 60 v km 6,269 přes řeku Kysuca je z roku 1971. Most je 3 polová konstrukce se dvěma mezilehlými pilíři. Mostovka je navržena z tyčových předpjatých prefabrikátů typu I 67 – Ševčík. Šířka mezi zábradlím je 9,50 m.

Poškození mostní konstrukce

Na začátku měsíce září 2007 se vlivem přívalových dešťů zvedla vodní hladina na řece Kysuca (obr.1).

Přibližně jeden metr pod vzedmutou hladinou došlo k vodorovnému usmyknutí dříku pilíře a jeho kamenné obezdívky ze žulových kvádrů. Diagnostickým průzkumem bylo zjištěno, že v místě poškození byla v době výstavby technologická pracovní spára.

Působením tlaku vody došlo ke vzájemnému pootočení dvou oddělených konstrukčních částí pilíře. To bylo zapříčiněno podemletím dna řeky až do úrovně základové spáry s předpokladem jejího nedostatečného založení (obr. 2).

Na základě těchto skutečností bylo rozhodnuto o uzavření mostu pro veškerou dopravu s okamžitým zahájením projektových prací a předběžných sanačních opatření pro ochranu před dalším působením tlaku vody na pilíř.

Obr. 1 Zvýšená hladina řeky

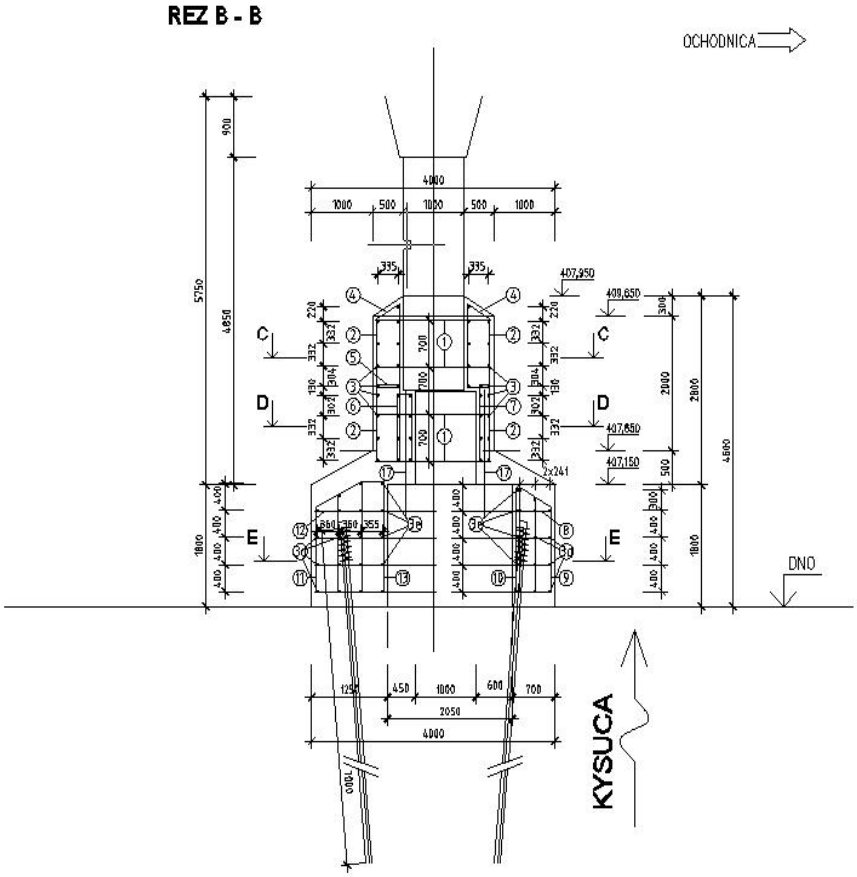
Obr. 2 Pohled na poškozený pilíř po opadnutí vody

Návrh sanace a její realizace

Projekt opravy mostního objektu na základě diagnostiky byl správcem mostního objektu objednán na:

Sanaci spodní stavby jako samostatné části s realizací ihned (obr. 3)

Sanaci vrchní stavby a druhého pilíře s realizací v roce 2008



Obr. 3 Návrh pro zpevnění poškozeného pilíře a jeho podloží

Pro sanaci poškozeného mostního pilíře bylo navrženo:

Zřízení pracovní plochy kolem poškozeného pilíře včetně příjezdové komunikace. Pracovní plocha byla navržena v rozsahu pro použití podpěrné konstrukce Pižmo oboustranně uložené na betonových silničních panelech.

Zřízení těsnící stěny z IZKT GSI R 25 ve dvou řadách délky 2 a 4 m pro zajištění stavební jámy pro zhotovení ŽB ztužujícího věnce a 14 ks mikropilot Ø 135 mm s výztuží ocelovou trubkou Ø 89 / 10 mm z ocele jakosti 11 523 délky 7 000 mm, pro zpevnění uvolněné základové části pilíře.

Před zřízením mikropilot se aplikovala do připravených IZKT tlaková injektáž polyuretanovou pryskyřicí. Tím se vytvořila clona, která následně zamezila nežádoucímu odtékání cementové zálivky. Injektážní kotevní tyče GSI R 32 N byly rozmístěny v osových vzdálenostech 600 mm a měly délku 4 000 mm (pro objem polyuretanové směsi 15 l) a 2000 mm (pro objem polyuretanové směsi 7 l). V průběhu diagnostiky byla zjištěna nepříznivá křivka zrnitosti použitého štěrku (absence jemných frakcí). Proto byla pro zpevnění dříku betonové části pilíře s kamennou obezdívkou a pro zvýšení únosnosti betonového jádra pilíře použita chemická tlaková injektáž. Přes šachovitě rozmístěné vrty o průměru 14 mm a délky 700 mm byla aplikována injekční směs dvojsložkové polyuretanové pryskyřice Marithan EP do mechanických obturátorů rozměru 13 x 500 mm. Tím bylo zajištěno proinjektování betonového jádra, pracovní spáry a současně i kamenného obkladu pilíře.

Ztužující ŽB věnec po obvodu pilíře byl navržen z betonu C 25/30 a výztuže konstrukční a hlavní typu 10 425 V. Vzájemné spolupůsobení staré části základu a dříku, s nově navrženým ŽB věncem zajišťovaly kotevní pruty Ø V 22. Pracovní spára mezi starou a novou částí byla rovněž proinjektována polyuretanovou pryskyřicí.

Z preventivních důvodů na ochranu pilíře před nárazy vody a tajícího ledu bylo po obvodu mostního pilíře navrženo rozmístění kamenných bloků, každý o váze cca 200 kg. Tyto bloky byly provrtány a ukotveny do odloží pomocí samozavrtávacích injektážních kotevních tyčí R 32 N délky 3 000 mm. Kořen jednotlivých kotev byl proinjektován dvousložkovou polyuretanovou pryskyřicí Marithan EP.

Obr. 4 Pohled na most a pilíř po ukončení sanačních prací

Závěr

Veškeré stavební práce pro zajištění stability a bezpečnosti provozu mostní konstrukce byly realizovány hlavním dodavatelem stavby společností Doprastav a.s. v měsíc září a říjen 2007 (obr. 4).

Pozemní geofyzikální průzkum tunelových tras

Prof. RNDr. Miloš Karous, DrSc., GEONIKA s.r.o., Praha

Povrchové geofyzikální metody jsou úspěšně využívány pro průzkum tunelových tras do hloubek mnoha desítek metrů. Posuzují skalní masív z hlediska jeho různých fyzikálních vlastností, čímž přispívají k upřesnění geologické stavby, klasifikace zastoupených hornin a posouzení jejich geotechnických parametrů, lokalizaci lokálního porušen a dalších strukturních otázek. Příspěvek se zabývá možnostmi geofyzikálních metod při průzkumu tras středně hlubokých tunelových staveb do hloubek v prvních stovkách metrů, zvláště reflexní seismiky.

Před vlastním terénním geofyzikálním průzkumem tunelových tras je nutno provést **rešerši** starších geofyzikálních prací, které byly v širším okolí zájmového území provedeny v minulosti pro různé účely a bývají součástí geologického, hydrogeologického, inženýrsko geologického, ekologického a surovinového průzkumu. Pokud je k dispozici i původní prvotní dokumentace (měřená data), pak je možné přistoupit i k jejich reinterpretaci moderními softwary s využitím i nověji získaných relevantních informací. Přínosné jsou hlavně regionální geofyzikální mapy v měřítcích 1:200 000 až 1:25 000, získané z leteckých měření (aeromagnetometrie, aeroradiometrie) a pozemních regionálních měření (gravimetrie, magnetometrie).

Rozsah a metodika terénního průzkumu závisí na etapě průzkumných prací - pochopitelně v **předběžném průzkumu** jsou aplikovány metody, které nejsou finančně náročné a dávají dostatečnou představu o strukturně geologické stavbě oblasti do požadovaných hloubek pro posouzení vhodnosti zvolené trasy. V této fázi jsou při pozemním průzkumu využívány hlavně klasické geofyzikální metody [1, 5, 10, 12]:

- odporové profilování (symetrické SOP, dipólové DOP, kombinované KOP),
- odporové sondování (VES),
- mělká refrakční seismika (MRS),
- metoda velmi dlouhých vln (VDV) a
- magnetometrie (Mag).

Příkladem mohou být např. řezy sestavené z odporových a seismických měření [7], (obr. 1). Při průzkumu dlouhých tras jsou informativní profilové křivky různých metod měřených z povrchu podél projektované trasy tunelu [8], (obr. 2).

V další **podrobné etapě průzkumných prací** jsou více využívány speciální metody [6], které již řeší detailní strukturní otázky, které se objevily v předchozím průzkumu. Jsou to: elektrická (odporová) tomografie z povrchu (tzv. multikabel - ETom), dipólové elektromagnetické profilování (DEP), georadar (GPR), konduktometrie (detekce kovů / metaldetekce - MD), metoda spontánní polarizace (SP) a měření filtračních potenciálů (FSP), metoda nabitého tělesa v hydrogeologické variantě (NTH), mikrogravimetrie (mGr), termometrie (TM), mikroseismika (monitoring seismicity přirozené i antropogenní), radiometrické / radionuklidové metody, korozní průzkum a určení agresivity prostředí.

Pro **hlubší průzkum** (kolem sta a více m) se uplatňují metody s velkým hloubkovým dosahem, např. gravimetrie (Gra) a regionální magnetometrie, reflexní seismika (RXS) a příp. i magnetotelurické sondování (MT) [3].

Geofyzikální metody klasifikují a kvalifikují horninový masív podle jejich různých měřených fyzikálních vlastností - hustoty, měrného odporu, magnetických vlastností, seismické rychlosti, relativním obsahu radioaktivních prvků, a dalších, často složitých fyzikálních projevů. Jsou to metody nepřímé (neposuzují geotechnické podmínky podle odebraných vzorků, ale ze vzdáleného (pozemního) měření, z něhož je nutné

vlastnosti prostředí i ve větších hloubkách odvodit - interpretovat) a nedestruktivní (nevyžadují otvírkové práce, nezpůsobují ani dočasné poškození prostředí). Jejich principy jsou dobře známy a jsou detailně uvedeny v literatuře [1-3, 5, 6, 10-12].

Základním problémem geofyzikálních metod je fakt, že měřené veličiny jsou většinou váženým zprůměrováním a vyhlazením skutečných fyzikálních vlastností z určitého objemu masivu, který je měřením dosažen. Ve vertikálním směru se nazývá hloubkovým dosahem. Matematický proces, který je teoreticky schopný vypočítat měřenou hodnotu při známém 3-D rozložení skutečných parametrů, je operátor, který z původně ostrých změn vytváří hladké průběhy měřených či vypočtených dat a dochází tak ke ztrátě určité (vysokofrekvenční) informace. Obrácená (inverzní) úloha, tj. sestrojení 3-D modelu z vyhlazených měřených dat je proto nestabilní se silnou vysoko-frekvenční složkou příslušného inverzního operátora, která způsobuje „rozkmitání“ výstupního interpretovaného modelu [4].

Částečně je možné stabilizovat inverzní úlohu jen vložením některých nezávisle získaných dat, z vrtů, odběru vzorků, strukturních prvků, atd. Opěrné údaje jsou proto jednoznačnou interpretaci geofyziky nezbytné. Protože každá metoda má různý stupeň nejistoty interpretace a dívá se na horninový masiv z hlediska jiného fyzikálního, vhodný **komplex více metod** výrazně přispívá k potlačení nejednoznačnosti interpretace jednotlivé metody. Analýza teoretických operátorů zvláště z hlediska jejich frekvenčních charakteristik určuje rovněž nutný diskrétní krok a hustotu měření [4, 6].

Při rozhodování o aplikovatelnosti a výběru geofyzikálních metod se uplatňují následující **kriteria**:

- nákladovost = celková cena (pro odběratele jedna z nejdůležitějších),
- efektivita = množství požadované informace na jednotkovou cenu,
- metodická vhodnost = potenciální a teoretická způsobilost vybraných metod,
- technologická a metodologická náročnost,
- komplexnost průzkumu - využití více metod ve vhodné kombinaci,
- přístupnost terénu, překážky.

V **etapě ražby tunelu** nebo průzkumné štoly se již uplatňují metody, které využívají i podzemní prostor díla a vrty: karotážní měření ve vrtech, měření mezi vrty, podzemním dílem a povrchem (nazývané jako seismická a elektrická tomografie podle měřených parametrů, speciální geofyzikální monitoring v tunelu a další metody.

Odborní pracovníci firmy Geonika s.r.o. Praha dosahují vysokých zkušeností s geofyzikálními pracemi pro průzkum tunelů železničních, silničních, dálničních i rozsáhlých kolektorů. Od založení v roce 1991 se podíleli na průzkumech celkem 28 tunelových objektů (převážně v ČR, ale i SRN), o nichž vypracovali celkem 52 zpráv. Vzhledem k tomu, že Československo patřilo v oblasti vývoje a aplikace geofyzikálních metod od druhé poloviny minulého století mezi světové velmoci, lze říci, že klasické geofyzikální metody jsou u nás využívány **na úrovni světového standardu**.

V posledních letech dochází ve světě paralelně s rozvojem a miniaturizací elektrotechniky k prudkému vývoji měřicí geofyzikální techniky doprovázenému vysokým stupněm automatizace sběru dat. Současný vývoj sofistikovaného a výkonného počítačového softwaru pro zpracování a interpretaci dat zvyšuje hlavně komfort geofyzikálního průzkumu a jeho zpracování, nikoli principiální přístup. České geofyzikální firmy jsou vybaveny a kontinuálně dovybavovány veškerou nutnou moderní měřicí a počítačovou technikou, a to i přes zvyšující se ceny moderních aparatur. Lze tedy odpovědně prohlásit, že české geofyzikální firmy jsou schopny aplikovat vysoce kvalifikovaně klasické i moderní geofyzikální metody při průzkumu i hlubokých tunelů bez nutnosti ověřování jejich možností v konkrétních případech.

Z geofyzikálních metod, které byly vyjmenovány, existuje jen jediná metoda, která nebyla v českých podmínkách při průzkumu tunelových tras použita. Jedná se o metodu **reflexní seismiky**, která je vhodná pro průzkum geologických a geotechnických charakteristik prostředí do větších hloubek. Je to nejpropracovanější geofyzikální metoda jak z hlediska měření, tak zpracování záznamů, protože je do hloubek až několik km využívána v ropné prospekci. Komplexní vybavení 3-D ropné reflexní seismiky se pohybuje v řádech desítek až stovek tisíc dolarů. Její výrazně zjednodušená 2-D adaptace je vhodná i pro průzkum tunelů v hloubkách v prvních stovkách m. V ČR byla využita pro průzkum hlubinné geotermální energie na lokalitách Litoměřice [9, 13] (obr. 3), Lovosice a Frýdlant. Pracovníci firmy Geonika se podíleli na vývoji mechanického zařízení, které nahrazuje destruktivní odpaly náloží v mělkých vrtech. Tak je možné se vyhnout zdlouhavému schvalování na báňském úřadě a terénní metodika je přijatelná i pro ekologické aktivisty a obyvatele blízkých budov, kteří přičítají jejich chátrání případnému střílení v lomech či při seismickém průzkumu.

Nebylo by však rozumné přínos reflexní seismiky příliš přeceňovat. Je to metoda vhodná pro průzkum sedimentárních pánví se subhorizontálními rozhraními a v místech složitější geologické stavby se skloněnými a nepravidelnými rozhraními geologických těles bude interpretace registrovaných časových řezů dost složitá.

Během prezentace na konferenci bude promítnuta řada příkladů, dokumentujících přínos povrchových geofyzikálních metod při průzkumech pro podzemní liniová díla.

Literatura

[1] Gruntorád, J.; a kol.: Principy metod užité geofyziky. Vš. učebnice, 190 str., SNTL Praha, Alfa, Bratislava, 1985,

[2] Karous, M.; Mareš, S.: Geophysical methods in studying fracture aquifers. Monography, 93 pp., Charles Univ. Prague, 1988,

[3] Karous, M.: Geoelektrické metody průzkumu. Vš. učebnice, 429 str., SNTL Praha, Alfa Bratislava, 1989,

[4] Karous, M.: Zpracování geoelektrických měření při geologickém mapování, v rudní prospekci a hydrogeologickém a inženýrskogeologickém průzkumu. DrSc. disertace, MŠ ČSR a UK Praha, 290 str., 1985,

[5] Karous, M.; et al.: Applied geophysics in hydrogeological and engineering practice. Monography, 289 pp., Elsevier Amsterodam, 1993,

[6] Karous, M.: Geofyzikální metody v inženýrské geologii a geotechnice. Příručka, 75 str., Geonika Praha, 1998,

[7] Karous, M.; Nikl, P.; Gürtler, R.; Chalupník, T.: Modernizace trati Votice – Benešov u Prahy, Tomický tunel, Geofyzikální průzkum. Zpráva Geonika, 2004,

[8] Karous, M.; a kol.: Praha - Beroun. Nové železniční spojení - průzkum. Tunelová trasa. Příl. D: Zpráva o výsledcích geofyzikálního průzkumu. Geonika, 2006,

[9] Karous, M.; a kol.: Geofyzikální průzkum Litoměřice. Zpráva. Geonika, 2006,

[10] Mareš, S.; a kol.: Geofyzikální metody v hydrogeologii a inženýrské geologii. Vš. učebnice, 200 str., SNTL Praha, 1983,

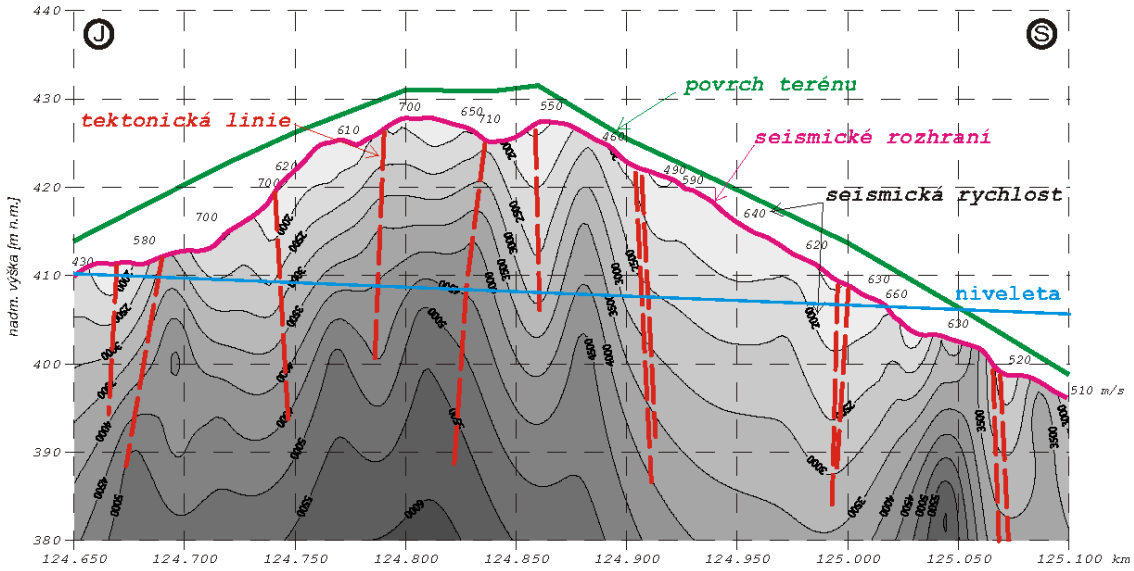
[11] Mareš, S.; et al.: Introduction to applied geophysics. Monography, 581 pp., D. Reidel Publ. Co Dordrecht, 1984

[12] Mareš, S.; a kol.: Úvod do užité geofyziky. Vš. učebnice, 590 str., SNTL Praha 1990

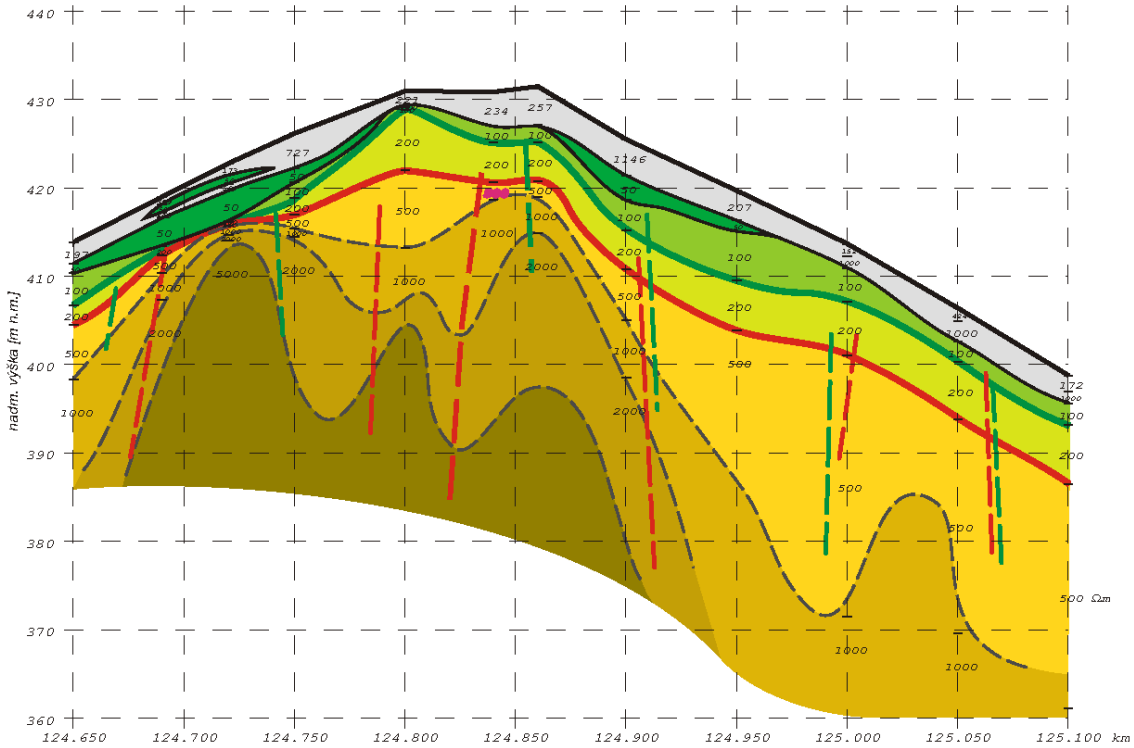
[13] Myslil, V.; Karous, M.; a kol.: Geofyzikální a geotermální průzkum okolí města Litoměřice. Zpráva. Geomedia a Geonika 2006

Modernizace trati Votice - Benešov, Tomický tunel

a) seismický řez

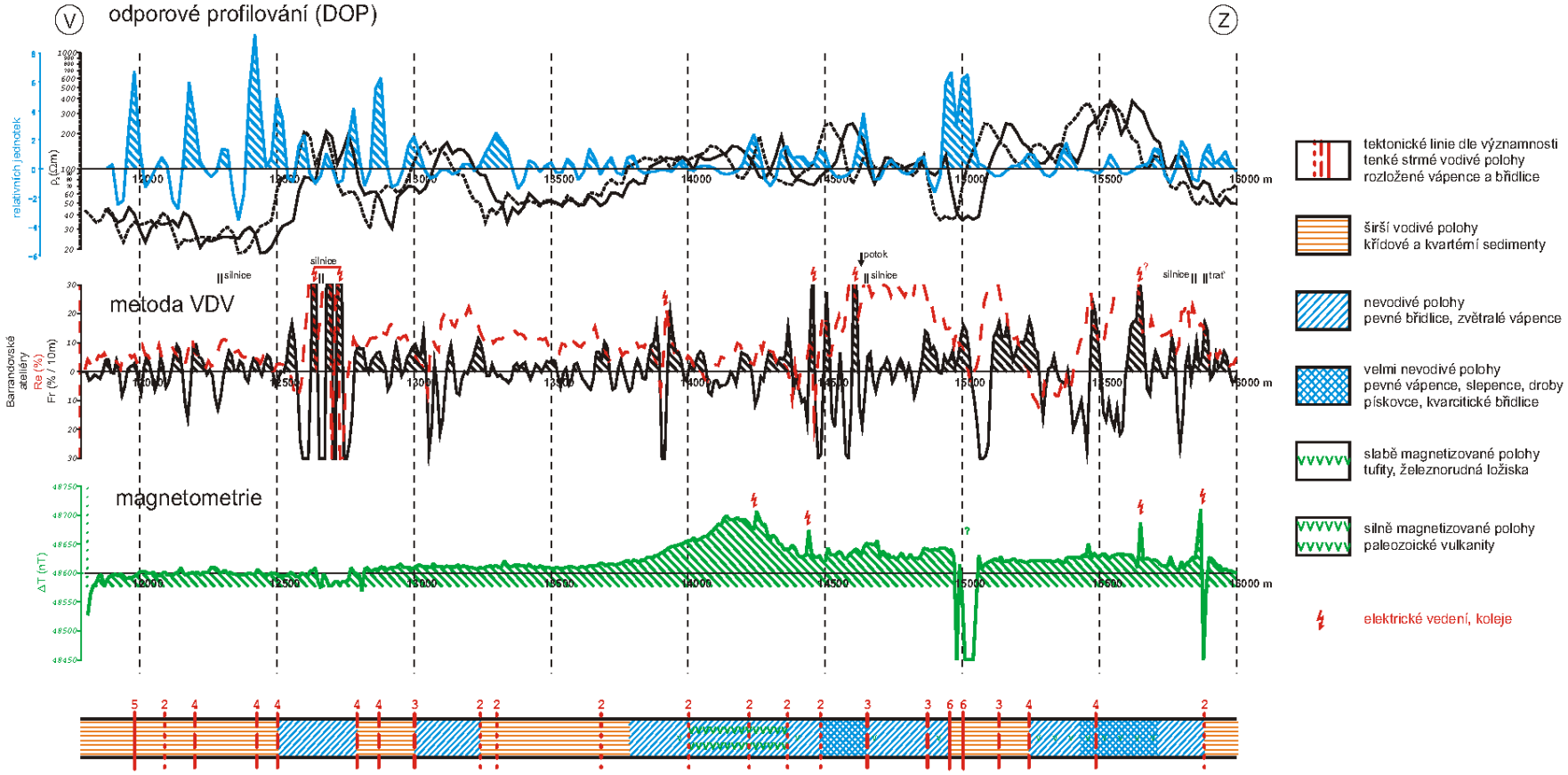


b) odporový řez



obr. 1

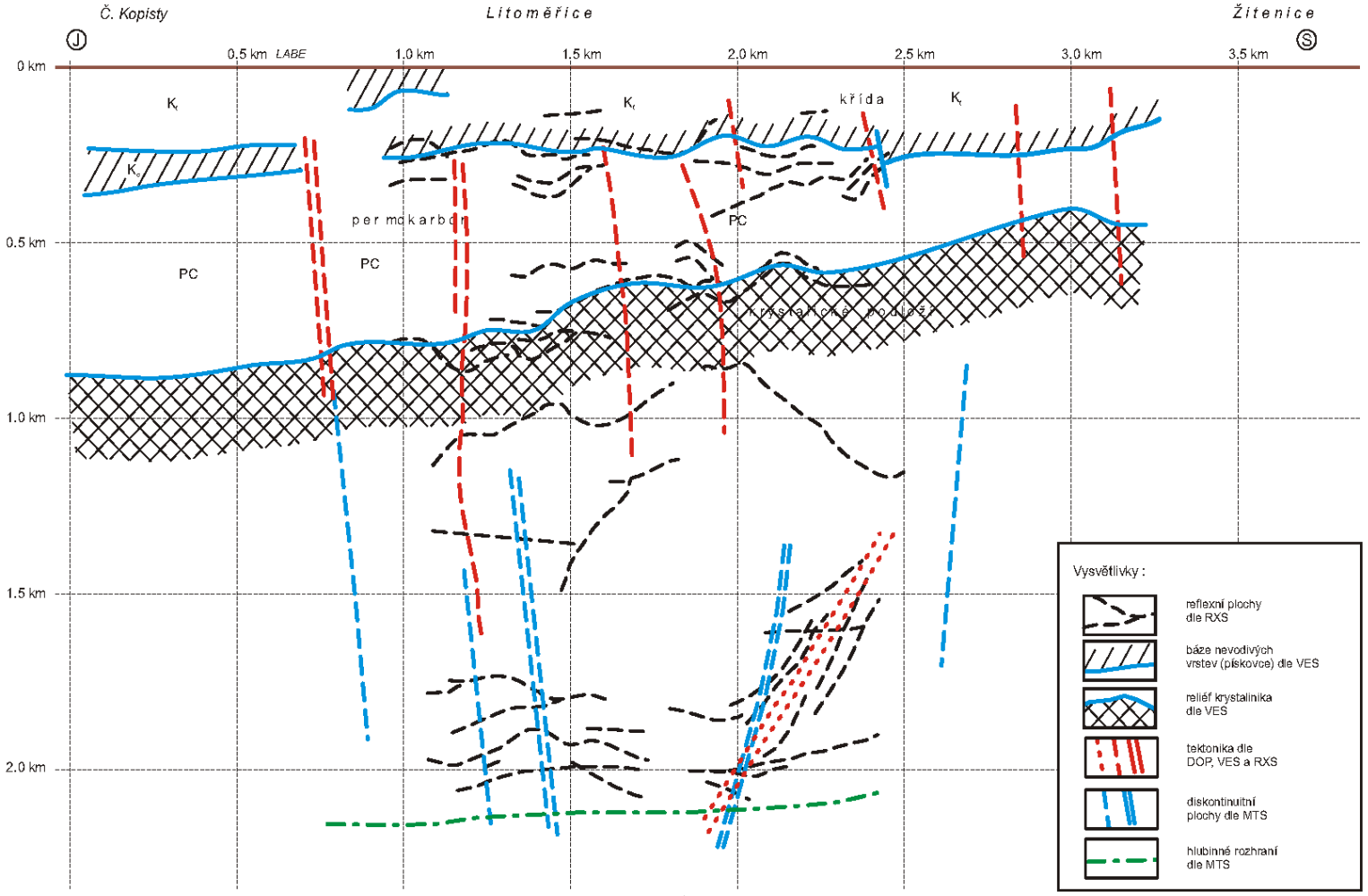
Nové železniční spojení, Tunel Praha Beroun
Geofyzikální průzkum (výsek trasy km 12 - 16)



obr. 2

Litoměřice - Geofyzikální průzkum

Interpretovaný hlubinný řez



obr. 3

Březenský tunel: nejdelší železniční tunel v ČR v provozu

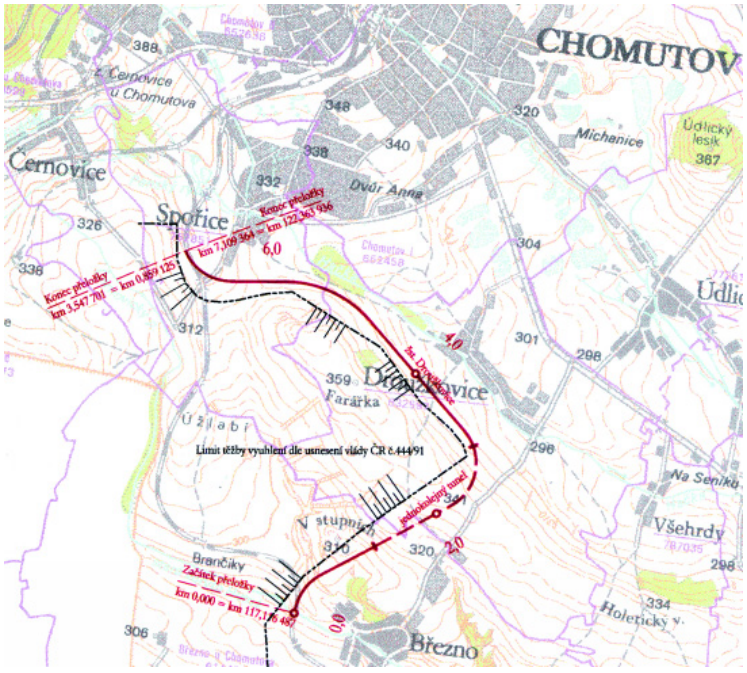
Ing. Roman Smida, SUDOP PRAHA a.s.

Dne 1.4.2007 byla zprovozněna na železniční trati Praha - Chomutov v traťovém úseku Březno u Chomutova – Chomutov přeložka v délce 7 km. Realizací přeložky byl uvolněn dobývací prostor hnědouhelného povrchového dolu Severočeských dolů a.s. pro jeho další exploataci. Stěžejním inženýrským objektem přeložky je jednokolejný tunel délky 1758 m., který je v současné době nejdelším provozovaným železničním tunelem v České republice.

Úvod

Stavba Březenského tunelu byla realizována ve velmi složitých, nepříznivých geotechnických podmínkách převážně v prostředí plastických neogeních jílů na rozhraní zemin až poloskalních hornin, navíc byla v dílčím úseku komplikovaná negativním vlivem poddolování od neevidované historické důlní činnosti.

Pro výstavbu tunelového objektu byly použity dvě tunelovací metody – metoda obvodového vrubu s předklenbou (MOVP) a Sekvenční metoda (SM) tj. aplikace Nové rakouské tunelovací metody do prostředí zemin. Nasazení nové u nás doposud nepoužité metody MOVP bylo její první aplikací nejen v České republice ale i v středoevropském regionu. Příprava stavby byla zahájena studiemi vedení přeložky v několika variantách počátkem 90 let minulého století.



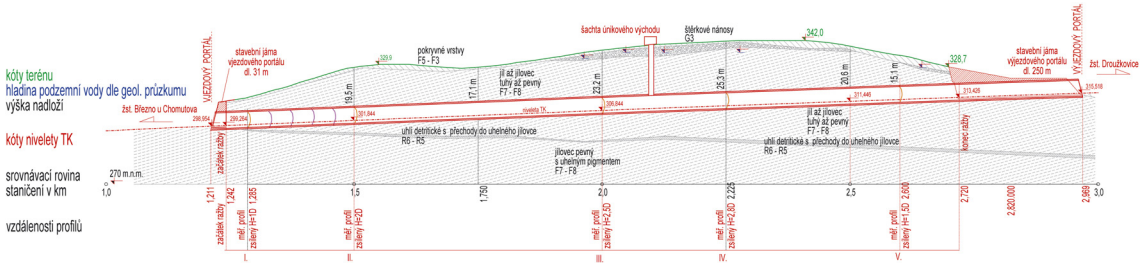
Z technicko-ekonomického vyhodnocení vyplynula a z projednávání stavby při jejím umístění byla jednoznačně doporučena nejkratší varianta vedoucí podél zákonem stanovené hranice limitu těžby povrchového dolu Libouš. Příprava vyústila získáním stavebního povolení pro tunelovou variantu, která splňovala požadavek na přímé železniční spojení Března u Chomutova s Chomutovem a z hlediska vlivu na životní prostředí byla hodnocena jako nejohleduplnější. Místní zastupitelstva dotčených obcí navíc považovaly přeložku vedenou tunelem za silnější ochranou bariéru proti případnému dalšímu rozšíření povrchového dolu, které by znamenalo jejich likvidaci. Vlastní stavební práce na přeložce byly zahájeny v roce 2000, tunelovat se začalo v březnu 2002, ražby pak byly dokončeny koncem roku 2006. Komplikované a velmi obtížné geotechnické poměry v trase znamenaly obtíže, které vyústily i do několika závalů.

Směrové a výškové vedení

Jednokolejný tunel je veden v dovrchním sklonu 0,9 % v přímé, v druhé polovině délky tunelu přechází do oblouku o poloměru 550m.

Geologické poměry

Velmi obtížné podmínky pro realizaci tunelu vyplývají z geotechnických poměrů neogenní teplicko-mostecko-chomutovské pánve. Převážná část ražby tunelu byla situována do Libkovických vrstev, krátká část na začátku tunelu do vrstev Holešických. Jedná se o jemnozrnné, tlačivé, středně až vysoce plastické jíly a uhelné jíly F6, F7, F8 s přechody do pevných jílovců R5, R6. Masiv je charakteristický všesměrnou klínovitou rozpukaností, hustotou a neobyčejnou hladkostí ploch diskontinuit. Tyto vlastnosti způsobují i při opatrném pobírání neočekávané, samovolné vyjíždění a opadávání horniny zejména z čelby. Zejména tyto vlastnosti masivu předurčují nasazení metod, která umožňují předstihové zajištění výrubu. Pod pokryvným kvartérem, který tvoří fluviální štěrkopísčité sedimenty, písčité a jílovité-písčité hlíny o maximální mocnosti 6 m jsou podložní Libkovické vrstvy degradovány opakovanými mrazovými procesy v dobách ledových. Tento tzv. oxidovaný horizont se sníženými geotechnickými parametry zasahuje v masivu až do hloubky 22 m pod úroveň terénu. Portálové úseky s nízkým nadložím, výskytem smykových ploch a zón se svahovým (fosilním) sesouváním byly proto zvládnutelné s vysokou obtížností. Podzemní voda byla průzkumem zaznamenána ve zvodních náležících horizontu kvartéru a podložních uhelných slojí. Jílovité prostředí v podloží kvartéru bylo považováno za prakticky nepropustné. Podzemní voda vázána na kvartér však byla zaznamenána v porušených jílovcích a v portálových partiích s nízkým nadložím.



Obr. Podélný řez Březenským tunelem

Pro Březenský tunel byl v rámci přípravy stavby kladen důraz na provedení důkladného IG průzkumu. Podél trasy tunelu byly na základě předem provedeného geofyzikálního průzkumu realizovány vrtané sondy s odběrem vzorků hornin a vody pro laboratorní rozbory. Rozsáhlým geofyzikálním průzkumem byla zmapována předpokládaná oblast interakce podzemní stavby s horninovým masivem třemi paralelně vedenými podélnými profily s osou tunelu a sadou 16-ti příčných profilů kolmo na osu tunelu. Kromě geologické skladby masivu v trase tunelu se ověřovala i možnost výskytu nezdokumentovaných opuštěných starých důlních děl. Pro zhodnocení trasy přeložky bylo provedeno celkem 57 vrtaných sond, z tohoto počtu v prostoru tunelové stavby 24. Z celkové délky odvrtaných sond 1163 m bylo pro tunel provedeno 872 m. Ve vybraných sondách byly pro zjištění mechanických vlastností horninového prostředí provedeny terénní presiometrické a dilatometrické zkoušky pro laboratorní zkoušky odebráno 152 neporušených a porušených vzorků. Z hlediska tektoniky se vnitřek hnědouhelné pánve považuje za tektonicky málo porušený, přímé tektonické porušení nebylo vrtným ani geofyzikálním průzkumem zjištěno. Přes rozsáhlý program průzkumu bylo stavebníkovi projektantem doporučeno provedení i průzkumné štoly, která byla realizována jako hmotný model budoucího tunelu i s mocnostmi nadloží v měřítku 1 : 3 v letech 1996 a 1997. Účelem bylo ověření především vlastností hornin a jejich možného chování v masivu jako celku a v čase, geotechnické měření bylo v průzkumné štole prováděno déle než jeden rok. Zjištěné poznatky z průzkumů byly shrnuty do geotechnického zhodnocení pro tunelovou stavbu / Doc. Kameníček, RNDr. Tesař DrSc /. V trase tunelu byly stanoveny kvazihomogenní celky masivu s definovanými geotechnickými podmínkami a výpočtovými geotechnickými parametry. Podle ČSN 73 7501 byla

stavba zařazena do 3. geotechnické kategorie. Pro provádění bylo projektem předepsáno v místech indicií poruch a oslabených zón provést ověřovací doplňující průzkum v průběhu ražby z tunelu pro zjištění jejich mocnosti, vlastností a charakteru. Pro bezpečné vedení díla předepisoval projekt sledování výstavby geotechnickým monitoringem a trvalou přítomnost geologa na stavbě pro hodnocení stabilitních a geotechnických poměrů.

Poddolování

V podloží tunelu se nacházejí celkem tři uhelné sloje, z nichž svrchní na začátku ražení tunelu vyplňovala spodní třetinu profilu tunelu a postupně zapadala pod dno tunelu o víc než 15m.Před zahájením realizace nebyla v trase tunelu podrobným průzkumem potvrzena důlní činnost. Evidovaná stará důlní díla (Marie-Valérie, Sírius, Anton, Franz-Josef) dochovaná dokumentace lokalizovala vně koridor přeložky.Závěrečná zpráva průzkumu uzavřela problematiku poddolování na základě prošetření všech dostupných archivních podkladů o důlní činnosti a vlastního ověřovacího průzkumu. Pro ověření důlních děl bylo provedeno přes 230 m vrtů. Formulovaný závěr k poddolování deklaroval názor, že trasa tunelu není poddolována a důlní díla jsou od osy vzdálena cca 80 m.

Realizací stavby objevené historické důlní dobývaní je vázáno až na vrtné práce související s kotvením pažící pilotové stěny vjezdového portálu. Následný doplňující průzkum na základě zjištění v průběhu výstavby odhalil historickou důlní činnost jak ve svrchní tak střední uhelné sloji. Nalezené důlní díla ve střední sloji v trase tunelu byly jednoznačně mimo dochovanou mapu geodetického zaměření dolu Sirius při jeho uzavírání koncem dvacátých let minulého století. Jednalo se zřejmě o „černou“ těžbu uhlí po oficiálním uzavření dolu, nebo nekvalitní, neúplné geodetické zaměření opouštěného dolu. Selské dobývaní uhlí (18 stol.) nebylo v archivních důlních mapách zaznamenáváno. Jednalo se o primitivní dobývání z jam s hvězdicovitě uspořádanými chodbicemi, bez technických možností pro větrání a odčerpávání vody. Jednotlivé jámy byly opouštěny po exploataci uhelné hmoty nebo při hrozícím nebezpečí zavalení díla. Sousední jáma byla otevírána ve vzdálenosti 20 až 50m a opuštěná ponechána k samovolnému zavalení, v lepším případě zasypána. S odstupem staletí není na povrchu terénu již tato činnost znatelná a vzhledem na volné rozptýlení je průzkumem obtížně zjistitelná. Na základě doplňujícího průzkumu byla novým posudkem báňského znalce stanovena prognóza rozsahu ovlivnění masivu poddolováním v trase tunelu v délce cca prvních 500 m. Prognóza poddolovaní byla ověřena plošnou geofyzikální metodou – gravimetrií, jejíž výsledky se ukázaly dostatečně přesné pro návrh a realizaci sanačních opatření v poddolovaném úseku trasy tunelu.

Technologie ražeb

Pro výstavbu Březenského tunelu byla zadávacími podmínkami stanovena metoda obvodového vrubu s předklenbou (MOVP). Základním technickým a technologickým principem metody je vytvoření vrubu po obvodu výrubního průřezu tunelu. V horninách s krátkou dobou samonosnosti vytváří vrub délky 5m vyplněný stříkaným betonem s rychlým nárůstem pevnosti tenkostěnné primární ostění pod jehož ochranou se následně provádí výrub tunelu. Při použití MOVP se v zásadě razí plným profilem, stabilita čelby je zajišťována stříkaným betonem a sklolaminátovými kotvami. Vrubem a kotvami do čelby se aktuálně upřesňovala geologie dalšího záběru v tunelu. Základem mechanizace metody je vyřezávací pila upevněná na nosiči, který pojíždí po portálu kopírujícím výrubní průřez tunelu. Souprava Perforex 3713 dodaná francouzskou firmou BecFreres s.a. je samohybná a umožňuje podjíždění ostatní mechanizace potřebné na čelbě pro ražení. Výrub spodní klenby se předpokládá provádět mechanizovaně klasickým způsobem v odstupu 60 – max.100 m od čelby. Doprava přes toto místo se zajišťuje

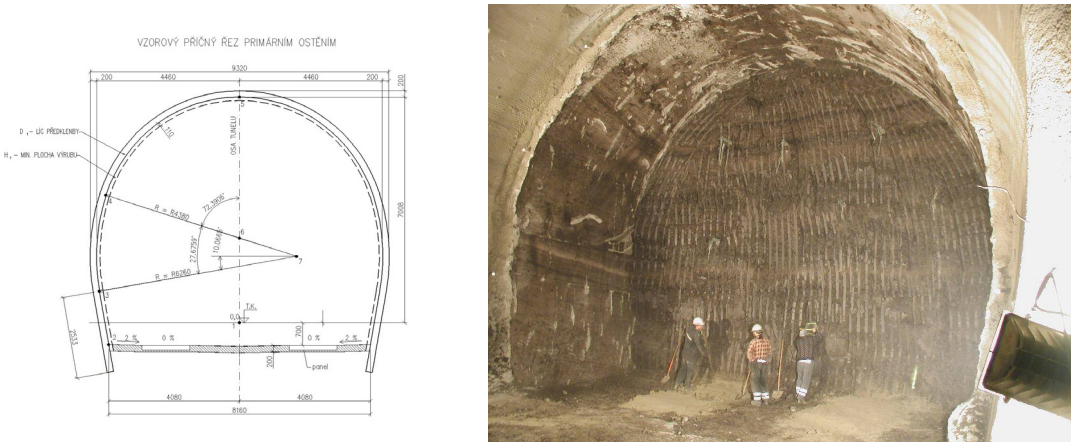
pomocí překlenovacího mostu. Postup prací na čelbě nebrání v tomto odstupu instalaci trvalého ostění tunelu. Bohužel požadavek projektu, zadávacích podmínek stavby a technologického postupu na jeho instalaci v předepsaném odstupu se nedařilo plnit. Metoda doplněná sanačními opatřeními v podloží tunelu se plně osvědčila i v poddolovaném úseku trasy, kde se flexibilnost kónicky do sebe zapadajících předkleneb dočasného ostění projevila jako přednost. Po překonání poddolovaného úseku a osvojení si nové metody osádkami zhotovitele dosahovaly měsíční výkony v ražbě až k 100 m. Pro sledování deformačního chování konstrukce byly vypracovány varovné stavy s předepsanými stavebními opatřeními na jejich případnou korekci.

Obr. Strojní sestava pro metodu MOVP, kónické dočasné ostění

Počátkem května 2003 došlo v tunelovém staničení 860 m k závalu dočasného ostění v délce 72 m. Za příčinu havárie byla mezinárodními expertními posudky označena náhlá neočekávaná geologická anomálie tvořená oslabenou zónou mrazového klínu, který zasahoval až do profilu tunelu. Téměř na dva roky byla ražba přerušena. Na základě výsledků doplňujícího průzkumu a rozhodnutí stavebníka se ve výstavbě pokračovalo od výjezdového portálu. Pro nedoražený úsek tunelu byla projekčně připravena původní metoda MOVP se zesíleným dočasným ostěním a předpisem na jeho uzavírání do plného profilu do vzdálenosti 5m od čelby. Zesílení spočívalo v nanesení vrstvy stříkaného betonu s lehkými příhradovými skružemi po celém obvodu obnažené předposlední předklenby. Pro úvodních 60 m příportálového úseku v době výroby nového vrubovacího stroje se předpokládalo nasazení „sekvenční metody“ tj. aplikace Nové rakouské tunelovací metody do prostředí zemin. V reálu byla tato metoda aplikovaná podle rozhodnutí místně příslušného báňského úřadu a investora v celé délce protiražby 560 m. Výrub profilu tunelu byl horizontálně členěn na kalotu, jádro a počvu. Dočasné ostění se uzavíralo do plného profilu do vzdálenosti max 10 m od čelby. Ražba v kalotě probíhala pod ochranou předstihového zajištění výrubu mikropilotovým deštníkem, čelba musela být kromě sklolaminátových kotev a zástřiku podepírána i opěrným klínem. I při velmi opatrném provádění bylo obtížné udržovat stabilitu čelby a poměrně často docházelo k menším i větším nadvýlomům. Doražba se nevyhnula třem větším závalům s propadem nadloží až na povrch terénu. Měsíční výkony dosahovaly v průměru 25 až 30 m, špičkové pak 50 m.

Dočasné ostění, postup výstavby

Zajištění výrubu u metody MOVP bylo tvořeno kónickými předklenbami délky 5m ze suchého stříkaného betonu tloušťky 20 cm. Na beton předkleneb byly kladeny zvýšené nároky na nárůst pevnosti v čase v počátečním stádiu po nanesení do vrubu (za 24 hodin – min.17 Mpa, po 28 dnech – 28 Mpa). V opěrách tunelu bylo primární ostění doplňováno systematicky radiálními kotvami délky 4, 6 až 8m. Podle obtížnosti geotechnické situace bylo k dispozici pět typů provizorního zajištění, s různým překryvem předkleneb, počtem radiálních a čelbových kotev. Provizorní dno tunelu a současně pojezdová úroveň pro vrubovací stroj bylo tvořeno vrstvou stříkaného tloušťky 25 cm a panely. Konusovým tvarem předkleneb se profil na délku záběru zvětšil o tloušťku předklenby tj. o 20 cm. Tyto konusové prostory byly včetně hlav kotev byly zastříkávány betonem v odstupu za čelbou. Součástí dočasného zajištění na přídi tunelu bylo i velmi důležité opatření v pravidelně se opakujícím překotvování čelby dlouhými injektovanými sklolaminátovými kotvami. V technologickém cyklu jednoho záběru byla adjustována vždy dílčí část kotev, čímž bylo dosaženo stálého prokotvení čelby a jejího předpolí. Pro kotvení byl nasazen vrtací stroj PG 115 italské výroby, kterým bylo možné vrtat až 18 m dlouhé kotvy. Vrtání se vzhledem na jílovité prostředí provádělo na sucho speciálními šnekovými vrtáky. Dokončení výrubu na plný profil v počvě se provádělo v odstupu od čelby společně s výstavbou spodní klenby definitivního ostění. Patky předkleneb se odlehčovaly na krátkou dobu na délku max. 5 m, dno výrubu bylo ihned zastříkáváno v tloušťce 15 cm, osazena armatura a provedena betonáž definitivní protiklenby. Až v tomto stádiu zajištění byly v opěrách dočasného ostění proráženy prostory pro záchranné výklenky. Jejich zajištění bylo stříkaným betonem a kotvami.



Obr. Dočasné ostění metoda MOVP

Pro doražbu tunelu sekvenční metodou z výjezdové strany bylo na základě nových smluvních geotechnických parametrů navrženo dočasné ostění ze stříkaného betonu v tloušťce 35 cm vyztužené celoobvodovými příhradovými skružemi, a KARI sítěmi. Ostění kaloty bylo v patkách rozšířeno a kotveno radiálními kotvami. Pro předstihové zajištění byl po obvodu kaloty vrtán mikropilotový deštník délky 12 –13 m. Čelba byla zajišťována hustým svazkem pravidelně s postupem obnovovaných sklolaminátových kotev, stříkaným betonem a opěrným klínem ponechávané horniny. Dočasné ostění bylo nutné tvarem přizpůsobit provádění obrysových mikropilot takže v kalotě bylo rovněž proměnlivého kónusového profilu s navýšením 50 cm. Délka jednotlivých kónických „kapliček“ v podélném směru dosahovala 10 m. Jednotlivé záběry v kapličkách byly 0,8 – 1,3 m podle geotechnických podmínek. Tunel vystrojený dočasným ostěním proměnlivého profilu byl následně reprofilován vyplněním volných technologických prostor stříkaným betonem. Prostory pro záchranné výklenky se prorážely dočasným ostěním až těsně před pokládkou izolace a betonáží definitivního ostění.

Obr. Členěný výrub Sekvenční metodou

Zmáhání závalů

Pro zmáhání zavaleného úseku tunelu od km 2.029 – 2,106 byl navržen zcela unikátní postup. Pro realizaci byla přijata nakonec kombinovaná varianta, při které byl tunel znovu proražen po provedení předcházejících sanačních opatření a v místě zavaleného stroje byla vyhloubena svislá kruhová vyprošťovací šachta. Úsek byl rozčleněn pilotovými přepážkami provedenými z povrchu na samostatné sekce, ve kterých se razila nejdříve kalota a následně jádro s počvou v odstupu jedné sekce. Před zahájením prorážky do následující sekce se vždy provedl ověřovací průzkum. Ražení kaloty se provádělo pod mohutným mikropilotovým deštníkem fixovaným do pilotových přepážek. Dočasné ostění ze stříkaného betonu s příhradovými skružemi bylo v klenbě kónické, uzavřené s provizorní protiklenbou, která se při dobírání profilu na plný profil odstraňovala. Práce na zmáhání závalu probíhaly bez výrazných obtíží v délce 8 měsíců. Po prorážce tunelu do svislé šachty se úsek reprofiloval stříkaným betonem do jednotného profilu pro instalaci tunelové izolace.

Závaly zmáhané při provádění sekvenční metodou byly prováděny rovněž z podzemí tunelováním. Úsek postižený závalem se nejdříve stabilizoval a ihned pečlivě sanoval vícestupňovou injektáží a hustým proarmováním masivu v předpolí zainjektovanými

ocelovými trubkami. Obnovil se mikropilotový deštník a pod jeho ochranou se postupovalo s kratším záběrem. Dočasné ostění bylo zesíleno vyšším stupněm vyztužení příhradovými skružemi.

Monitoring

Vzhledem k obtížným podmínkám výstavby byla geomonitoringu věnována zvláštní pozornost. Do komplexního vyhodnocování geotechnické situace v tunelu bylo zahrnuto IG sledování z výlomu a odkryté čelby, z vrtných prací pro kotvy do čelby a pod tunel, z radiálních kotev, konvergenční měření na dočasném a trvalém ostění. Kromě běžných KVG profilů bylo v trase osazeno i 5 sdružených měřických profilů posílených o extenzometrická měření po výšce nadloží a geodetické sledování povrchu. Pohyby ve svahu přivráceném k výjezdovému portálu, postiženém svahovými sesuvy, byly kontrolovány inklinometrickými vrty.

Hydroizolační systém

Ochrana definitivního ostění tunelu proti podzemní vodě je řešena v klenbě a opěrách mezilehlou fóliovou izolací tl. 2 mm, která je sevřená mezi konstrukcemi dočasného a definitivního ostění. Izolace je přivedena k odvodňovacímu systému tunelu, který tvoří podélné drenáže v patě opěr s pravidelnými příčnými svody do prostoru tunelu k postranním tunelovým stokám. Vzhledem na jednostranný spád tunelu je voda z celého tunelu odváděna do drážních příkopů před vjezdovým portálem.

Definitivní ostění

Definitivní ostění se spodní klenbou je tvarem blízké kruhu. Je rozčleněno na dilatační celky délky cca 40 m. Spodní klenba v délce dilatačního pasu byla navržena jako průběžná armovaná monolitická deska, schopná překlenovat případné projevy poddolovaní. Pokládání armatury a betonáž spodní klenby se prováděla pod překlenovacím, příčně posuvným mostem. Betonáž opěří a klenby tunelu se prováděla za pomoci bednícího vozu délky 10 m následně po instalaci mezilehlé izolace. Výkony při betonáži ostění dosahovaly až 100 m/měsíc. Dispoziční řešení jednokolejného tunelu vyhovuje geometrické poloze koleje v přímé a v oblouku 550 m, drážnímu technologickému vybavení a případné elektrizaci v budoucnu. Tunel je vybaven jednostrannými bezpečnostními záchrannými výklenky po 20 m, pochozími stezkami na obou stranách tunelu. Z hlediska požárního zabezpečení je uprostřed délky tunelu zřízen únikový východ svislou šachtou na povrch terénu.V tunelu je instalováno nezavodněné požární potrubí, nouzové osvětlení, dorozumívací systém, orientační a bezpečnostní značení. K portálům tunelů jsou přivedeny obslužné komunikace a zřízeny zpevněné plochy pro požární a záchranný zásah.

Hloubené tunely

Původní návrh konstrukce hloubeného tunelu u vjezdového portálu v otevřené stavební jámě se šikmo seříznutým tubusem tunelové trouby a následné zasypaného portálovým zemním svahem musel být po zjištění historického poddolování v průběhu prací modifikován. Upravená konstrukce portálu vychází z tuhého uzavřeného rámu, který podepíral čelní pilotovou stěnu stavební jámy. Přesypaná rámová konstrukce přechází do železobetonové konstrukce tvaru „U“, jejíž stěny paží ponechaný zemní klín před pilotovou stěnou. Definitivní vzhled portálu je změkčen obloukovými lamelami nasazenými na svislé stěny, které mají rozpěrnou funkci a přecházejí do opěrných zídek v portálovém svahu. Zídky z gabionů se po svahu obloukovitě rozebíhají a klesají směrem od tunelu. Tímto uspořádáním přispívají k lepšímu, organizovanému svodu povrchových vod, v čelním pohledu tvoří vějíř kaskádovitých opěrných zídek, které vyjadřují souvislost inženýrského díla s konfigurací terénu. Čelo portálu pak logicky

dotváří tři ukloněné elipsovité lamely, které optimalizují poměry přechodu z tmavého tunelu do prosvětleného exteriéru.

Obr. Vjezdový portál tunelu

Hloubený tunel na výjezdové straně v délce cca 250 m a umístění výjezdového portálu je ovlivněno komplexnějším pohledem na řešení přilehlého úseku tratě. Vyvedení tunelové trouby až na terén s následnou přesypávkou umožnilo řešit problémy s odvodněním jinak hlubokého zářezu tratě. Železobetonová konstrukce hloubeného tunelu byla realizována v otevřené stavební jámě v části zajištěné kotvenou pilotovou a záporovou stěnou, ve zbylé části jámou svahovanou. Po provedení rubové fóliové izolace byla konstrukce tunelu zasypána vytěženou horninou z tunelu. Vlastní portál tvoří zkosený tubus ve sklonu ozeleněného zásypového tělesa.

Základní údaje

Region	**Ústecký kraj, Chomutov**
Pověřený investor	**SŽDC SS Plzeň**
Financující organizace	**Severočeské doly a.s.**
Projektant	**SUDOP PRAHA a.s.**
Zhotovitel	**METROSTAV a.s.**, **BEC Freres s.a.** - technická pomoc a dodání vrubovacího stroje
Uživatel	**SŽDC SDC Ústí nad Labem**
Období výstavby	**2000 - 2007**
Objem stavebních prací	**106.416 m^3 (vyrubaný prostor)** - ražený úsek dl. 1478 m **22.480 m^3 (obestavěný prostor)** - hloubené úseky dl. 281 m

Technické údaje stavby

celková délka tunelu	**1758 m**
výrubní průřez	**72 m^2**
světlý tunelový průřez	**44 m^2**
ražený úsek	**1478 m**
hloubené úseky	**281 m**
šachta pro únikový východ	**hl. 30 m (Ø 22 m)**
plocha izolace	**47.466 m^2**
beton	**52.740 m^3**
výztuž trvalého ostění	**3.402 t**

Nová nosná konstrukce železničních mostů

Ing. Zdeněk Porkát, Ing. Josef Kubíček, Valbek Liberec, spol. s r.o.
Ing. Stanislav Kejval, SŽDC, s. o., Stavební správa Plzeň

V roce 2006 byla provedena rekonstrukce železničního mostu v Červeném Poříčí. Výměna nosné konstrukce završila obnovu mostního objektu poškozeného povodní v roce 2002. Těsně po povodních byly provedeny nejnutnější zásahy pro zajištění stability opěr zasypáním vymleté kaverny mezi opěrami. Pro výměnu nosné konstrukce byla vybrána varianta spřažené betonové konstrukce s nosníky z předpjatého betonu. Nová nosná konstrukce je spřažená, složená ze 6 hlavních nosníků z předpjatého betonu obráceného tvaru T, které jsou spřaženy se železobetonovou deskou. Příčný řez je navržen tak, aby vyhovoval MPP 2,5, zatěžovací schema Z dle ČSN 73 6203. Most je v přímé, je jednokolejný, s vanou pro kolejové lože, trať je elektrizovaná.

Celková koncepce mostu

Původní mostní objekt o jednom poli byl postaven v roce 1877 při výstavbě železniční trati. Mostní objekt převádí železniční trať přes zátopové území řeky Úhlavy (inundační mostní otvor). Stávající nosná ocelová konstrukce byla vyrobena z roku 1913 a zesílena v roce 1931. Skutečné rozměry mostního otvoru včetně tloušťky opěr byly ověřeny podrobným geotechnickým průzkumem a porovnány s archivní dokumentací.

Mostní objekt tvořila ocelová nosná konstrukce o jednom poli o rozpětí 15,80 m a světlé šířce otvoru mezi opěrami 14,95 m. Nosná konstrukce mostu byla ocelová plnostěnná přímopásová se dvěma hlavními nosníky průřezu I o výšce 1520 mm. Mostnice byly uloženy přímo na hlavních nosnících, podlaha na mostě ocelová. Mostní průjezdný průřez Pz, volná šířka mezi zábradlím na mostě 4,40 m.

Spodní stavbu mostu je z kamenného řádkového zdiva, na nárožích a úložných prazích byly použity přesně opracované kamenné kvádry. Spodní stavba se skládá ze dvou opěr a rovnoběžných křídel. Plocha mezi opěrami pod mostem je zpevněna kamennou dlažbou a její povrch je na úrovni přilehlého terénu na přilehlých plochách.

Založení opěr je plošné se základovou spárou v hloubce 1,50 m pod povrchem přilehlého terénu. V základové spáře jsou uloženy dřevěné rámy z jedlových fošen, do kterých bylo urovnáno kamenivo. Na takto upraveném podkladu jsou základové bloky zděné z kamene. Původní geologické podloží tvoří štěrky s výplní jemnozrnného materiálu a zahlíněné zvodnělé písky s polohami písčitých jílů.

Nová nosná konstrukce mostu

Nová nosná konstrukce mostu je složena z prefabrikátů z předpjatého betonu a z monolitické železobetonové části opěr a úložných prahů vybetonovaných na staveništi. Monolitická část nosné konstrukce staticky spolupůsobí s částí prefabrikovanou (předpjaté nosníky MK-T) a tvoří spřaženou betonovou konstrukci (obr. 1).

Prefabrikovaná část nosné konstrukce

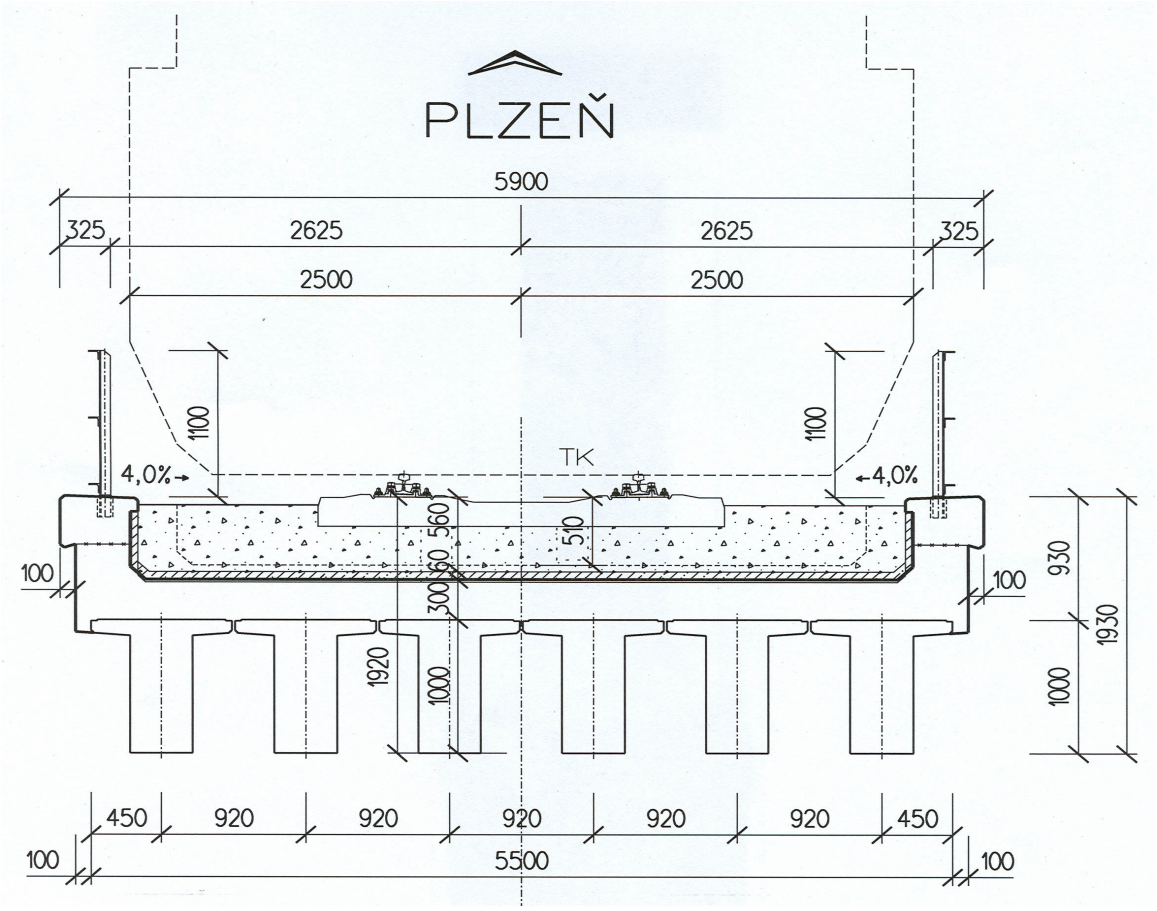
Pro prefabrikovanou část nosné konstrukce je použito 6 prefabrikátů z předpjatého betonu s příčným řezem ve tvaru T. Prefabrikáty jsou široké 900 mm a vysoké 1000 mm a jejich celková délka je 16,80 m. Střední stěna je tlustá 400 mm a po obou stranách jsou deskové konzoly vyložené přes lícovou plochu stěny 250 mm, s tloušťkou proměnnou od 102 mm na volném konci do 120 mm v místě vetknutí do stěny. Deskové konzoly jsou ukončeny 1,00 m od čela nosníku, dále ke konci nosníku již bude pouze stěnová část.

Po dodání na staveniště byly nosníky uloženy na připravenou podpěrnou konstrukci umístěnou po pravé straně trati vedle mostu. Na tomto místě byly prefabrikáty umístěny vedle sebe z mezerami 20 mm mezi okraji konzol a tím byly připraveny pro zřízení dodatečně provedené monolitické části nosné konstrukce.

Prefabrikované nosníky jsou vyrobeny z betonu C 45/55-XF2, s výztuží z oceli 10505(R). Z horní plochy nosníků vyčnívala výztuž pro spojení s dodatečně provedenou monolitickou částí nosné konstrukce.

Na prefabrikátech jsou použity dva systémy předpětí. Ve výrobně bylo provedeno předepnutí sedmidrátovými lany o průměru 15,5 mm s jmenovitou pevností materiálu 1800 MPa. Tyto předpínací prvky jsou přímé a probíhají po celé délce prefabrikátu. Bylo použito 10 předpínacích prvků umístěných ve spodní části a 4 jednotky umístěné v horní části stěny nosníku. Aktivace předpínacích jednotek byla provedena postupně, aby se zabránilo porušení soudržnosti s betonem v kotevních oblastech. U části lan v dolní části stěny byla v koncových oblastech provedena separace lan, aby se kotevní oblast posunula blíže ke středu nosníku.

Dodatečné předpětí bylo provedeno u každého nosníku jedním parabolickým kabelem sestaveným z 12 sedmidrátových lan o průměru 15,5 mm. Toto předpětí nosníků bylo aktivováno na staveništi po zřízení dodatečně provedené monolitické části nosné konstrukce mostu.



Obr. 1 Návrh dispozičního řešení mostu (příčný řez nosníky MK-T)

Monolitická část nosné konstrukce

Základem monolitické části nosné konstrukce je železobetonová deska na horní ploše prefabrikátů, s tloušťkou proměnnou od 200 mm u koncových příčníků do 300 mm uprostřed rozpětí. Na desku navazují po obou okrajích mostu podélné stěny tlusté 350 mm, kterými je vymezen prostor pro kolejové lože. Na stěnách jsou železobetonové římsy široké 500 mm a vysoké 400 mm.

Ve stěnách a římsách jsou provedeny příčné dilatační spáry, které vyloučí nebezpečí vzniku vysokých tlakových napětí v betonu říms. Povrch desky ve vaně pod kolejovým ložem je příčně vodorovný, v podélném směru je povrch skloněný s klesáním od středu rozpětí k oběma opěrám.

U obou konců nosné konstrukce u opěr jsou v místech uložení konstrukce železobetonové příčníky široké 1,20 m a vysoké také 1,20 m, které jsou se spřaženou deskou na prefabrikátech spojeny do jednoho celku. Koncová plocha příčníku je od koncové plochy stěny nosníků odsazena o 200 mm. Deska mostovky pokračuje i za koncovou plochu příčníků a je zde konzolovitě vyložena 400 mm při současném zvětšení tloušťky na 500 mm. Tato část nosné konstrukce přesahuje nad konzolku závěrné zídky. Tím je zajištěno převádění vody z mostovky do drenážního systému za opěrou.

Monolitické části nosné konstrukce jsou z betonu C 30/37-XF3 s výztuží z oceli 10505(R). Spojení monolitické části s prefabrikovanou částí nosné konstrukce je zajištěno výztuží vyčnívající z horní plochy prefabrikátů po celé jejich délce a dále příčnou výztuží v koncové oblasti stěny prefabrikátů, která je skryta v monolitickém příčníku. Tato výztuž se skládá z prvků zabudovaných ve stěně nosníku a z částí umístěných vně nosníku. Obě části budou v úrovni svislé plochy stěny spojeny ocelovou maticí. Části spojovací výztuže vně stěny nosníku byly k prefabrikátu upevněny až na staveništi (šroubovaný spoj).

Úpravy na spodní stavbě

Původní kamenné zdivo opěr bylo odbouráno do úrovně pod spodní plochu nových železobetonových úložných prahů. Současně byly odstraněny také původní závěrné zídky.

Kamenné zdivo křídel bylo odbouráno pouze v horní části a nahrazeno železobetonovou konstrukcí s římsami tvarově odpovídající úpravě na nosné konstrukci.

Sanace kamenného zdiva

Na ponechaných částech kamenného zdiva bylo provedeno na všech přístupných plochách očištění a hloubkové spárování. Sanace kamenného zdiva injektáží byla provedena na obou opěrách a na dostupné části křídel. Ve spodní části opěr byly vrty pro injektáž provedeny šikmo dolů, aby došlo také k proinjektování základových bloků.

Nové železobetonové části spodní stavby

Po odbourání horní části opěr a části křídel a provedení sanace ponechaného kamenného zdiva včetně zřízení mikropilot byly na horní ploše opěr zřízeny nové železobetonové úložné prahy vysoké v lícové ploše 1,00 m, spojené do jednoho celku se železobetonovou závěrnou zídkou.

Na horní ploše úložných prahů byly zřízeny železobetonové bloky pod mostní ložiska. Před uložením ložisek byla na horní ploše bloků zřízena vrstva plastbetonu o tloušťce 20 mm.

Nové části křídel ze železobetonu jsou svislými trny spojeny s kamenným zdivem původních křídel. Doplnění křídel má v příčném řezu tvar L. Desková část uložená na původním zdivu má šířku 1,10 m a tloušťku 0,367 m a její vnější okraj je mírně vyložen přes původní lícovou plochu kamenného zdiva křídel. Vyložení je proměnné podle skutečné polohy křídel, maximálně do 250 mm. Na deskovou část navazuje stěna tlustá 350 mm provedená ve stejném tvaru a poloze jako u nosné konstrukce a na ní je železobetonová římsa ve stejném tvaru jako na nosné konstrukci.

Posílení založení objektu

Při výměně nosné konstrukce došlo k podstatnému zvýšení namáhání přenášeného mostní konstrukcí do podloží. Důvodem je větší hmotnost železobetonové nosné konstrukce oproti původní ocelové konstrukci a dále skutečnost, že v novém stavu je na mostě průběžné kolejové lože. Podchycení opěr bylo provedeno mikropilotami, které byly vrtány přes ponechané a sanované části původního zdiva opěr do podloží, s kořenem v únosných podložních vrstvách. Některé piloty jsou odkloněné od svislice, aby se vytvořily podmínky příznivé pro přenos vodorovných sil.

Postup výstavby

Větší část stavebních prací byla provedena za provozu na železniční trati v místě stavby. Pro rekonstrukci spodní stavby bylo nutné zajistit traťovou výluku. V první výluce o délce 3N byla provedena demontáž stávající ocelové nosné konstrukce a vložena dvě mostní provizoria uložená na středním pilíři z inventárních prostředků PIŽMO. V době mezi první a druhou výlukou byla provedena rekonstrukce spodní stavby a provedena betonáž spřažené betonové konstrukce s nosníky z předpjatého betonu. Ve druhé traťové výluce o délce 7N byla vyjmuta mostní provizoria a vložena nová nosná konstrukce mostu. Dále byla provedena rekonstrukce železničního svršku a úprava geometrické polohy koleje.

Závěr

Realizací této stavby byla prakticky ověřena možnost použití nové technologie výstavby nosné konstrukce mostů v síti železničních tratí v České republice. Poprvé byly použity nosníky z předpjatého betonu s příčným řezem ve tvaru T spřažené s monolitickou deskou ze železobetonu provedenou na staveništi. Použití této technologie a vhodná organizace postupu stavebních prací umožnily minimalizaci doby výluk železničního provozu. Byla prokázána také efektivita tohoto způsobu provedení opravy v porovnání s jinými variantami technického řešení rekonstrukce mostu.

Z vyhodnocení dokončené stavby vyplývá, že využití této technologie při provádění rekonstrukce dalších objektů s nevyhovující nosnou konstrukcí na železničních tratích bude pro mnohé případy vhodným řešením. Při srovnatelných nákladech na prováděné stavební práce je možno dosáhnout podstatného snížení nákladů na údržbu. Použitá konstrukce zajišťuje také vysoký standart jízdního komfortu a proto je možno doporučit její využití při provádění rekonstrukce dalších železničních mostů obdobných parametrů.

Literatura

[1] Ing. Kubíček, J.: Nosné konstrukce spřažených mostů z nosníků MK-T, Kubíček Consult Liberec, 2004.

Obr. 2 Rekonstrukce spodní stavby pod ochranou mostních provizorií

Obr. 3 Pohled na osazení nové nosné konstrukce

Obr. 4 Celkový pohled na most

Železniční mosty v úseku Břeclav – st. hranice SR

Ing. Jiří Borovička, MORAVIA CONSULT Olomouc a.s.

Stručný popis stavby

Realizace stavby "Optimalizace trať. úseku Břeclav - st. hran. ČR/SR" proběhla v souladu s Memorandem o modernizaci železničního spojení mezi Prahou (ČR) a Bratislavou (SR), uzavřeným mezi GŘ ČD a GŘ ŽSR dne 28.10.2000.

Úsek trati mezi Břeclaví a státní hranicí ČR/SR není součástí I. až IV. tranzitního koridoru ČD. Navazuje však na I. tranzitní koridor ČD (Děčín – Břeclav) resp. II. tranzitní koridor ČD (Břeclav – Petrovice u Karviné) v železničním uzlu Břeclav a je současně jednou z částí IV. panevropského železničního koridoru, vedoucího ve směru významných přepravních proudů ze Skandinávie do jihovýchodní Evropy.

Základním cílem této stavby bylo zvýšení traťové rychlosti v úseku mezi Břeclaví a Bratislavou do konce roku 2006 místně až na 160 km/h s následným zkrácením jízdní doby, zejména rychlíkové dopravy.

Kilometricky byla stavba vymezena od km 0,960 (nová kilometráž) v žst. Břeclav do km 9,823 (nová kilometráž). Stavba byla navázána novou kilometráží na stávající hm 0,800. Celková délka stavby činila 8,863 km.

Rozhodujícím přínosem stavby bylo z hlediska mostních objektů nejen dosažení přechodnosti kolejových vozidel traťové třídy D4 UIC, dosažení prostorové průchodnosti pro ložnou míru UIC - GC s vlivem širších vozidel, ale také zvýšení maximální traťové rychlosti až do 160 km/hod.

Zahájení realizace stavby:	12/2004	Zkušební provoz:	12/2006
Dokončení stavby:	05/2007	Celková délka výstavby:	29 měsíců

Mostní objekty v úseku Břeclav - Lanžhot

V traťovém úseku Břeclav – Lanžhot (včetně) se před realizací stavby nacházelo celkem 9 dosavadních mostních objektů, z toho 6 mostů a 3 propustky. Objekty pocházely z 20. a 30. let 20. století. Mosty byly většinou řešeny jako železobetonové s nosnou konstrukcí deskovou se zabetonovanými nosníky v jednom případě se jednalo o most ocelový příhradový. Propustky byly v daném úseku tři, dva trubní a jeden deskový.

Mosty převádějí dvoukolejnou železniční trať přes Dyji a drobné místní vodní toky (říčka Svodnice a její přítoky) a dále přes místní polní cesty.

Po provedeném inženýrsko-geologickém a stavebně technickém průzkumu (SG Geotechnika a.s.) a podrobném geodetickém zaměření byl zjištěn nevyhovující stav u všech mostních objektů. Objekty nebyly přechodné pro traťovou třídu D4/120 a nevyhovovala prostorová průchodnost MPP 3,0, resp. MPP 3,0 R.

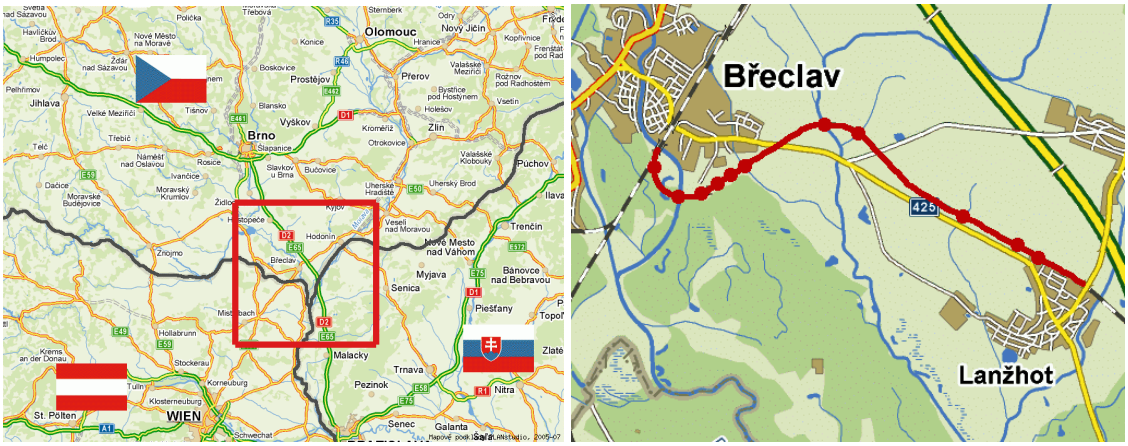
Na odborných výrobních poradách bylo tudíž rozhodnuto o takových stavebních úpravách, které zajistily tuto přechodnost a prostorovou průchodnost. U mostů bylo rozhodnuto ve třech případech o výstavbě nových objektů, u zbylých mostů potom o výměnách dosavadních nosných konstrukcí za nové. U propustků bylo rozhodnuto o nahrazení dosavadních novými trubními propustky. Ve stanici Lanžhot bylo rozhodnuto o výstavbě nového staničního podchodu.

Konstrukce mostů byly navrženy s minimální stavební výškou tak, aby nebylo nutno snižovat úroveň spodních hran mostních konstrukcí oproti původnímu stavu a aby tak

nedošlo ke zhoršení průtočné kapacity mostních otvorů přes vodní toky, resp. ke snížení volné výšky nad polními cestami.

Všechny rekonstrukce mostních objektů byly provedeny za provozu jedné z traťových kolejí, která byla zajištěna u většiny objektů různě, většinou však kombinací záporového pažení se štětovnicemi Larsen.

Výstavbu mostů značně komplikovaly povodně z počátku roku 2006.



Mosty většího rozpětí

Největší most v úseku je železniční most v km 1,634, který převádí železniční trať přes řeku Dyji. Dosavadní most byl o třech polích. Nosnou konstrukci krajních polí tvořily desky se zabetonovanými nosníky, kolmá světlost obou krajních otvorů byla 8,0 m. Střední pole bylo přemostěno ocelovou nýtovanou příhradovou konstrukcí s dolní mostovkou, most byl řešen jako dvoukolejný. Rozpětí středního pole bylo 46,8 m. Osová vzdálenost hlavních nosníků byla 9,0 m. Spodní stavbu tvořily dva betonové pilíře a krajní opěry jsou betonové s kamenným obložením. Most byl postaven v roce 1924 během výstavby koryta „Nové“ Dyje.

Obr. 1 Železniční most v km 1,634 – dosavadní stav

Z důvodu nevyhovující prostorové průchodnosti, špatnému stavu dosavadní ocelové konstrukce a z důvodu zajištění plynulého průtoku řeky Dyje bylo rozhodnuto o přemostění řeky novým jednootvorovým mostem.

S ohledem na dané rozpětí 67,0 m, byla navržena nová nosná konstrukce jako Langerův nosník - plnostěnná trámová konstrukce, vyztužená obloukem s dolní mostovkou a ocelovou vanou s průběžným kolejovým ložem. Aby byl zajištěn jednokolejný provoz na trati po celou dobu výstavby, byla v každé koleji navržena samostatná konstrukce. S ohledem na danou geologickou skladbu v místě mostu

a rovněž z důvodu častých povodňových stavů na řece Dyji byla zvolena koncepce hlubinného založení spodní stavby na velkoprůměrových pilotách délky 17 m.

Základní údaje o novém stavu :

Délka přemostění:	65,1 m	Rozpětí nosné konstrukce:	67,0 m
Stavební výška:	1530 mm	Volná výška nad úrovní hladiny Q_{100}:	0,51 m

Obr. 2 Železniční most v km 1,634 – nový stav

Mosty menšího rozpětí

Mostů menších rozpětí je v řešeném úseku celkem 5. Rozpětí těchto mostů se pohybuje od 5,0 do 11,8 m. U těchto typů objektů byly dohodnuty na základě původního stavu mostů dva typy rekonstrukcí. U kolmých mostů byly ponechány dosavadní spodní stavby, byla provedena výměna nosných konstrukcí. Šikmé mosty byly kompletně nahrazeny novými mostními objekty s kolmým uspořádáním spodní stavby.

V případě výměn nosných konstrukcí se jednalo o tři kolmé mosty, u nichž byla postupně ubourána železobetonová nosná konstrukce a nezbytná část spodní stavby. Následně byla spodní stavba sanována systémem mikropilot vrtaných skrz dříky opěr. Na dosavadních opěrách byly následně vybetonovány nové železobetonové úložné prahy, které umožnily uložení nových nosných konstrukcí. Ty byly navrženy s ohledem na minimalizaci stavební výšky jako železobetonové s tuhou výztuží ze zabetonovaných I-nosníků.

Obr. 3 Železniční most v km 2,453

Obr. 4 Železniční most v km 1,997

Ve dvou případech bylo rozhodnuto o náhradě novými mostními objekty. Mosty byly nepřechodné a pro rychlost 160 km/h nevyhovovalo šikmé uspořádání spodní stavby. V jednom případě byl navržen nový železobetonový monolitický rám, plošně založený

– železniční most v km 2,453. Ve druhém případě byla navržena nová železobetonová konstrukce ze zabetonovaných nosníků, uložená na nové betonové spodní stavbě – železniční most v km 4,019.

Obr. 5 Železniční most v km 2,453

Obr. 6 Železniční most v km 4,019

Železniční most v km 2,453 - základní údaje o novém stavu:

- délka přemostění 4,00 m,
- rozpětí nosné konstrukce 4,40 m,
- stavební výška 1030 mm,
- volná výška 3,11 m.

Železniční most v km 4,019 - základní údaje o novém stavu:

- délka přemostění 10,80 m,
- rozpětí nosné konstrukce 11,80 m,
- stavební výška 1430 mm,
- volná výška nad úrovní hladiny Q_{100} 0,84 m.

Propustky

V řešeném úseku se nacházejí celkem tři propustky. Ve dvou případech se jednalo o staré trubní propustky, u kterých bylo dohodnuto o nahrazení novými trubními propustky s šikmým odlážděným vyústěním do svahu násypového tělesa železniční trati. U jednoho objektu tak bylo dohodnuto na výrobních poradách, u druhého v průběhu stavby, kdy byla zjištěna závada v nosné konstrukci – železniční propustky v km 4,580 a v km 6,576.

Obr. 7 Železniční propustek v km 4,580

Obr. 8 Železniční propustek v km 6,576

U posledního propustku ve stanici Lanžhot bylo rozhodnuto o nahrazení dosavadního deskového propustku novým trubním s železobetonovými čelními zdmi.

Podchod

V železniční stanici Lanžhot byl zřízen nový mimoúrovňový přístup na nově vybudované ostrovní nástupiště - podchod. Nový podchod je konstrukčně řešen jako uzavřený železobetonový monolitický rám o světlých vnitřních rozměrech 3,0 x 2,8 m, který byl betonován na podkladní betonové desce, v uzavřené štětovnicové stavební jámě. Výstupy jsou řešeny jednoramennými schodišti, směrovanými k výpravní budově a výtahovými šachtami. Tubus podchodu je navržen jako jeden monolitický celek bez dilatační spáry a je z betonu odolného proti průsaku vody s dvouvrstevnou povlakovou izolací.

Obr. 9 Podchod v žst. Lanžhot v km 4,580

Obr. 10 Podchod v žst. Lanžhot v km 4,580

Závěr

Rekonstrukcí mostních objektů byla zvýšena jejich kapacita. U mostů a propustků přes vodní toky byla zvýšena jejich průtočnost z hlediska hydrologického, u mostů přes místní komunikace byla zvýšena jejich průjezdnost zvýšením podjezdných výšek. Toho bylo i v rovinatém území, kterým trať prochází, dosaženo bez nutnosti výrazných zdvihů nivelety koleje a při vynaložení minimálních finančních nákladů.

Seznam objektů a zpracovatelů jejich projektu:

Hlavní inženýr stavby: Ing. Pavel Kučera, MCO a.s.

Garant mostních objektů: Ing. Pavel Šedivý, MCO a.s.

Zpracovatelé projektu jednotlivých objektů:

Kolektiv odborných projektantů MORAVIA CONSULT Olomouc a.s., středisko 235 Mosty I (Ing. Ladislav Dorazil, Ing. Jiří Chrást, Ing. David Pospíšil, Ing. Eliška Chrástová, Ing. Jiří Borovička, Ing. Pavel Šedivý) .

Celkový přehled mostních objektů :

SO 02-19-01, Žel. most v km 0,975 (Ing. Ladislav Dorazil)

Výměna dosavadní žb. nosné konstrukce za novou žb. desku se zabetonovanými nosníky, uloženou na dosavadní spodní stavbě. Světlost 4,0 m.

SO 02-19-02, Žel. most v km 1,634 (Ing. Jiří Chrást)

Náhrada dosavadních konstrukcí novým ocelovým mostem – Langerovým nosníkem, uloženým na nové betonové spodní stavbě. Světlost 63,5 m.

SO 02-19-03, Žel. most v km 1,997 (Ing. David Pospíšil)

Výměna dosavadní žb nosné konstrukce za novou žb. desku se zabetonovanými nosníky, uloženou na dosavadní spodní stavbě. Světlost 4,0 m.

SO 02-19-04, Žel. most v km 2,453 (Ing. Jiří Chrást)

Náhrada dosavadních konstrukcí novým železobetonovým rámovým mostem, plošně založeným. Světlost 4,0 m.

SO 02-19-05, Žel. most v km 2,689 (Ing. Eliška Chrástová)

Výměna dosavadní žb nosné konstrukce za novou žb. desku se zabetonovanými nosníky, uloženou na dosavadní spodní stavbě. Světlost 4,0 m.

SO 02-19-06, Žel. most v km 2,719 (Ing. David Pospíšil)

Výměna dosavadní žb nosné konstrukce za novou žb. desku se zabetonovanými nosníky, uloženou na dosavadní spodní stavbě. Světlost 8,0 m.

SO 02-19-07, Žel. most v km 4,019 (Ing. Jiří Borovička)

Náhrada dosavadních konstrukcí novým železobetonovým mostem. Nosná konstrukce ze zabetonovaných nosníků, sp. stavba betonová. Světlost 10,8 m.

SO 02-19-08, Žel. propustek v km 4,580 (Ing. Jiří Borovička)

Náhrada dosavadního trubního propustku novým, taktéž trubním.

SO 02-19-09, Žel. propustek v km 6,576 (Ing. Jiří Borovička)

Náhrada dos. trubního propustku novým, taktéž trubním. Světlost 1,0 m.

SO 03-19-01, Žel. propustek v km 7,505 (Ing. Jiří Borovička)

Náhrada dos. trubního propustku novým, taktéž trubním. Světlost 1,0 m.

SO 03-19-02, Žel. most (podchod) v km 7,742 (Ing. Pavel Šedivý)

Výstavba nového staničního podchodu. Nový železobetonový uzavřený rám,

plošně založený. Světlost 3,0 m.

Evropské projekty Sustainable bridges a UPTUN – nové technologie posuzování mostů a tunelů

Jan Červenka, Vladimír Červenka a Radomír Pukl, fa Červenka Consulting

Příspěvek pojednává o metodách a technologiích vyvinutých během dvou Evropských projektů „Sustainable bridges“ a UPTUN. Projekt „Sustainable bridges“ se zabýval moderními přístupy při posuzování a zesilování stávajících železničních mostních konstrukcí a cílem projektu UPTUN byl vývoj nových prostředků a postupů pro zvýšení požární bezpečnosti evropských tunelů.

Úvod

Vize vývoje železniční dopravy do roku 2020 podle materiálu Evropské komise ERRAC předpokládá až trojnásobné zvýšení objemu nákladní a osobní dopravy. Současná hodnota železničních mostních konstrukcí v Evropě se odhaduje na 50 miliard Euro. Zvýšení kapacity o pouhá 2% tedy představuje částku 1 miliardy Euro. Kromě toho se plánuje zvýšení zatížení nákladních vlaků na 33 t na osu a rychlosti osobních vlaků na 200 - 350 km/hod.

Tyto požadavky nelze splnit bez využití moderních metod pro posouzení kapacity stávající infrastruktury, které byly vyvinuty v posledních desetiletích. Metody jsou založeny na nelineární analýze metodou konečných prvků, která je dnes již standardně podporována mnoha komerčními programy, a lze ji kombinovat s metodami pravděpodobnostních výpočtů. To umožňuje kvantitativní určení spolehlivosti konstrukce výpočtem a nikoliv pouze subjektivní vizuální inspekcí. V tomto typu výpočtu je možné odhadnout skutečné chování konstrukce s uvážením případných existujících poruch. Takováto numerická simulace umožňuje inženýrům pochopit skutečné chování konstrukce a určit její kritická místa. V mnoha případech nelineární výpočet může odhalit i případné skryté rezervy konstrukce. Nelineární výpočet je posouzení konstrukce na globální úrovni, kdy dochází k redistribuci vnitřních sil vlivem nelineárního chování materiálů. Tento přístup je koncepčně odlišný od stávajícího běžně používaného přístupu založeného na metodě dílčích součinitelů bezpečnosti. Článek porovnává několik možných konceptů bezpečnosti, které lze použít při posuzování stávajících konstrukcí s využitím nelineární analýzy a stochastických metod. Výsledky jsou prezentovány na příkladě skutečného železničního mostu ve Švédsku, jehož únosnost byla experimentálně zkoumána a umožňuje porovnat výsledky výpočtů ze skutečností. Další prezentované příklady jsou analýzy zděných mostních konstrukcí a výpočet stropní desky tunelu zatížené požárem.

Formáty bezpečnosti pro globální posuzování mostních konstrukcí

Při posuzování stávajících stavebních konstrukcí se běžně používá stejný přístup jako při navrhování konstrukcí nových. Posouzení je založeno na principu dílčích součinitelů bezpečnosti, kterými se násobí na jedné straně zatížení konstrukce a na straně druhé se používají ke snížení pevnostních materiálových parametrů. Tento přístup se používá současně s posouzením konstrukce v kritických místech a řezech. Při globálním způsobu se proto analogicky zavádí pojem návrhová odolnost [1], která byla dosud použita v užším významu pouze pro průřez, také pro popis globální odolnosti $R=\mathbf{r}(f, a, ..., S)$. Odolnost je funkcí: f – materiálových parametrů, a – geometrie, S – zatížení, a pod. Zatížení S může mít v jednoduchém případě význam síly nebo intensity rovnoměrného zatížení, obecně může představovat soubor zatěžovacích stavů a historie jejich působení. Zatížení je udáno normovou hodnotou a lze jej zvyšovat, přičemž zvýšení zatížení až na mez únosnosti představuje rezervu bezpečnosti proti dosažení mezního stavu. V důsledku náhodné povahy vstupních

parametrů má funkce odolnosti ***r*** též náhodné vlastnosti, které lze popsat pomocí obvyklých veličin: R_m - průměrná hodnota odolnosti, R_k - charakteristická hodnota odolnosti, (t.j. 5% kvantil), R_d - návrhová hodnota odolnosti.

Stavy zatížení E_d a odolnosti R_d představují body v mnohorozměrném prostoru a proto je výhodné úroveň odolnosti vyjádřit relativně ve vztahu k návrhovému zatížení jako poměr $k_R = R / E_d$ a podmínku podle vztahu (3) lze přepsat do tvaru

$$\gamma_R < k_R, \quad R_d = R_m / \gamma_R \tag{1}$$

kde γ_R je globální součinitel bezpečnosti pro odolnost konstrukce, R_m je průměrná hodnota odolnosti.

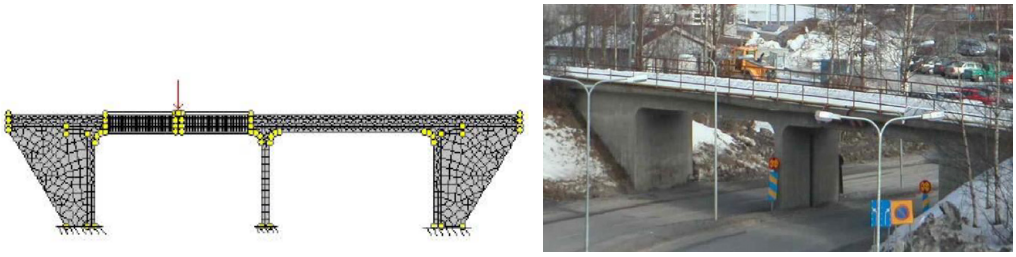
Ke globálnímu posouzení se nabízí řada postupů lišících se mírou využití pravděpodobnostních metod: (a) metoda dílčích součinitelů analogicky s dnešní praxí, dále PSF. (b) metoda globálního součinitele podle EN 1992-2. (c) metoda založená na odhadu variačního koeficientu odolnosti, dále nazývaná ECOV, nebo (d) stanovení návrhové odolnosti pomocí pravděpodobnostního výpočtu.

Tab. 1 Shrnutí metod pro výpočet návrhové odolnosti

Název metody	Způsob výpočtu návrhové odolnosti R_d
(a) PSF	$R_d = r(f_d, ..., S)$ Při nelineární analýze se použijí návrhové hodnoty vstupních parametrů
(b) EN 1992-2	$R_d = r(\tilde{f}_{ym}, \tilde{f}_{cm} ..., S) / \gamma_R$, kde $\gamma_R = 1,27$ Při nelineární analýze se využijí průměrné hodnoty vstupních parametrů. Např. pro ocel $\tilde{f}_{ym} = 1.1 f_{yk}$, pro ostatní materiály např. beton $\tilde{f}_{cm} = 0.843 f_{ck}$, kde dolní index *k* značí charakteristickou hodnotu pevnosti.
(c) ECOV	$R_d = \frac{R_m}{\gamma_R}$, kde $\gamma_R = \exp(\alpha_R \beta V_R)$, $V_R = \frac{1}{1.65} \ln\left(\frac{R_m}{R_k}\right)$ V tomto způsobu se odhadne průměrná R_m a charakteristická R_k odolnost pomocí dvou nelineárních výpočtů s průměrnými a charakteristickými hodnotami vstupních parametrů. Uvedené vztahy předpokládají lognormální rozdělení návrhové odolnosti. Bezpečnost je zohledněna váhovým součinitel odolnosti α_R, a indexem spolehlivosti β. Pro příklady v této studii byly použity hodnoty $\alpha_R = 0.8$, $\beta = 4.7$ podle Eurocode 2 EN 1991-1
(d) Pravděpodobnostní výpočet	Jedná se o teoreticky nejlépe podložený způsob výpočtu návrhové odolnosti, doporučený komisí JCSS, [2]. Funkce mezního stavu je vyhodnocena pomocí numerických metod. Náhodné chování je uváženo pomocí náhodných vlastností vstupních parametrů výpočtu.

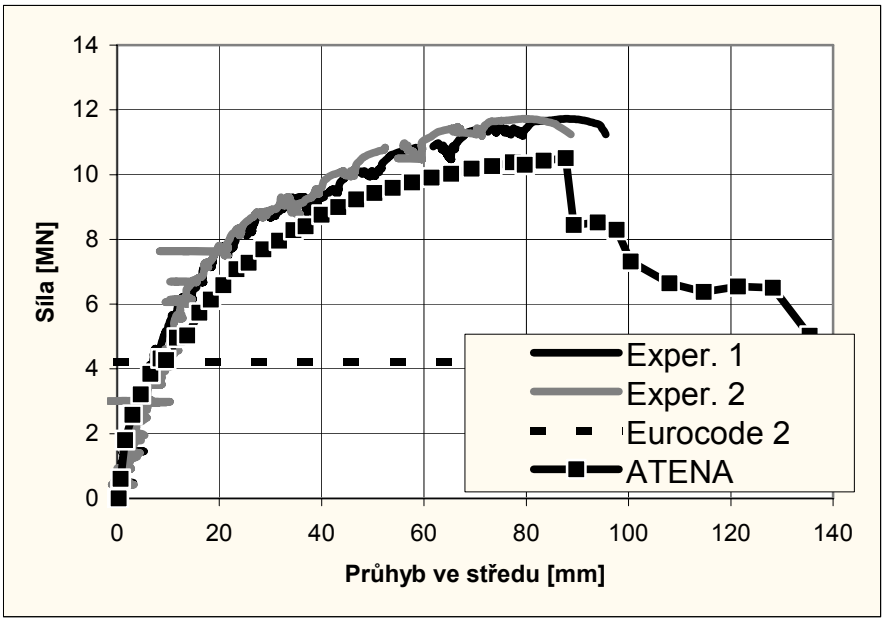
Ověření únosností železničního mostu ve švédském Örnsköldsviku

V rámci evropského projektu „Sustainable bridges“ byla provedena rozsáhlá studie železobetonového železničního mostu. Tento most byl podroben podrobnému průzkumu s využitím moderních nedestruktivních a detekčních metod. Poté byl most zesílen karbonovými pruty při spodním povrchu a jeho únosnost byla ověřena destruktivní zkouškou, při které došlo k úplnému porušení konstrukce. Jak je ukázáno na Obr. 2 výsledný kolaps konstrukce byl kombinací porušení v ohybu a ve smyku. Skutečná únosnost konstrukce byla také úspěšně předpovězena nelineárním výpočtem s využitím programu ATENA [3] (viz. Obr. 3). Tento most byl rovněž využit jako jeden z příkladů (více příkladů lze nalézt v článku [1]) pro porovnání uvedených způsobů globálního posouzení odolnosti uvedených (viz. Tab. 2).



Obr. 1 Numerický model a geometrie železobetonového železničního mostu

Obr. 2 Porovnání výsledného způsobu porušení z výpočtu i experimentu



Obr. 3 Porovnání výsledků zatěžovací zkoušky mostu z nelineárním výpočtem

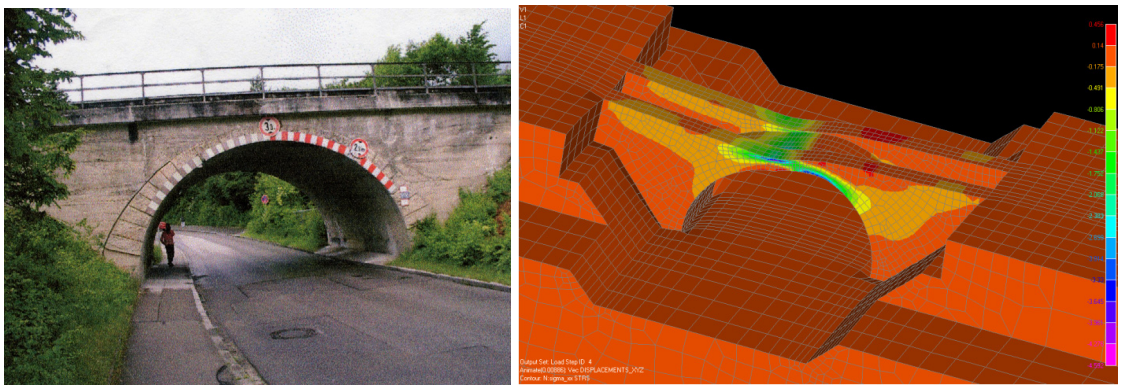
Tab. 2 Přehled výsledků

	k_R	R_d	R_d / R_d^{PSF}
PSF	1,29	6,68	**1,0**
ECOV	1,29	6,52	**0,97**
EN 1992-2	1,23	6,24	**0,93**
Pravděpodobnost.	1,21	6,77	**1,01**

Ověření únosnosti zděných železničních mostků v SRN

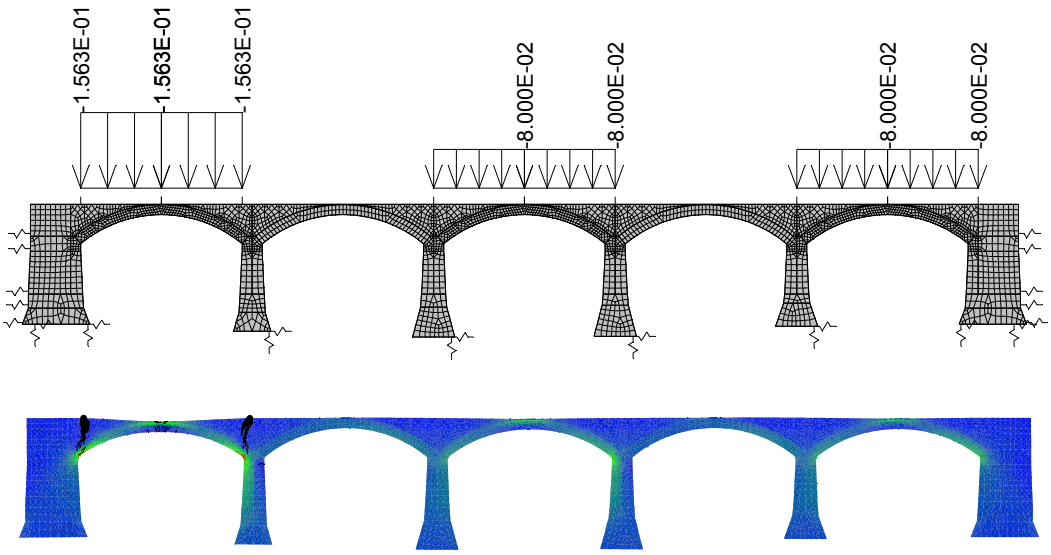
Simulace skutečného chování konstrukcí s využitím nelineárního výpočtu programem ATENA [3] byla rovněž úspěšně využita univerzitou v německém Lipsku při posuzování zděných železničních mostů v SRN. Analyzované mosty jsou zobrazeny na Obr. 4. Vypočtené únosnosti jsou shrnuty v Tab. S výjimkou mostu (a) byla u všech mostů vypočtena dostatečná únosnost konstrukce, která byla rovněž ověřena zatěžovací zkouškou.

(a) (b)



(c)

Obr. 4 Zděné železniční mosty v SRN posuzované programem ATENA, (Prof. Slowik, Lipsko)



Obr. 5 Kritické zatěžovací schéma mostu (b) a výsledný způsob porušení při dosažení úrovně zatížení 140% UIC

Tab. 3 Dosažená únosnost analyzovaných zděných mostů vzhledem k zatížení vlakem UIC

Mostní konstrukce	Minimální vypočtená únosnost [%UIC]
Most (a)	81
Most (b)	140
Most (c)	190

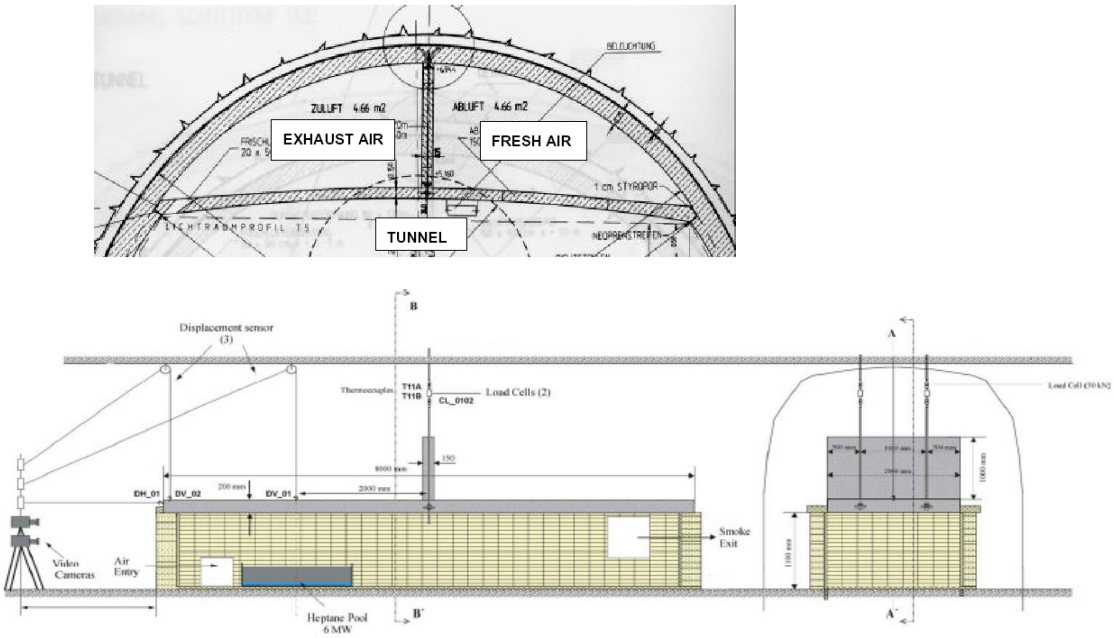
Požární odolnost zavěšené stropní konstrukce tunelu

Evropský projekt UPTUN vyvinul nové metody pro zvýšení požární bezpečnosti evropských tunelů. V rámci tohoto projektu byla provedena požární zkouška zavěšené stropní konstrukce tunelu (viz. Obr. 6). Výsledky zkoušky byly rovněž analyzovány partnery projektu i programem ATENA [3]. Hlavní výsledky porovnávací studie jsou shrnuty v Obr. 7 ve formě časového průběhu maximální deformace stropní desky. V průběhu zkoušky došlo k značnému poškození betonu a k rozsáhlým trhlinám zejména při horním povrchu desky. Díky použité betonové směsi s příměsí polypropylenových vláken nedošlo k explosivnímu odlupování povrchových vrstev betonu ani ke zhroucení konstrukce. Při zkoušce bylo dosaženo teploty cca 800°C po dobu 4 hodin. Teplota povrchové vrstvy betonu dosahovala cca 550°C. Numerická analýza v tomto případě dosáhla dobrých kvalitativních výsledků. Správně předpověděla, že uvažované zatížení nezpůsobí kolaps konstrukce. Program ATENA rovněž uspokojivě předpověděl hodnotu maximálního průhybu konstrukce. V počátečních fázích zkoušky numerická simulace silně nadhodnotila očekávanou deformaci konstrukce o téměř 100%.

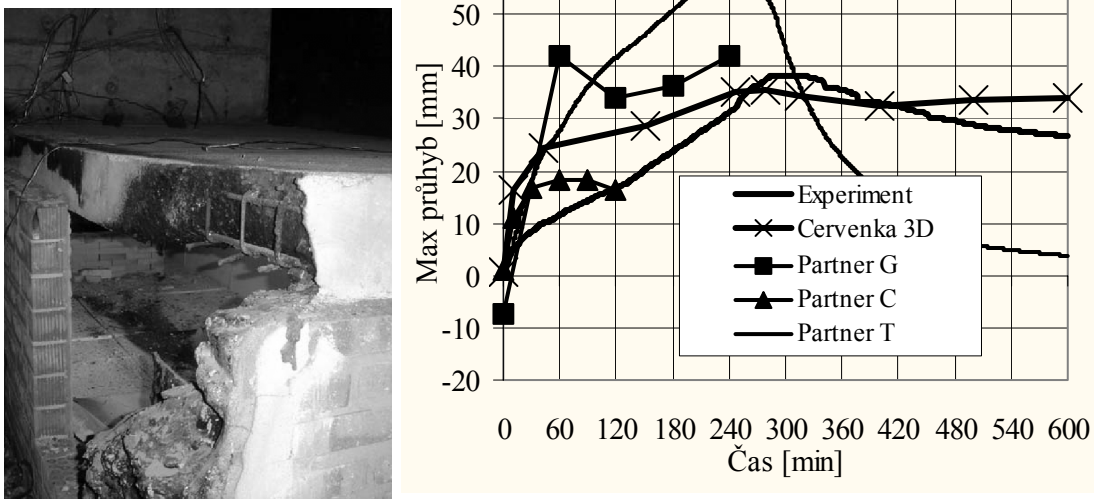
Závěr

Článek shrnuje poznatky ze dvou evropských výzkumných projektů, které využily moderní simulační metody pro posuzování mostů a tunelů v mezních stavech únosnosti nebo při extrémním zatížení vysokou teplotou. Tyto metody umožňují spolehlivější odhad bezpečnosti konstrukce a přinášejí úspory pro jejich majitele. Při

výpočtech byly využity metody a materiálové modely vytvořené v projektech financovaných grantovou agenturou ČR 103/08/1527 a 103/07/1660.



Obr. 6 Typická geometrie zavěšeného stropu tunelu a schéma požární zkoušky



Obr. 7 Výsledek požární zkoušky stropní konstrukce tunelu a porovnání naměřených a vypočtených maximálních průhybů

Literatura

[1] Červenka V., Červenka J., Janda Z., Posouzení bezpečnosti železobetonových konstrukcí v nelineárních výpočtech, Beton technologie konstrukce sanace, 1/2007

[2] JCSS: Probabilistic model code. JCSS working materials, http://www.jcss.ethz.ch/

[3] Červenka, V., Jendele, J., Červenka, J., ATENA Program Documentation, Červenka Consulting, Praha, 2003-2007

Poznatky z výstavby železničních mostů

Ing. Václav Podlipný, GŘ ČD, a.s., Odbor stavební a provozu infrastruktury

V příspěvku jsou uvedeny některé poznatky pracovníků ČD GŘ O13 Oddělení železničních staveb z realizace staveb železničních mostů v uplynulých letech. Příspěvek v zásadě navazuje na vystoupení, které bylo součástí programu 11. ročníku konference „Železniční mosty a tunely“, který se konal 19. ledna 2006 a jehož cílem bylo upozornit na často se opakující chyby při přípravě, projektování a výstavbě mostů.

Úvod

V obdobně zaměřeném příspěvku otištěném ve sborníku vydaném k 11. ročníku této konference bylo uvedeno více než 50 často se opakujících chyb a omylů, se kterými jsem se setkal při přípravě, projektování a výstavbě mostů. Při vlastní prezentaci na konferenci pak bylo poukázáno na řadu dalších, včetně jejich fotografické dokumentace. Účelem byla snaha přispět k poučení se z chyb a zamezit jejich opakování.

Po dvou letech, které od té doby uplynuly, musím bohužel konstatovat, že se to ne zcela podařilo. Nadále se na straně investorů, projektantů a zhotovitelů opakují tytéž nedostatky, které často znehodnocují výsledné dílo, či je značně prodražují.

Jako příklad bych uvedl nenadálé uvolnění značných finančních prostředků v konci minulého roku, které znamenalo nutnost stavět bez řádné projektové dokumentace ve spěchu a pro řadu prováděných prací v nevhodných klimatických podmínkách.

Bylo by proto možno směle na tomto místě zopakovat drtivou většinu v minulosti uvedených výhrad. Dále se však omezím se pouze na některé z nich a uvedu některé další.

Několik poznámek k projektové činnosti

V právě uplynulém období byla velice silná poptávka po projekčních pracích v oblasti mostního stavitelství. Tato poptávka byla vyvolána jak pokračující výstavbou dálnic, tak výstavbou či přípravou celé řady staveb na železnici. Namátkou lze jmenovat výstavbu 3. a 4. železničního koridoru, Nového spojení v Praze, spojení Praha – Beroun, optimalizaci trati Bohumín – státní hranice se SR a trati Ostrava-Kunčice – Frýdek-Místek – Český Těšín (v souvislosti s výstavbou automobilky Hyunday v Nošovcích), přestavbu železničních uzlů Brno a Břeclav, přestavbu železničních mostů v Nymburce a v Kolíně (v souvislosti se splavněním Labe do Pardubic), elektrizaci Šatov – Znojmo včetně návrhu nové nosné konstrukce „Znojemského viaduktu“, průjezd uzlem Ústí nad Labem, atd.

Výsledkem je, že mosty projektují v řadě případů firmy a projektanti, kteří by je projektovat neměli. V předchozích několika letech jsem měl dojem, že úroveň projektů sice pomalu, ale přeci jen, postupně stoupá. Přestože to u řady projektantů stále platí, znamenalo pro mne poslední období velice trpké zklamání, neboť se mi dostala do rukou celá řada velice nekvalitních projektů. Že se nejedná pouze o můj subjektivní názor mi potvrzují rozhovory s řadou zhotovitelů, kteří si na úroveň některých projektů stěžují. Nejsou výjimečné případy, kdy je zhotovitel ihned po vysoutěžení zakázky nucen nechat projekt zcela přepracovat. Ne z důvodu jeho přizpůsobení svým technologiím, nýbrž z důvodu chyb v projektu, jeho nerealizovatelnosti či značné nehospodárnosti. Často to není ani chyba samotných projektantů, kteří mnohdy mohou být dobří, bohužel v jiném oboru. Vinno je často vedení projekčních firem, které nabere zakázky bez ohledu na projekční kapacity vlastní firmy a pak donutí projektanty k splnění nereálných termínů, případně najde subdodavatele projekčních prací, který

nikdy mosty neprojektoval a jeho práci nijak nekontroluje a nekoordinuje. Je řada mladých projektantů, kteří sice jsou velice šikovní, ale jsouc ponecháni bez pomoci a bez kontroly starších kolegů, kteří sami nevědí kam dříve skočit, trápí se, ztrácejí čas řešením nepodstatných problémů a podstatné věci jim často unikají.

Přes zjevný nedostatek kvalitních projektantů na našem domácím trhu se jedna naše významná projekční firma rozhodla projektovat v zahraničí. Přestože toto rozhodnutí svým způsobem chápu, doufám, že ho velice rychle přehodnotí a vrátí se domů, zvláště pokud se potvrdí zvěsti o silném nárůstu prostředků na výstavby infrastruktury v nejbližších letech.

Již v minulosti jsem si posteskl, že řada HIPů nepracuje tak jak by měla. Když jsem se u jedné projektové dokumentace (zpracované v subdodávce), jejíž úroveň byla v pravdě žalostná, ohradil, jak je možné, že HIP na neúplnou a neodborně zpracovanou dokumentaci připojil svůj podpis evidentně bez jakékoliv kontroly, dostalo se mi poučení, cituji: „… protože žádný HIP není natolik renesanční člověk, aby odborně kontroloval tak široké spektrum profesí, je kvalita jednotlivých částí dokumentace vždy garantována zpracováním nebo kontrolou autorizované osoby …“. Chtěl bych ujistit, že skutečně nepředpokládám, že HIP bude rozumět všemu, musí však být schopen účinnou kontrolu zajistit. Konec konců k tomu, aby zjistil, že například řada výkresů uvedených v seznamu příloh zcela chybí, nebo že výkresy jsou bez kót apod. není mnohdy podrobná znalost problematiky třeba. V tomto konkrétním případě byla celá záležitost o to pikantnější, že HIP je svou odborností mostař.

Další věcí, která mě velmi trápí je skutečnost, že řada projektantů si vůbec neláme hlavu s výší nákladů na realizaci jimi navržených objektů. V mnoha případech se projektuje velice nehospodárně. Při rekonstrukcích se provádějí nákladné sanace, podchycování a zesilování objektů bez řádného inženýrsko-geologického či stavebně-technického průzkumu, bez toho, že by byly řádně zdůvodněny například statickým výpočtem. Mnohdy je navržena nákladná sanace bez toho, aniž by se odstranila příčina původní poruch a sanace je pak naprosto neúčinná. Jedná se o vyhozené peníze. V této souvislosti bych rád upozornil na studii zpracovanou Pontexem Praha na téma účinnosti sanací, v rámci které bylo po několika málo letech od provedené sanace posuzováno, jak ta která metoda sanace (injektáž trhlin, nátěry betonů, reprofilace povrchů, …) splnila svůj účel. Zjištěné výsledky jsou více než alarmující. Studie se sice zabývala silničními mosty, ale troufám si tvrdit, že na železničních mostech by výsledky byly podobné. Odborná veřejnost se s výsledky této studie mohla seznámit v září 2007 v rámci diskusního semináře k tématům 12. mezinárodního sympozia Mosty 2007 konaného ve Velkých Karlovicích.

I u nově navrhovaných spodních staveb mostů, opěrných či zárubních zdí často chybí zdůvodnění jejich dimenzí a rozsahu. Návrh je proveden „od oka, výrazně na stranu bezpečnou“. Nezřídka u dlouhých zdí, u nichž se výrazně mění výška, geologické podmínky a přitížení za zdí je pro formu provedeno posouzení v jednom nejhorším místě a navržené dimenze pak jsou realizovány po celé délce zdi.

Ohromné rozdíly mezi projektanty je možno zjistit u projektů mostů s ocelovou či spřaženou ocelobetonovou nosnou konstrukcí. Pro potvrzení této skutečnosti stačí jednoduché a rychlé porovnání spotřeby oceli na metr běžný mostu. Toto jsem provedl v druhé polovině loňského roku u několika mostních objektů a nestačil jsem se divit. Porovnal jsem spotřebu oceli na estakádě Parník (spřažená dvojkolejná konstrukce o rozpětích 31 + 8x 44 + 31 m) s nově navrhovaným spřaženým dvojkolejným spojitým mostem o rozpětích cca 40 + 38 m. Zatímco u estakády Parník byla spotřeba oceli cca 3,8 t/m, u nově navrhovaného mostu činila cca 5,5 t/m, což je rozdíl cca 45%. Kromě spotřeby oceli o neodbornosti zpracování projektu svědčily i další skutečnosti. Například návrh stěn nosníků v tloušťce 50 mm, jejich přivaření k pásnicím „na tupo“

(při zmíněné tloušťce), … . Na základě vzniklých pochybností bylo objednáno nezávislé posouzeni projektu jinou organizací, které naše výhrady potvrdilo a na základě kterého bude dokumentace přepracována. Je třeba, aby si projektanti uvědomili, že kilogramová cena oceli použité při výrobě mostů činí cca 70 Kč. Samozřejmě je vždy nutno bedlivě zvažovat, zda případná úspora oceli nepovede k nadměrnému zvýšení pracnosti.

Nezávislé posouzení jako jeden z důvodů nehospodárnosti návrhu uvedlo, návrh podle starých již dávno neplatných norem a postupů. Toto je poměrně závažný problém, protože v nedávné minulosti došlo (a stále ještě dochází) k řadě zásadních změn v normách pro navrhování a řada projektantů se jejich používání pro jejich nejednoznačnost a nepřehlednost brání. Často nemají ve své vlastní firmě možnost si o problému s někým popovídat.

Obdobně bylo postupováno i u dalšího objektu, kde byla nosná konstrukce pouze z oceli. Jednalo se o dvě jednokolejné spojité vícepolové konstrukce. Přestože z rozpětí polí bylo zřejmé, že namáhání v jednotlivých průřezech se bude značně lišit, byl po celé délce mostu navržen konstantní průřez nosné konstrukce. Navíc na konstrukci byly navrženy detaily, které byly zcela neproveditelné či proveditelné velice obtížně. Zde přepracování provedl projektant původního návrhu již po vysoutěžení zakázky na realizaci.

Mohlo by se zdát, že nehospodárnost návrhu je problémem až, ve stupni „projekt“. Není to však pravda. Přemrštěné náklady v přípravné dokumentaci mohou způsobit, že investor pod dojmem předpokládaných vysokých nákladů stavbu vůbec nezařadí do plánu, případně omezí rozsah objektů s jejichž rekonstrukcí bude uvažovat apod. Jako příklad mohu uvést přípravnou dokumentaci na optimalizaci trati, v rámci níž má být vybudováno několik ocelových příhradových mostů o různých rozpětích (od cca 35 m do cca 80 m). U všech těchto mostů projektant uvažoval se spotřebou oceli 5 t/m, aniž tento návrh jakkoliv doložil.

V jiném případě projektant navrhl nový most náhradou za most stávající za cca 150 mil. Kč. Ukázalo se, že při této ceně investor radši provede sanaci starého prostorově nevyhovujícího mostu za cca 30 - 35 mil. Kč. Na základě následných jednání projektant navrhl jinou variantu nového mostu za cca 55 mil. Kč.

Za pozitivní považuji skutečnost, že někteří investoři začínají uvažovat u o zadávání nezávislých posudků u důležitých mostních objektů již v době projektování a ne až následně, když se objeví nějaký problém. V současné době byl tento postup zvolen u návrhu nového „Znojemského viaduktu“. Mimo jiné by to mohlo pomoci samotným projektantům, kteří budou mít možnost diskuse o problémech a nejasnostech, které je trápí, s jinými odborníky.

Zvláštní kapitolou je používání nových materiálů a technologií v projektech. Obecně se tomu nebráníme a vítáme to. Je však nutno při tom postupovat s rozumnou mírou opatrnosti a skepse. Vyžadovat například reference, pokud možno ze staveb realizovaných u nás a našimi firmami. Jako nesprávný příklad mohu uvést snahu projektanta nahradit klasický beton v konstrukci mostu se zabetonovanými nosníky betonem vylehčeným (s kamenivem z „Liaporu“). Vlastní myšlenka, založená na snaze snížit vliv vlastí hmotnosti na zatížení mostu, nevypadá špatně. Chybou bylo, že si projektant neověřil, zda lze beton požadovaných parametrů vyrobit v některé betonárce (nikoliv v laboratorních podmínkách). Ukázalo se, že žádná z betonárek nemá požadovaný beton certifikován a případná dodatečná certifikace není vůbec jistá. Aby měl beton požadovanou pevnost, musí se přidat řada přísad a příměsí, které ho značně prodražují a zhoršují některé jiné vlastnosti, například čerpatelnost. Za další závažnou chybu považuji, že tuto novinku projektant navrhl rovnou u pěti mostních objektů, místo aby návrh ověřil na jednom referenčním objektu.

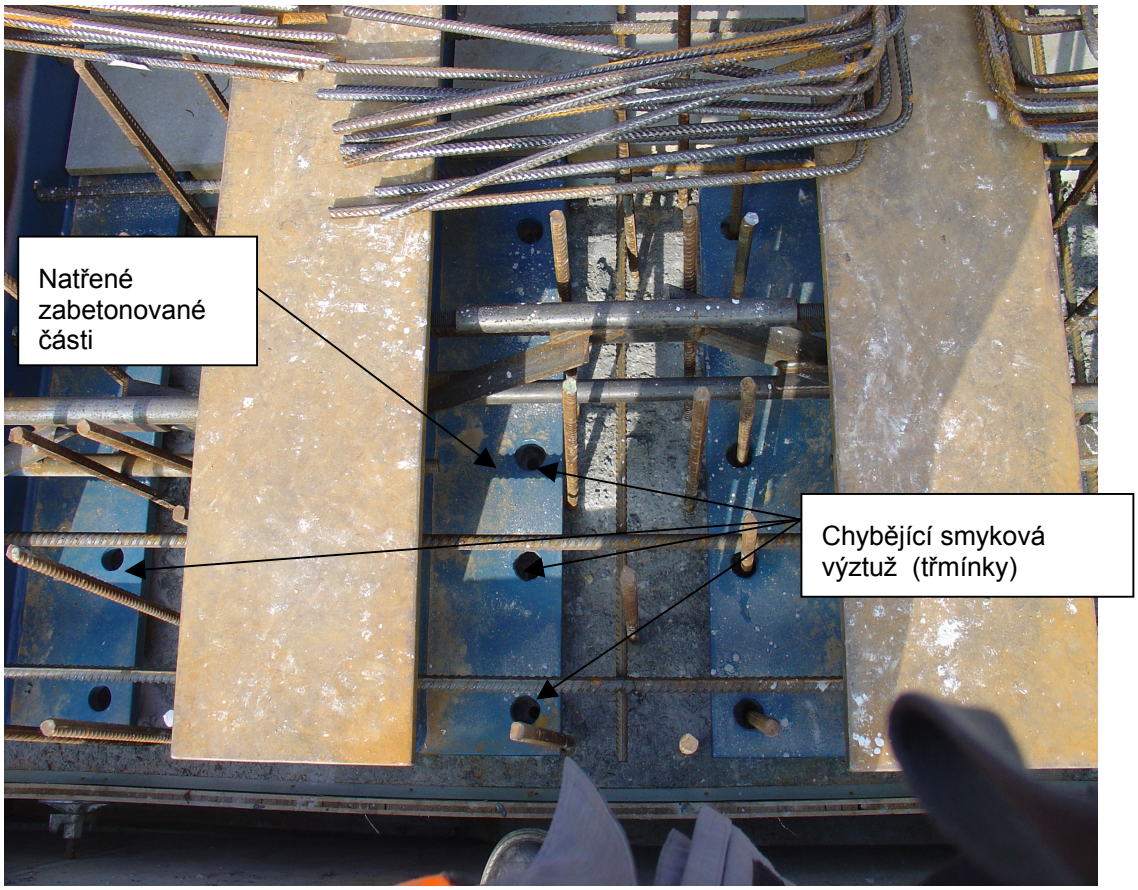
Poznámky k realizaci staveb

K řadě nepřístojností dochází rovněž při realizaci staveb. Na mnoho z nich jsem taktéž upozorňoval v příspěvku před dvěma lety a některé další budou uvedeny v prezentaci na konferenci. Přesto bych si dovolil zde uvést jeden příklad nezodpovědného postupu na stavbě, kdy stavbyvedoucí svévolně měnil a nedodržoval projekt.

Popis konstrukce:

Nové nosné konstrukce jsou spojité železobetonové desky proměnného průřezu s tuhou výztuží z ocelových nosníků rozpětí 11,500 + 17,250 + 11,500 m.

V železobetonových deskách pod každou kolejí je vždy 7 kusů výztužných nosníků. Výztužné nosníky jsou svařované nesymetrické „I“ profily proměnné výšky 650 mm (nad opěrami a ve středu pole č. 2) až 850 mm (v uložení nad pilíři). Horní pásnice je konstantní šíře 250 mm, její tloušťka se po délce nosníku mění od 25 do 35 mm. Pásnice dolní je šířkově proměnná od 450 mm v uloženích na opěrách přes 250 mm v loženích na pilířích k 450 mm ke středu pole č. 2. Dolní pásnice je konstantní tloušťky 30 mm.



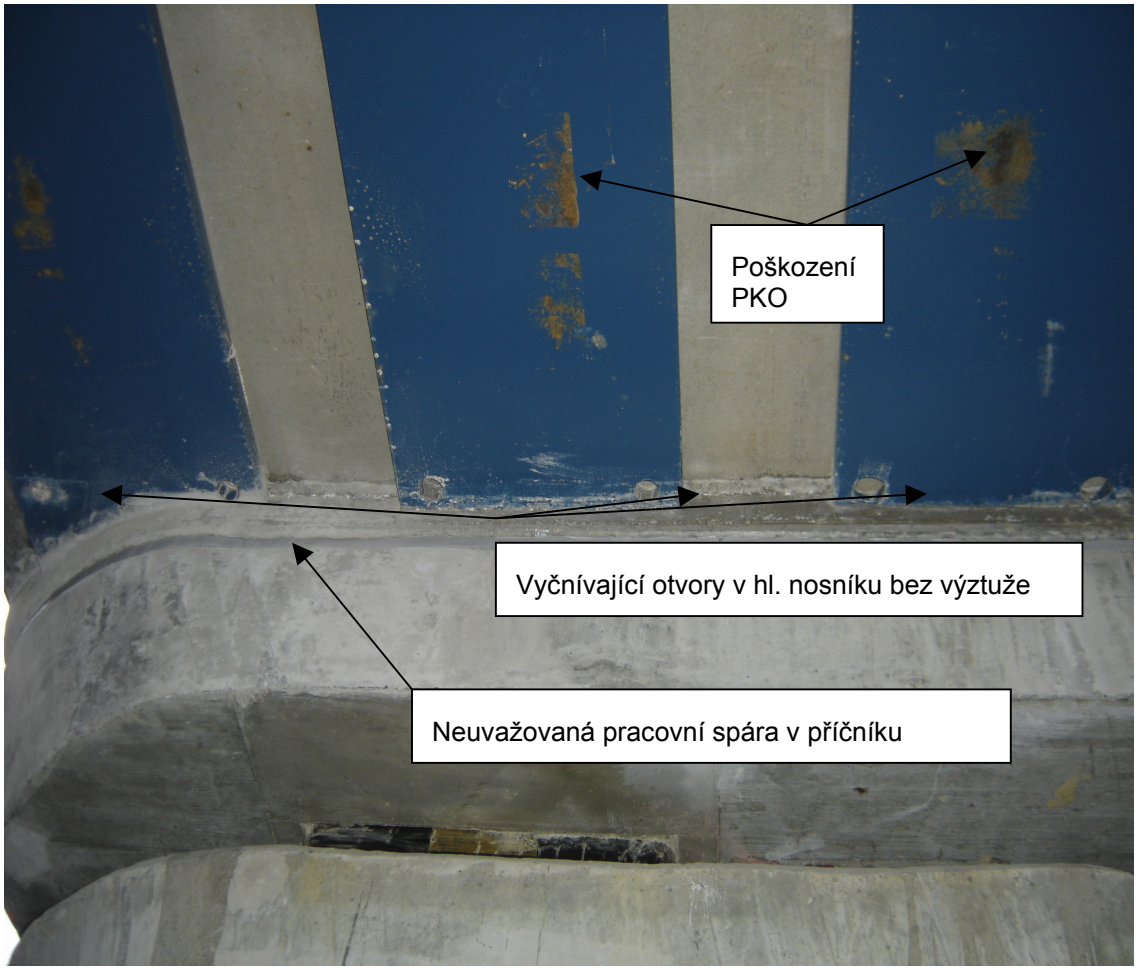
Obr. 1 Pohled na nosnou konstrukci shora v místě koncového příčníku

Závady zjištěné na stavbě:

– Na stavbě nebyl dodržován prováděcí projekt, dolní části příčníků byly zabetonovány samostatně ještě před osazením ocelových výztužných nosníku a to bez souhlasu TDI a projektanta. Protože při osazování nosníků vadila svislá smyková výztuž, která měla procházet otvory v dolní pásnici nosníků, byla z větší části upálena nebo vyhnuta mimo nosníky a otvory. Na upozornění našeho

pracovníka, aby tato záležitost byla dořešena, napravena a řádně projednána s projektantem, byla doplněna lepená výztuž a deska zabetonována.

- Projektant nebyl přizván ani k dílenské přejímce ani k přejímkám betonářské výztuže na stavbě před betonáží.



Obr. 2 Pohled na podporový příčník odspodu

- Dále bylo zjištěno, že ocelové nosníky jsou podélně posunuty oproti projektu min. o 100 mm oproti projektované poloze. Krajní řada otvorů v dolní pásnici, kterými má procházet smyková výztuž, je tak mimo příčník a žádná výztuž jimi tedy neprochází ani nemůže (viz Obr.2). Při montážní prohlídce OK se jevilo osazení celkem v pořádku, na protokolu od autorizovaného geodeta byla odchylka OK do 3 mm a odchylka spodní stavby dtto.

Vzhledem k předběžnému stanovisku projektanta a provedené zatěžovací zkoušce byl na mostě po provedení HP povolen zkušební provoz, zatím max. 50 km/hod., od 13.12.2007. Definitivně záležitost dosud dořešena není.

Modernizace trati Veselí nad Lužnicí – Tábor, SO 58-20-08 Železniční most v km 79,915

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

Stavba mostu proběhla v souvislosti s rozšířením trati na dvoukolejnou v rámci IV. koridoru Praha – Veselí nad Lužnicí. Nový dvoukolejný ocelový most s dolní mostovkou typu Langer o rozpětí 56 m převádí trať přes silnici I. třídy I/3 v intravilánu města Tábor a nahrazuje tím původní ocelový jednokolejný most.

Postup výstavby mostu

Výstavba mostu probíhala v roce 2007 v několika fázích, v jejichž průběhu byl železniční provoz omezen dvěma dlouhodobými výlukami, první 10-denní a druhou 15-denní.

Fáze 0 – Příprava staveniště, zemní práce

Před zahájením první výluky bylo zřízeno zařízení staveniště a provedeny terénní úpravy pro příjezdy těžké techniky a upravena plocha pro zřízení montážní plošiny nové ocelové konstrukce.

Fáze 1 – 10-ti denní železniční výluka

Po úpravě trakčního vedení byl snesen železniční svršek v předpolích mostu, demolována část křídel a provedeny částečné výkopy za opěrami. Poté bylo zřízeno záporové pažení stavební jámy, pilotáž 7 kusů velkoprůměrových pilot za českobudějovickou opěrou, osazení úložných bloků a úprava závěrných zdí stávajících opěr pro osazení mostních provizorií. Nakonec byla pomocí kolejového jeřábu GEK 80 osazena do každého předpolí mostní provizoria délky 24 m a obnoven železniční provoz.

Obr.1 Pažení za táborskou opěrou

Obr.2 Vrtání VP pilot

Fáze 2 – (cca 4 měsíce) Spodní stavba, montáž nové ocelové konstrukce, příprava na zásun NOK

Po ukončení výluky byly dokončeny 3 VP piloty a kotvení záporových stěn. Poté byly též dokončeny výkopy stavební jámy za oběma opěrama a proběhla výstavba nové spodní stavby až po úložné prahy včetně izolace rubu opěr a částečných zásypů. Současně byla zbudována montážní plošina pro montáž nové ocelové konstrukce. Montážní plošina pro montáž NOK se nacházela v prostoru vedle Budějovické opěry . Půdorysný rozměr plošiny byl 60,0 x 16,5 metrů. Byla řešena ve třech výškových úrovních, které byly přizpůsobeny stávajícímu terénu. Osa montážní plošiny byla

rovnoběžná s osou mostu, ale odsunuta o 15,23 metrů, tzn., že NOK byla montována i zasouvána v poloze osa mostu +15,23 m = osa zasouvací dráhy. Montážní plocha NOK byla ve vodorovné. Zabezpečení výškových úrovní bylo řešeno pomocí kotvených štětových nebo záporových stěn. Pro montáž NOK byly na montážních podporách a na dráze osazeny příčníky z válcovaných profilů I 500 . Montážní podpory sestávaly se soustavy sloupků a patek PIŽMO v modulu 2 x 2 m, které byly navzájem spojeny trojúhelníkovými ztužidly Z3(Z4). Zatížení od konstrukce bylo přes nosníky dráhy přenášeno do sloupků pomocí příčných roštových nosníků. Sloupky a patky byly uloženy na silničních panelech. Mostovka byla na stavbu dovezena návěsy rozdělená na 9 částí, vlastní montáž ocelové konstrukce pak probíhala za pomoci jeřábu o nosnosti 200 t. Po montáži ocelové konstrukce a po provedení protikorozní ochrany byla na mostovku aplikována stříkaná vodotěsná izolace.

Před zahájením druhé dlouhodobé výluky byla též zbudována zavážecí dráha. Byla tvořena soustavou podpěr stejné konstrukce jako montážní plošina.

Obr.3 Bednění opěr

Obr.4 Montáž nové ocelové konstrukce

Fáze 3 – 15-ti denní železniční výluka

Po zahájení výluky byl postupně demontován železniční svršek na mostě a na mostních provizoriích a současně snesena mostní provizoria pomocí železničního jeřábu GEK 80. Následovala demontáž stávající ocelové konstrukce. Původní návrh snesení SOK počítal s jejím podepřením ve třetinách rozpětí a s rozpálením konstrukce na tři díly, které by pak byly sneseny dvěma silničními jeřáby o nosnosti 200 – 300 tun. Vzhledem ke značné frekvenci provozu vozovky pod mostem a snaze o co nejmenší její omezení, byla zvolena technologie bez rozpalování. Stávající ocelová konstrukce o váze 147 t byla snesena vcelku jedním jeřábem o nosnosti 800 t. Tím bylo omezení provozu pod mostem zredukováno na několik krátkých (do 15 minut trvajících) výluk. Pro odstranění závěrných zídek původních opěr, bránících zasunutí nové ocelové konstrukce, byla též z časových důvodů zvolena jiná technologie, než postupné odbourání. Závěrné zídky obou opěr byly v úrovni úložných prahů vodorovně odříznuty diamantovým lanem. Tyto části (o hmotnosti cca 40 tun) byly pak pomocí stejného jeřábu odstraněny ihned po snesení SOK. Celá demontáž (mostní provizoria, stávající ocelová konstrukce a části závěrných zdí) tak trvala necelých 20 hodin.

Podélný zásun NOK, který těsně předcházel zahájení výluky, byl proveden kombinací dvou technologií, zadní část konstrukce byla zasouvána v celé délce zásunu po spojité zavážecí dráze tvořené dvojicí roštových nosníků stavebnice PIŽMO. Přední část překlenula vozovku volným koncem max. délky 12 m na jedné a 16,5 m na druhé straně. Nesymetrie podepření vznikala v důsledku křížení šikmé překážky. Zadní část konstrukce byla v místě ložiskových bloků uložena na lyžinu, která byla uzpůsobena k přesouvání po vkládaných teflonových pásech; zajišťovala boční vedení a umožňovala přenos síly hydraulických lisů do konstrukce při tlačení. Přední volná

část konstrukce byla přesouvána po vlastní dolní pásnici přes provizorní bárky stavebnice pižmo, kde hlavy bárek byly osazeny kluznými bloky s teflonovou výstelkou. Kluzné bloky byly uzpůsobeny tak, aby se kyvně přizpůsobily geometrii dolní pásnice (vliv průhybů a nadvýšení) a bylo tak zajištěno rovnoměrné liniové zatížení v celé délce bloku. Dále byly kluzné bloky osazeny bočním vedením dolní pásnice NOK a jejich konstrukce rovněž umožňovala přizvednutí bloku a tím eliminaci případných nadměrných poklesů v průběhu zásunu.

Obr. 5 Montáž jeřábu pro snesení staré ocelové konstrukce

Příčný zásun NOK byl proveden po demontáži původní konstrukce a to po spojitých drahách tvořených dvojicemi roštových nosníků za pomoci lyžin, umístěných pod ložiskové části NOK, kolmo vzhledem k podélné ose mostu. Při příčném zásunu spočívala konstrukce na místech určených pro ložiska, nebylo proto nutno tento stav zvlášť posuzovat. Po zasunutí NOK do osy byla osazena ložiska na konstrukci mostovky, která poté pomocí lisů byla spuštěna do projektované polohy.

Obr. 6 Podélný výsun NOK

Obr. 7 Pohled na NOK

Následovalo osazení příčných dilatačních závěrů, bednění a betonáž části závěrných zdí a rovnoběžných křídel. Po jejich izolaci byly dokončeny zásypy za opěrami včetně přechodových oblastí. Poté byl zřízen železniční svršek na mostě v obou kolejích a to tak, že kol. č. 1 (stávající) byla napojena ze směru od Tábora a kol. č. 2 (nová, zatím neexistující) byla napojena ze směru od Českých Budějovic. Tato provizorní úprava byla nutná pro provedení zatěžovací zkoušky, která následovala. Jako zatěžovací břemena byly v kol. č. 2 postaveny 3 kolejové jeřáby EDK 300/5 a v kol. č. 1 kolejový jeřáb GEK 80. Po úspěšné zatěžovací zkoušce byla kolej č. 2 na mostě demontována a kolej č. 1 propojena. Po definitivních úpravách žel. svršku a po provedení hlavní prohlídky mostu byl po 15-ti dnech výluky obnoven železniční provoz.

Fáze 4 – Dokončovací práce

Po ukončení výluky byly dobetonovány přechodové zídky u obou kolejí včetně montáže zábradlí, demontována zavážecí dráha a montážní plošina a dokončeny demolice původních opěr. Byly vyjmuty zbytky pažení a dokončeno šikmé svahové křídlo

na táborské straně u kol. č. 2 včetně izolací a zásypů tak, aby mohla být položena nová kolej č. 2. Následovaly terénní úpravy kolem opěr a byly provedeny kamenné obezdívky. Stejně tak byly provedeny opravy poškozených komunikací v okolí stavby. Konečné terénní a sadové úpravy okolí mostu bude možné provést až v klimaticky příhodném období a to i s ohledem na podchod pod tratí, budovaným v těsné blízkosti mostu na českobudějovické straně, v místě zařízení staveniště mostu.

Obr. 8 Pohled na most

Závěr

Při snaze o co nejmenší omezení provozu jak na železniční trati tak i na překonávané komunikaci I/3 se podařilo všem zúčastněným zbudovat dílo, které se bezesporu stane další významnou dominantou města Tábor.

Rekonštrukcia mostných objektov na TEŽ

Ing. Andrej Zitrický

Úvod

Oprava a rekonštrukcia mostov v roku 2005, 2006 a 2007 bola uskutočnená z dôvodu zlepšenia technického stavu železničnej infraštruktúry, pre prechodnosť nových koľajových vozidiel a pre zvýšenie bezpečnosti a plynulosti železničnej dopravy na Tatranských elektrických železniciach (TEŽ) v úseku trate Tatranská Polianka – Vyšné Hágy , Vyšné Hágy – Štrbské Pleso, Starý Smokovec – Tatranská Lomnica.

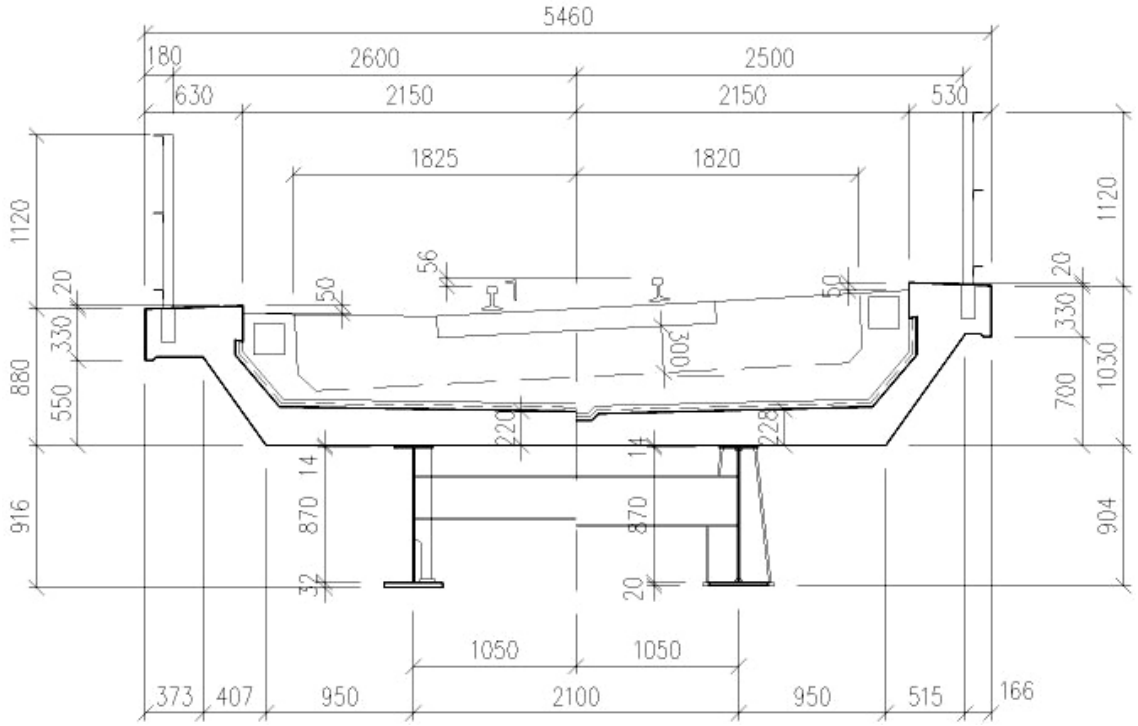
Charakter a druh opravy mostov

Návrh novej konštrukcie mostov, opravy mostov a spôsob realizácie prestavby vyplynul z:

- požadovaného mostného prechodového prierezu,
- požadovaného zaťaženia vlakom,
- konštrukcie mosta s priebežným koľajovým lôžkom,
- nemožnosti prístupu ťažkých koľajových žeriavov,
- prekročenie projektovanej doby životnosti starých mostov,
- možnosť využitia automobilových žeriavov na vyberanie konštrukčných prvkov jestvujúceho mosta a vkladanie konštrukčných prvkov nového mosta,
- využitie mostných provizórií ako aj nasadenie vrtuľníka MI-8.

Druh opravy mostov:

- rekonštrukcia v r. 2005,
- oprava a rekonštrukcia v r. 2006 (dokončenie v r.2007).



Obr. 1 Priečny rez mostnou konštrukciou železobetónovou na oceľových I-nosníkoch v km 17,792, 20,392, 3,952 budovaných v roku 2005

Mosty v roku 2005 (km 17,792, 20,311, 3,706) sú typovo zhodné:

Tvar „vane“ vyplynul z nutných rozmerov koľajového lôžka a z STN 73 6201. Nutná výška koľajového lôžka je uvedená v predpise ŽSR S3 Železničný zvršok. Nutná šírka koľajového lôžka je stanovená na základe šírky koľajového lôžka v šírej trati. V koľajovom lôžku pri rímsach je možné viesť káblové žľaby. Vzdialenosť stĺpikov zábradlia vyplynula z požadovaného mostného prechodového prierezu a zo smerových pomerov trate.

Popis

Spodná stavba mostov pozostáva zo základových pásov; opôr s úložným prahom, záverným múrikom a krátkymi rovnobežnými krídlami a z kolmých svahových krídel. Opory a svahové krídla sú navrhnuté gravitačné betónové s kamenným obkladom viditeľných plôch. Úložné prahy, záverné múriky, krátke krídla opôr a rímsy svahových krídel sú navrhnuté zo železobetónu.

Priebeh výstavby

Oproti technológií v zmysle projektu došlo k zmene. V roku 2005 po kalamitných udalostiach v Tatrách a vzhľadom na požiadavku zníženia rozsahu výluk a prepracovaniu technologického postupu, sa nový TP opieral o využitie mostných provizórií a nepretržité výluky. Tým došlo k racionálnemu využitiu technických, technologických a ľudských kapacít. Využitím mostných provizórií bolo možné prácu rozdeliť do dvoch etáp výstavby a to na jar a jeseň 2005. Práce prebiehali na všetkých troch mostoch súčasne, tak aby nezasahovali negatívne na cestujúcu verejnosť hlavne počas letnej turistickej sezóny.

Priebeh výstavby bol rozdelený do dvoch etáp.

Etapa A:

- vybudovanie provizórnej príjazdovej komunikácie,
- vybudovanie spevnenej manipulačnej plochy,
- vybudovanie ohrádzok stavebných jám zo strany toku, demontáž železničného zvršku,
- výkop pre uloženie opôr mostného provizória a osadenie medziľahlej opory MP,
- osadenie a montáž mostného provizória 6 ks MP na troch mostoch,
- demontáž dvoch trakčných stožiarov, vybúranie ich základov,
- zemné práce, búracie práce,
- vybudovanie základov pre trakčné stožiare v pôvodnej polohe a ich osadenie,
- betonáž nových základov.

Etapa B:

- betonáž opôr, krídel,
- spätné zásypy,
- demontáž 6 ks MP,
- osadenie novej nosnej konštrukcie mosta – spriahnutie,
- zriadenie nového železničného zvršku s priebežným koľajovým lôžkom,
- osadenie a nátery zábradlia,
- úprava terénu do pôvodného stavu.

Mosty v roku 2006 (km 28,760, 28,560, 27,285, 23,194) sú typovo odlišné. Technické dáta o mostoch realizovaných počas opráv a rekonštrukcie sú zrejme z obrázkov. Priebeh výstavby bol znovu rozdelený do dvoch etáp.

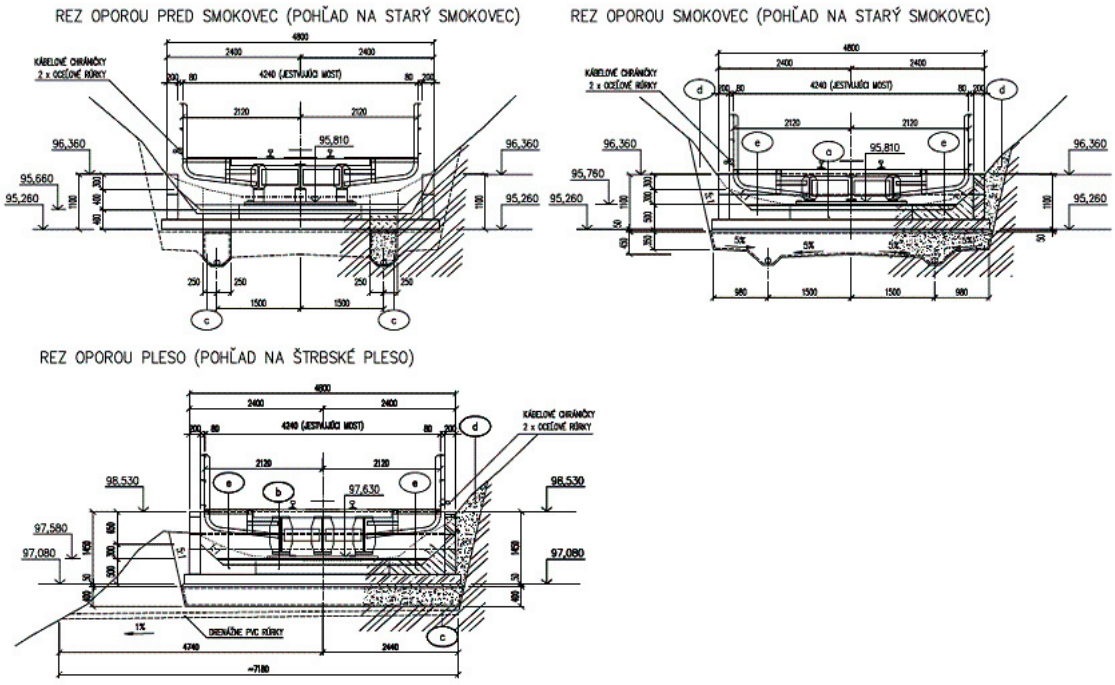
Etapa A:

Most km 28,760:

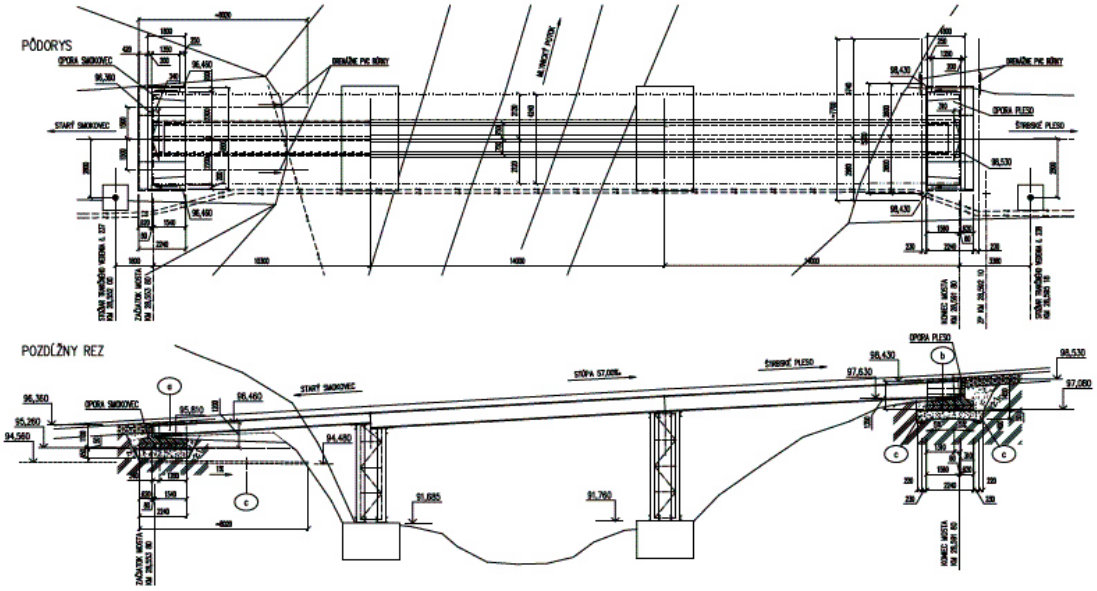
- demontáž železničného zvršku, prídržnej koľajnice a štrkového lôžka,
- betónové vyspravky poškodených častí,
- oprava odvodňovačov,
- montáž geotextílie a fatrafólie,
- betonáž ochrannej vrstvy izolácie,
- montáž železničného zvršku,
- prídržnej koľajnice a štrkového lôžka.

Most km 28,560:

- demontáž trakčného vedenia,
- demontáž železničného zvršku, prídržnej koľajnice,
- demontáž provizorného dreveného nevyhovujúcého uloženia za trvalé železobetónové s úložným prahom aj so závernými múrikmi autožeriavom na strane Štrbského Plesa a vrtuľníkom MI-8 na druhej opore a to z dôvodu neprístupného terénu z jedného hľadiska a z druhého hľadiska zo strany efektívnosti a ekonomickosti,
- montáž železničného zvršku a prídržnej koľajnice,
- montáž trakčného vedenia.



Obr. 2 Priečny rez mosta na TEŽ v úseku V. Hágy - Š. Pleso km 28,560



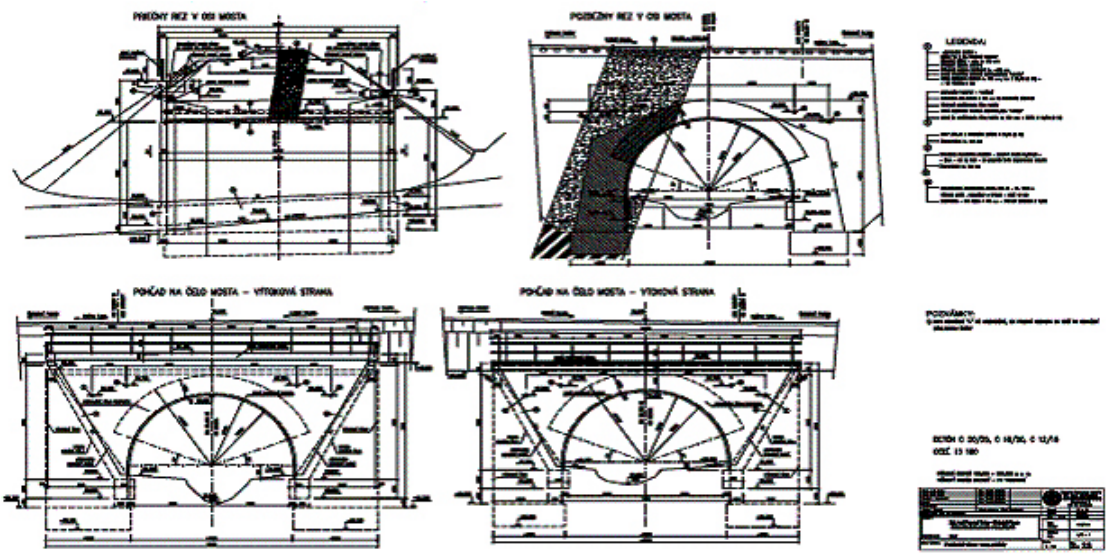
Obr. 3 Pozdĺžny rez mosta na TEŽ v úseku V. Hágy - Š. Pleso km 28,560

Most km 27,285:

- demontáž trakčného vedenia,
- demontáž železničného zvršku, pridržnej koľajnice,
- vybratie starej OK,
- vybúranie starého mosta až po úroveň nových základov,
- vloženie PIŽMA a 2x MP s hornou mostovkou o dĺžke 2x 15 m,
- montáž železničného zvršku a prídržnej koľajnice,
- vybudovanie spodnej stavby základov, opôr, úložných prahov, záverných múrikov ako aj krídiel mosta počas prevádzky na TEŽ.

Most km 23,194:

Počas prevádzky na TEŽ zosilnenie základov klenby, stiahnutie klenby kotvami, spevnenie klenby karirohožou a striekaním betónom s rozšírením klenby od základu.



Obr. 4 Rezy mosta na TEŽ v úseku V. Hágy - Š. Pleso km 23,194

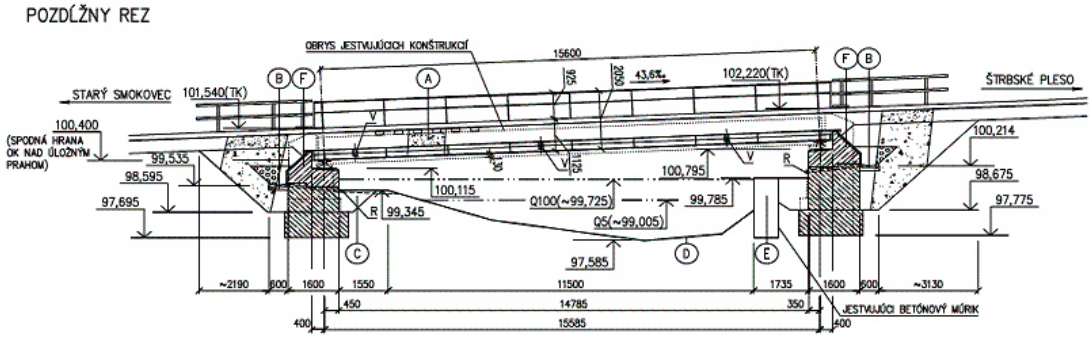
Etapa B:

Most km 28,560:

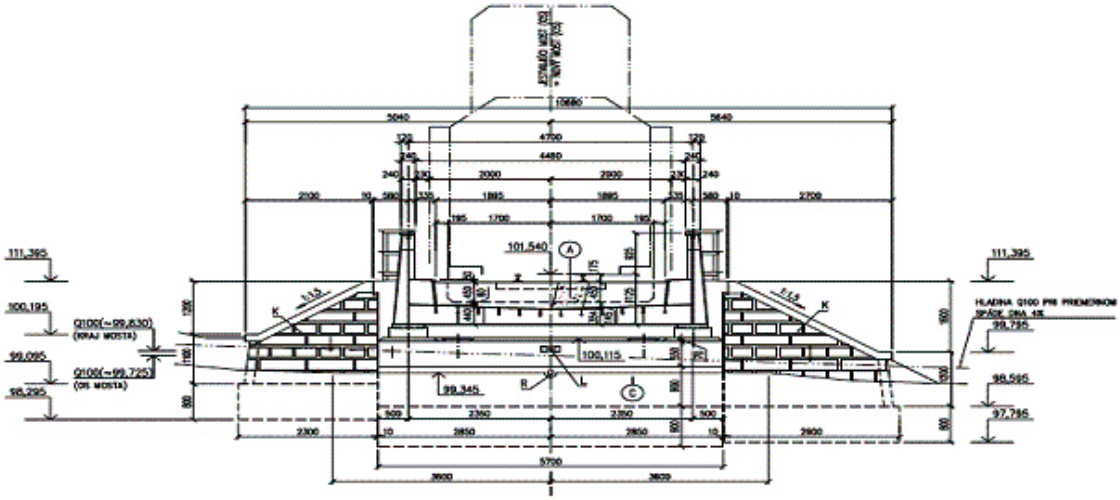
- demontáž železničného zvršku, prídržnej koľajnice,
- demontáž nevyhovujúcich podvalov,
- zdvih nivelety o cca 10 cm na strane Štrbského Plesa na nových mostniciach ich montáž, montáž železničného zvršku a prídržnej koľajnice.

Most km 27,285:

- demontáž trakčného vedenia,
- demontáž železničného zvršku, pridržnej koľajnice,
- vybratie PIŽMA a 2x MP, dobetónovanie záverných múrikov,
- dosýpanie a hutnenie za oporami s vložením geomreže,
- vloženie novej OK na ložiská so zriadením priebežného štrkového lôžka pred a na OK, úprava nivelety koľaje ako aj likvidácia prístupovej cesty zariadenia staveniska s odvozom sute.



Obr. 5 Pozdĺžny rez mosta na TEŽ v úseku V. Hágy - Š. Pleso km 27,285, nová OK a spodná stavba



Obr. 6 Priečny rez mosta na TEŽ v úseku V. Hágy - Š. Pleso km 27,285, nová OK a spodná stavba

Záver

Opravou a rekonštrukciou mostov v roku 2005, 2006 a s dokončovacími prácami v roku 2007 sa ukončila činnosť na obnove mostov na trati TEŽ v úseku Poprad Tatry - Štrbské Pleso. Zostalo málo závad malého rozsahu, ktoré Mostný obvod Košice

odstráni podľa požiadaviek Správcu Železničnej Infraštruktúry. Stavebnou činnosťou ŽSR Mostný obvod Košice postavil štyri nové mosty a tri vo veľkej miere opravil.

Hlavným prínosom týchto opráv je spokojnosť cestujúcich.

Obnova mostov na trati TEŽ si vyžiadala zvládnutie aj nepredvídaných podmienok v horskom teréne. Celý priebeh výstavby by sme mohli charakterizovať ako efektívne využitie ľudského, technologického a technického potenciálu.

Pri tejto príležitosti by som chcel poďakovať všetkým zúčastneným železničným aj mimo železničným zložkám, ktoré sa spolu s nami podieľali na tejto - verím, že vydarenej - realizácii na oprave a rekonštrukcii mostov prezentujúcej schopnosť ŽSR Mostného obvodu Košice zabezpečiť prevádzku dopravnej cesty.

Mosty na vysokorychlostní trase Nürnberg – Ingolstadt

Dr.-Ing. Richard Buba, Dipl.-Ing. Matthias Scholz, SSF München

Mosty na vysokorychlostních tratích s pevnou jízdní dráhou musí splňovat některé specifické požadavky. V příspěvku jsou tyto požadavky ilustrovány na příkladech mostů na vysokorychlostní trase Nürnberg - Ingolstadt. Tato trať je navržena pro maximální rychlost 300 km/h. Je vedena novou trasou dlouhou 77,4 km. Trať byla stavěna v letech 1998 - 2005 a nachází se na ní 9 tunelů a 54 mostů.

Úvod

Vysokorychlostní trať mezi Nürnbergem a Ingolstadtem je určena pro rychlost 300 km/h a byla uvedena do provozu před MS v kopané v roce 2006. Trať je vedena novou trasou mimo stávající železniční síť. Je dlouhá 77,4 km a vede souběžně s dálnicí A9, aby se minimalizovaly zásahy do krajiny. Z důvodů vysoké přesnosti a snížení nákladů na údržbu je trať postavena na pevné jízdní dráze (PJD), přičemž byly použity dva různé systémy. V jižním úseku je aplikovaná pevná jízdní dráha typu Rheda 2000, v severním úseku systém Bögl. Kvůli souběžnému vedení s trasou dálnice je na trati je 9 tunelů o celkové délce 27 km a 54 mostů.

Inženýrská kancelář SSF byla generálním projektantem severního úseku délky 35,0 km. Stavbu provádělo sdružení Bilfiger Berger a Max Bögl. V severním úseku se nachází následující inženýrské stavby:

- 2 tunely: Gögelsbuch - 2287 m, nová rakouská tunelovací metoda a Offenbau - 1331 m, výstavba metodou „želva“ (Deckelbauweise) s přetlakem vzduchu,
- 4140 m pevné jízdní dráhy na pilotách (z důvodu velmi složitých geologických podmínek),
- 32 železničních mostů,
- 22 silničních mostů.

Obr. 1 Most přes Main-Donau-Kanal

Konstrukční řešení mostů v severním úseku

Většinu mostů (30) tvoří krátké mosty s délkou do 35 m. Všechny tyto mosty byly navrženy jako železobetonové rámy. Rámové konstrukce mají oproti prostě podepřeným nosníkům řadu výhod: menší průhyby v poli a pootočení na opěrách, lepší

dynamické vlastnosti, možnost značných šikmostí (do 30°), nízké náklady na údržbu a nižší pořizovací náklady.

Dva dlouhé mosty jsou řešeny jako spojité nosníky z předpjatého betonu. Most přes Main-Donau-Kanal (30 m + 80,9 m + 30 m) je monolitický komorový nosník postavený letmou betonáží (obr. 1, 2 a 6a). Most Schwarzachbrücke (30 m + 44 m + 30 m) je deskový betonovaný na pevné skruži.

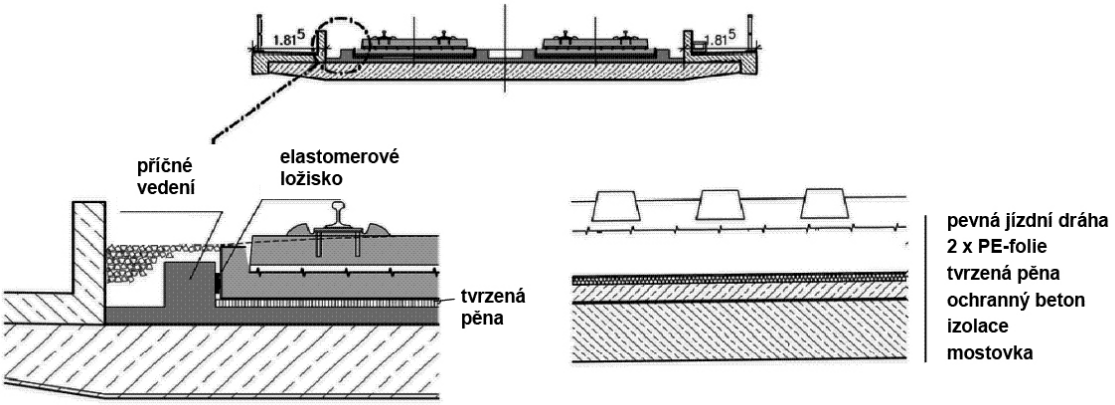
Obr. 2 Most přes Main-Donau-Kanal během stavby

Specifické požadavky na mosty vysokorychlostních tras

Mosty na vysokorychlostních tratích s pevnou jízdní dráhou (PJD) musí oproti běžným železničním mostům splňovat řadu specifických požadavků. Některé z nich jsou zmíněny v následujících odstavcích.

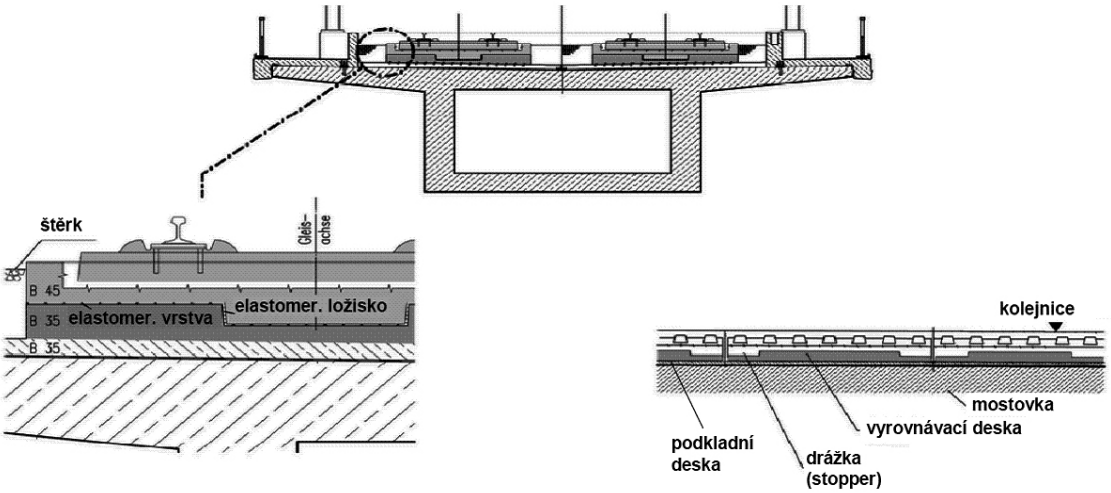
- Konstrukční řešení pevné jízdní dráhy na mostech

Při konstrukčním řešení PJD na mostech se rozlišuje mezi krátkými a dlouhými mosty. U krátkých mostů (do 25 m, u rámů možno více) s jednoduchou opěrou bez revizní komory se aplikuje zjednodušená pevná jízdní dráha podobně jako na železničním tělese. PJD probíhá přes most bez přerušení mostním závěrem. Za účelem zajištění stejné elasticity jako mimo most se pod PJD umisťuje elastická vrstva z tvrzené pěny. K zamezení přenosu podélných sil je PJD uložena na kluzné ploše tvořené polyetylenovou folií (obr. 3).



Obr. 3 Typické řešení pevné jízdní dráhy na krátkých mostech (< 25 m)

U dlouhých mostů (nad 25 m) se užívá speciální provedení pevné jízdní dráhy (obr. 4). Na koncích mostů jsou v PJD spáry umožňující dilatační posuny. Pevná jízdní dráha musí být s mostem spojena tak, aby byl zajištěn přenos podélných a příčných sil z PJD do mostovky. Na izolaci mostovky je vybetonována železobetonová podkladní deska (Tragplatte) konstantní tloušťky 11 cm, která je pomocí průběžné výztuže monoliticky spojená s římsou. Na této podkladní desce se následně zhotoví vyrovnávací betonová deska (Betonhöcker) s proměnnou tloušťkou kopírující niveletu trasy. Vyrovnávací deska je smykově spojena s podkladní deskou. Horní povrch vyrovnávací desky je opatřen drážkami o rozměrech 1,0 x 0,7 m. Na vyrovnávací desku se pokládá deska pevné jízdní dráhy (u systému Bögl prefabrikovaná), která má v dolní části tzv. stopper, což je prohloubení o rozměrech odpovídajících drážce ve vyrovnávací desce (obr.5). Mezi vyrovnávací vrstvou a PJD je umístěna elastická vrstva tloušťky 1-2 mm, po stranách stopperu jsou elastomerová ložiska, která musí být permanentně stlačená. Podélné síly jsou přenášeny ze stopperu do vyrovnávací desky a přes podkladní desku do římsy a odtud do mostovky. Izolace mostu není perforována výztuží.



Obr. 4 Typické řešení pevné jízdní dráhy na dlouhých mostech (> 25 m)

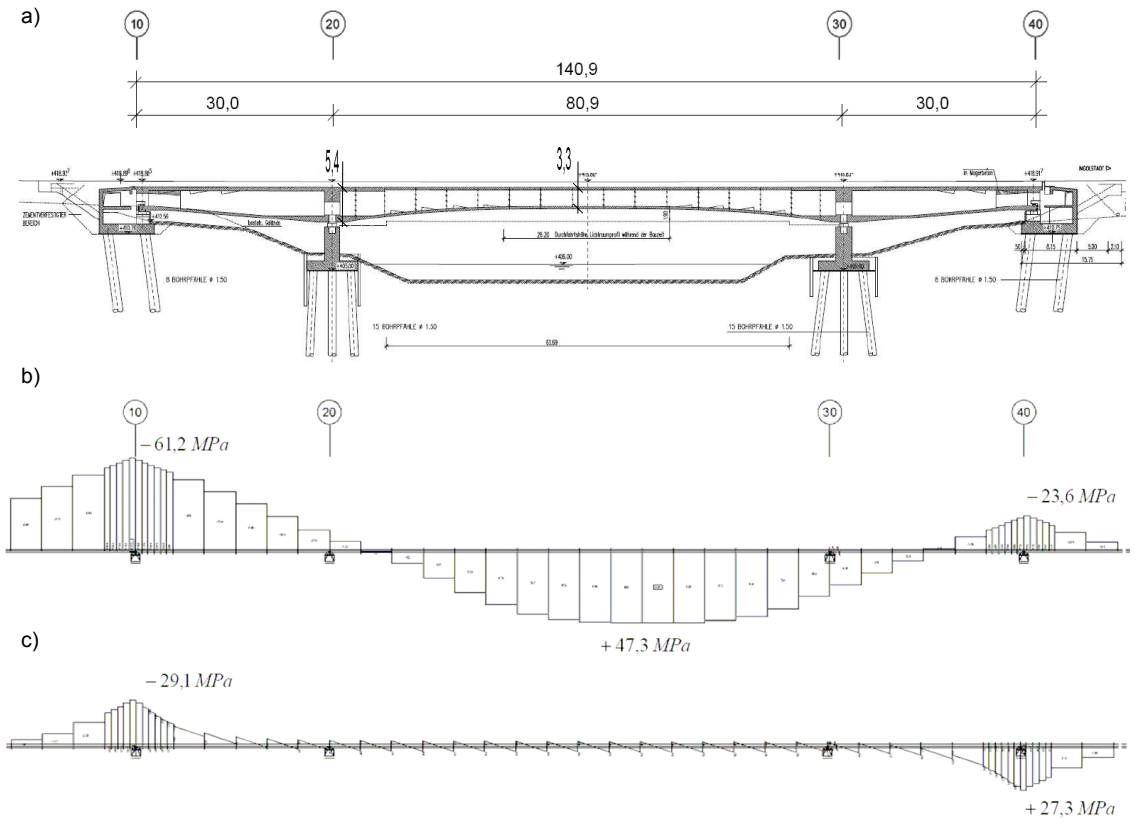
Obr. 5 Montáž pevné jízdní dráhy na mostě Schwarzachtalbrücke

- Zajištění stejnoměrného sedání

Při návrhu mostů s pevnou jízdní dráhou je nutno zajistit stejnoměrné sedání mostu a přilehlého násypu, aby se minimalizovaly rozdílná sedání po položení PJD. Následná rektifikace je možná pouze v místech uchycení kolejnice volbou tloušťky elastické podložky a pohybuje se v rozmezí +26 mm a -4 mm. Proto je nutno věnovat velkou pozornost realistickému výpočtu sedání a případně učinit opatření vedoucí k jeho snížení (výměna zeminy) nebo urychlení (vertikální drény).

- Posouzení napětí v kolejnici od podélných sil

Vlivem teplotního rozdílu mezi mostem a kolejnicemi, vlivem dotvarování, smršťování a brzdných sil vlaku vznikají v kolejnici přídavná napětí. Tato napětí se koncentrují bezprostředně za opěrou mostu. Maximální dovolená napětí od horizontálních sil činí u kolejnice na štěrkovém loži 92 MPa v tahu a 72 MPa v tlaku. Nižší dovolená tlaková napětí zohledňují stabilitu koleje a možné riziko jejího příčného vybočení. U PJD jsou maximální tlaková napětí v kolejnici 92 MPa, jelikož PJD je oproti koleji s pražci mnohem tužší a k jejímu bočnímu vybočení nemůže dojít. Tím jsou u mostů s PJD možné delší dilatační úseky než u mostů s klasickým štěrkovým ložem, u nichž činí běžná dilatační délka asi 80 m (bez dilatace kolejnic), přičemž výpočet napětí v kolejnici se zpravidla neprovádí. Jelikož jsou dilatace kolejnic nákladné a náročné na údržbu, byly všechny mosty navrženy tak, aby dilatace kolejnic nebyla nutná. U mostu přes Main-Donau-Kanal toho bylo docíleno umístěním pevného ložiska v ose 30 a explicitním výpočtem napětí v kolejnici od podélných sil. Jedná se o nelineární výpočet, který byl proveden na základě tehdejší drážní normy DS 804 a který je nyní v nezměněné podobě součástí EC 1, část 2. Výsledky výpočtu jsou znázorněny na obr. 6.

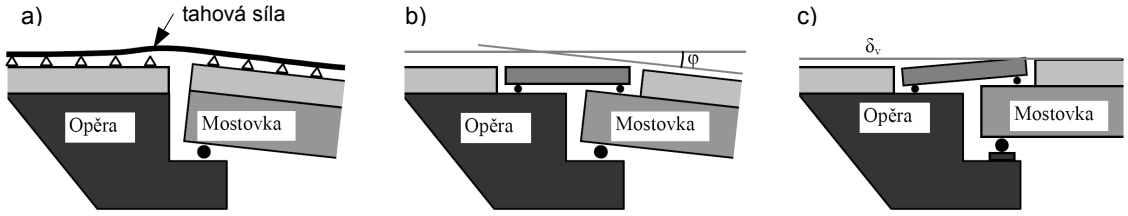


Obr. 6 Most přes Main-Donau-Kanal, a) Podélný řez, b) Napětí v kolejnici od teplotního rozdílu $\Delta T=30°C$, c) Napětí v kolejnici od brzdných sil (LM 71)

- Posouzení sil v uložení kolejnice

Vlivem pootočení mostovky resp. nerovnoměrného sedání dochází v místě uložení kolejnice na opěře k tahovým silám (viz. obr. 7a). Velikost této síly závisí na úhlu pootočení φ, přesahu mostovky za osu ložiska, šířce dilatační spáry a také na míře pružnosti uložení kolejnic. Maximální dovolená tahová síla činí u běžných uložení 12 kN. Pokud je tato síla překročena, je nutno navrhnout přechodovou konstrukci redukující namáhání uložení kolejnic v přechodové oblasti (obr. 7b, c).

U rámových mostů jsou tahové síly v uložení většinou velmi malé a nečiní výraznější problémy. Díky vhodnému umístění ložisek a redukci šířky dilatační spáry nebylo nutné ani u jednoho z obou zmíněných dlouhých mostů přechodovou konstrukci PJD aplikovat.



Obr. 7a) Tahové síly v uložení kolejnice na opěře, b+c) Přechodová konstrukce pevné jízdní dráhy

- Dynamický výpočet

V rámci dynamického výpočtu bylo nutné prokázat, že nedojde ke ztrátě kontaktu mezi kolem a kolejnicí. Kriteriem je omezení svislého zrychlení mostovky na ±5 m/s² u PJD resp. ±3,5 m/s² u štěrkového lože (dle drážní normy DS 804). Výpočet byl proveden pro všechny řady vlaků ICE pro rychlosti od 120 km/h do 300 km/h v krocích po 10 km/h.

Dalším požadavkem je zajištění komfortu cestujících, přičemž vertikální zrychlení ve voze by nemělo přesáhnout ±1,0 m/s². Dodržení tohoto kritéria nezáleží pouze na konstrukci mostu a svršku, nýbrž i na odpružení vozu, které je obtížné modelovat. Proto se posouzení provádí zjednodušeně omezením průhybu (δ) mostu v závislosti na jeho rozpětí L a rychlosti vlaku. Pro v = 300 km/h musí poměr L / δ dosahovat minimálních hodnot 1300-2300. Toto kritérium se stalo součástí EC 1, část 2.

- Protihlukové stěny na mostech

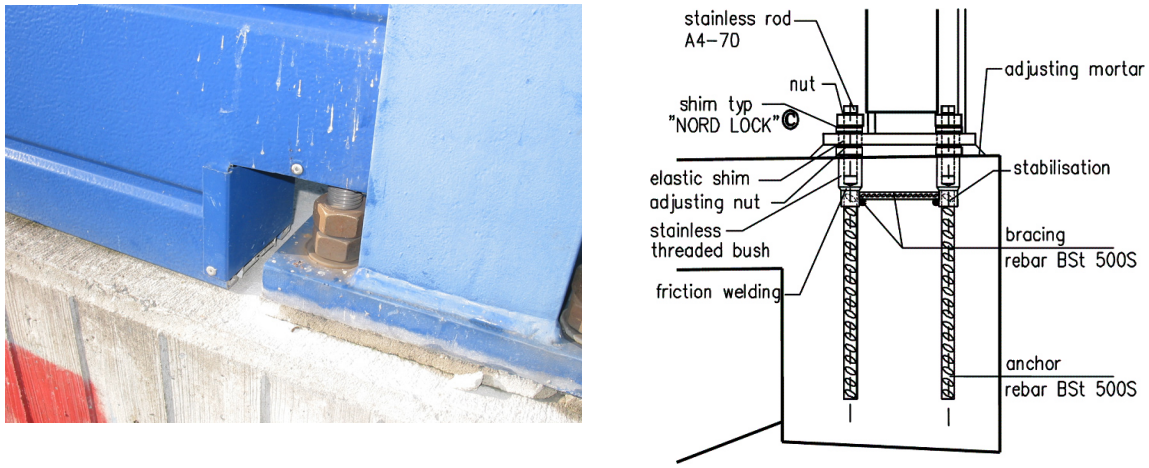
Konstrukci protihlukových stěn na vysokorychlostních tratích je třeba věnovat velkou pozornost. Na vysokorychlostní trase Köln - Frankfurt je po 5 letech provozu nutno sanovat všechny protihlukové stěny! Příčinou poruch je dynamické zatížení větrem vznikajícím při průjezdu vlaku, které nebylo při návrhu dostatečně zohledněno. Kotvení stěn na mostě bylo běžně zajištěno kotvícím tělesem zabetonovaným do římsy, ke kterému se přišrouboval sloup stěny pomocí nerezových čepů, matky a kontramatky (obr. 8a). Jelikož tento spoj nebyl předpjatý, docházelo k postupnému uvolňování a ztrátě matek.

Při zjištění problémů na trase Köln - Frankfurt byly některé mosty na trase Nürnberg - Ingolstadt již hotové. U těchto mostů se kontramatka nahradila podložkou Nord-lock© (obr. 8b) Toto řešení se prozatím osvědčuje. U mostů, jejichž římsy ještě nebyly hotovy, se použily pozinkované vysokopevnostní předpjaté šrouby procházející skrz celou římsu (obr. 9).

Dynamické zatížení větrem od průjezdu vlaku způsobuje značné únavové namáhání konstrukce stěn. Proto je nutné navrhnout konstrukci pokud možno bez nepříznivých únavových vrubů. Například koutový svar mezi sloupem a podkladním plechem (obr.

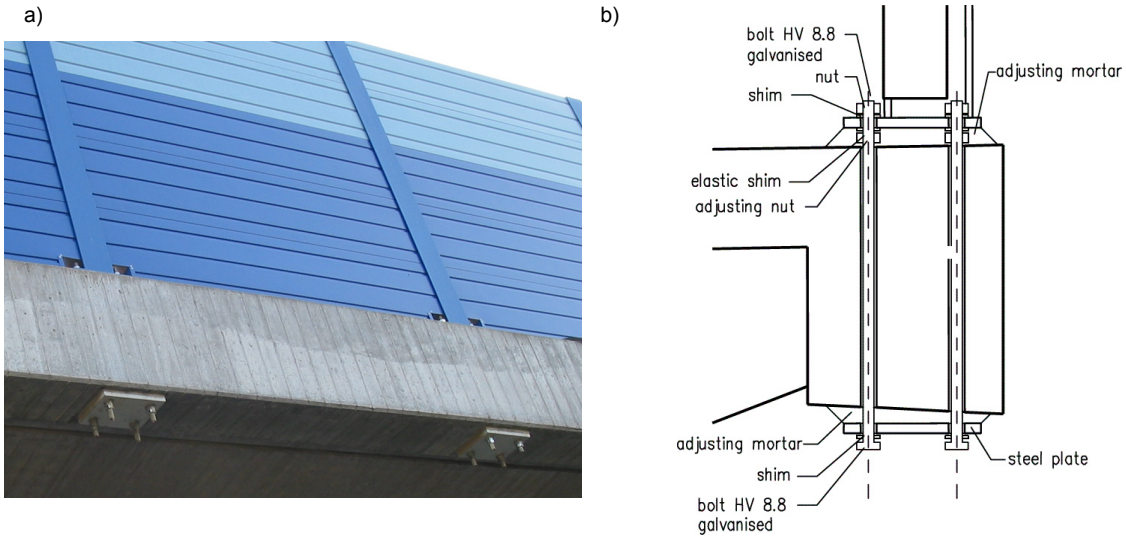
8a) (třída vrubu 36*) používaný na trati Köln - Frankfurt byl na trati Nürnberg – Ingolstadt nahrazen tupým svarem s třídou vrubu 80.

a) b)



Obr. 8 Ukotvení protihlukových stěn se zabetonovaným kotvícím košem, a) staré řešení s kontramatkou, b) příčný řez novým řešením s podložkou Nord-lock©

a) b)



Obr. 9 Ukotvení protihlukových stěn pomocí předpjatých šroubů procházejících skrz římsu, a) příklad protihlukové stěny, b) schématický příčný řez

Během 1,5-letého provozu se na vysokorychlostní trati Nürnberg - Ingolstadt nevyskytly závažnější problémy.

Literatura

[1] DS 804: Vorschrift für Eisenbahnbrücken und sonstige Ingenieurbauwerke, Deutsche Bundesbahn, 2000 (nahrazeno normou Ril.804, 2003)

[2] Eurocode 1 – Actions on structures – Part 2: Traffic loads on bridges, 2004

Rekonstrukce mostu v km 9,118 tr. Poříčany – Nymburk

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

V průběhu roku 2007 byla uskutečněna rekonstrukce železničního mostu v km 9,118 na trati Poříčany – Nymburk město. Most se nachází u obce Sadská, převádí jednokolejnou trať přes říčku Výrovku a její inundační území. Dva staré kovové mosty s prvkovými mostovkami byly nahrazeny novou spojitou deskovou konstrukcí se zabetonovanými nosníky.

Stav mostu před rekonstrukcí

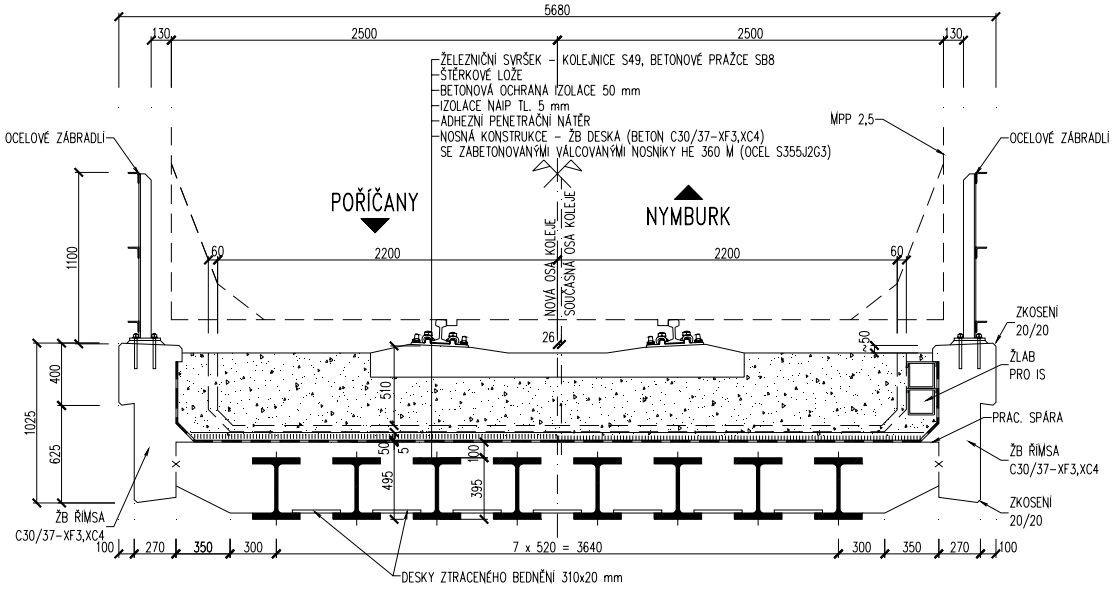
Mostní konstrukce pocházely z let 1883 a 1896, byly vyrobeny ze svářkového železa, v roce 1955 byly zesilovány. Na mostě byl nevyhovující MPP, do mostního průjezdného průřezu zasahovaly horní pásnice hlavních nosníků ve vzdálenosti jen 2,14 m. Všechny kovové prvky byly napadeny korozí, některé prvky (pásnice podélníků, pasové úhelníky hlavních nosníků) byly prasklé. U pilíře bylo vypadané spárování a rozrušené obetonování ložisek.

Obr. 1 Původní konstrukce

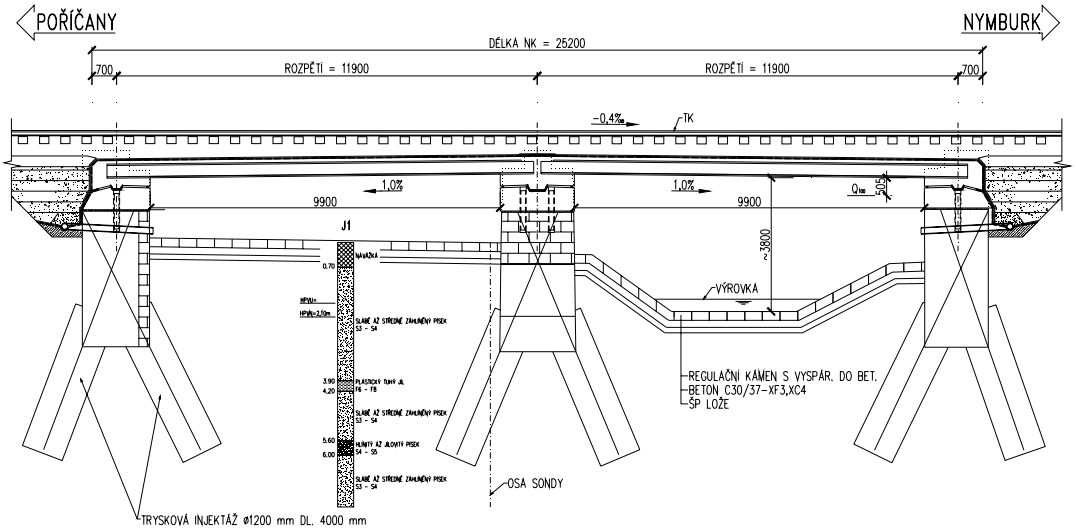
Návrh rekonstrukce

Byla navržena nová nosná konstrukce s průběžným kolejovým ložem na sanované a upravené spodní stavbě posílené sloupy tryskové injektáže. Světlá šířka mostního otvoru zůstala beze změny. Světlá výška byla snížena z důvodu nové NK s průběžným kolejovým ložem. Na základě hydrotechnického výpočtu stoleté vody v říčce Výrovka je snížení dolní hrany NK pro stoleté průtoky bezpečné. Výšková úprava nivelety tratě byla navržena +cca 150 mm v místě mostu. Vyšší zdvih by si vyžádal neúměrný zásah do železničního svršku. Trať v místě mostu klesá ve sklonu 0,04 %.

- statická soustava: spojitý nosník o dvou polích,
- délka přemostění: 21,90 m,
- rozpětí: 2x 11,90 m,
- stavební výška: 1,060 – 1,163 m,
- šikmost mostu: 90,0°,
- šířka mostu: 5,68 m,
- volná výška nad normální hladinou: cca 3,4 m,
- rezerva nad Q_{100}: 0,505 m,
- návrhové zatížení: zatěžovací schéma vlaku ČD Z.



Obr. 2 Nový stav - příčný řez v poli



Obr. 3 Nový stav - podélný řez

Prostorové uspořádání

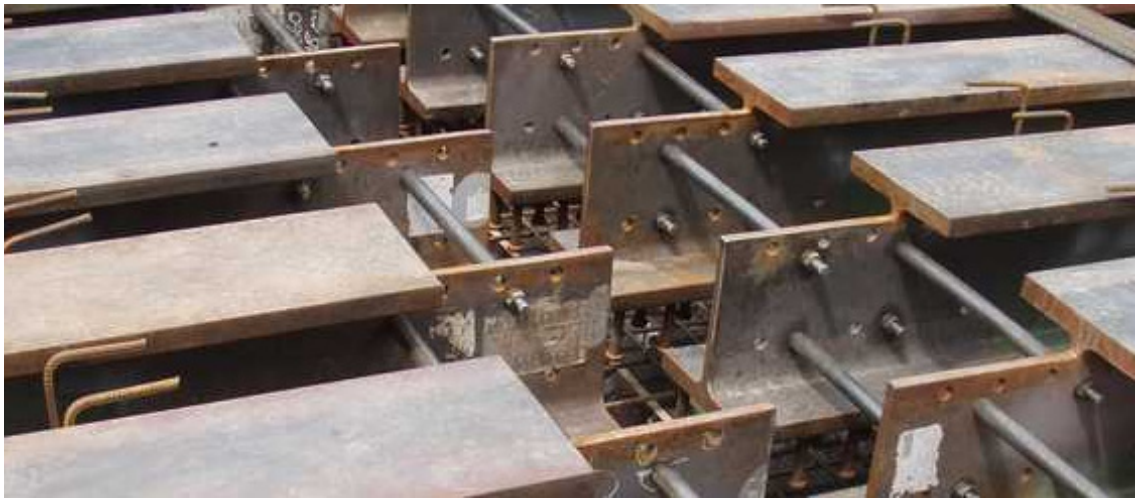
Most se nachází v široké trati a v přímé, byl zde navržen MPP 2,5. Pod mostem teče říčka Výrovka ve druhém otvoru a v prvním otvoru se nachází volný prostor inundace.

Nosná konstrukce

Byla navržena desková nosná spojitá konstrukce o 2 polích s průběžným kolejovým ložem ze zabetonovaných nosníků. Nosnou konstrukci mostu tvoří 2x 8 ks válcovaných nosníků HE360M (ocel S355 J2G3) se šířkou kolejového lože 4,860 m. Do stěn každého nosníku byly vyvrtány otvory pro průchod měkké výztuže a pro distanční rozpěrky. Z důvodů omezení a zjednodušení prací na stavbě nebyly ocelové nosníky navrženy jako spojité, uprostřed nad pilířem svařované, ale jen jako prosté nosníky. Působení celé konstrukce jako spojitého nosníku je dosaženo zmonolitněním se ŽB příčníkem, který je u horního povrchu vyztužen třemi vrstvami měkké výztuže. Ocelové

nosníky jsou v oblasti nad pilířem opatřeny na dolních pásnicích spřahovacími trny a příčnou výztuží procházející horní i dolní částí stojin. Střední příčník byl vybetonován ze samozhutnitelného betonu.

Konstrukce mostu byla řešena jako prutová rámová konstrukce, dimenzování bylo provedeno ve smyslu MVL 511, nad podporou byla konstrukce posouzena jako železobetonová.



Obr. 4 Ocelové nosníky v oblasti nad pilířem

NK je uložena pomocí úložných ozubů příčníků na nové úložné prahy, působí částečně jako rozpěráková konstrukce. Byla vytvořena v podélném střechovitém spádu 1,0% směrem od pilíře k opěrám – tzn., že konstrukční výška je po délce totožná, a to 495 mm. Monolitické římsy tvoří bok kolejového lože a jsou ve třetinách polí a nad pilířem dilatačně rozděleny svislými spárami. Nová nosná konstrukce byla vyrobena jako staveništní prefabrikát, montovaný a betonovaný na pracovní ploše vedle mostu. Osazení nosné konstrukce se uskutečnilo příčným zásunem po zavážecích drahách. Hmotnost zasouvané desky s římsami a izolačním souvrstvím byla cca 240 t.

Izolace a odvodnění nosné konstrukce

Na mostovce je aplikovaná celoplošná hydroizolace z natavovacích asfaltových pásů tl. 5 mm s tvrdou ochranou z betonu tl. 50 mm. Odvodnění NK bylo, vzhledem k malému povodí, navrženo svedením vody pomocí střechovitého sklonu NK za ruby opěr do příčných drenáží, které jsou vyvedeny na povrch před opěry.

Zakládání

Opěry mostu i základ středního pilíře jsou založeny na slabě zahliněných píscích až hlinitých píscích, které lze považovat za středně ulehlé. Posouzením obou opěr a pilíře na nové zatížení bylo zjištěno, že napětí pod stávajícími plošnými základy opěr převyšují hodnotu výpočtové únosnosti podzákladí. Základy pilíře a opěr byly podchyceny pomocí sloupů tryskové injektáže. Metodou tryskové injektáže se v podzákladí vytvořily sloupy zpevněné zeminy, průměr sloupů je 120 cm.

Pod "poříčanskou" opěrou a středním pilířem bylo navrženo šest sloupů, které jsou uspořádány ve dvou řadách při podélných stranách základu. "Nymburská" opěra je podchycena 7 sloupy. Tři sloupy jsou situovány podél lícové hrany základu a 4 podél rubové. Délka sloupů je 4 m, 3,5 m pod základovou spáru a 0,5 m do opěry, resp. pilíře. Sloupy TI a vrty pro TI jsou v průchodu tělesem pilíře a opěr vyztuženy 2 pruty ϕR32 dl. 7,5 m. Výztuž byla vložena do čerstvě vytryskaného sloupu.

Obr. 5 Vrtání otvoru pro TI skrz zdivo pilíře přímo z původní ocelové konstrukce ve výluce

Obr. 6 Prefabrikáty úložných prahů osazeny na staré spodní stavbě

Spodní stavba

Na spodní stavbě byly do dané úrovně ubourány kamenné a betonové části opěr a pilíře. Odbouraný povrch byl vyrovnán cementovou podkladní vrstvou pro uložení železobetonových prefabrikovaných úložných prahů pomocí jeřábu (hmotnost prefabrikátu byla max. 18,6 t). Každý z prefabrikátů je s původním zdivem spřažen ocelovými TR114x14-1000 zapuštěnými do otvorů a zalitých plastmaltou.

Původní kamenné zdivo bylo očištěno a přespárováno. Šikmá křídla, ubouraná do stejné úrovně jako úložné prahy, byla opětovně dozděna původním kamenem a opatřena ŽB římsami. Rovnoběžná křídla tvoří prefabrikované úhlové zdi.

Postup rekonstrukce

Práce prováděné za železničního provozu před výlukou

- zařízení staveniště a přístupové cesty, zřízení most. proviz. přes koryto potoka,
- výstavba pomocných podpěrných konstrukcí (PP),
- osazení ocelových nosníků na PP a montáž ocelového roštu,
- betonáž úložných prefabrikovaných prahů,
- betonáž desky se ZBN,
- betonáž říms, izolace žlabu KL.

Nepřetržitá výluka (v projektu uvažováno 16 dní, nakonec byla výluka prodloužena v souladu s výlukou pro zvedáním mostu přes Labe v Nymburce na stejné trati na 21 dní)

- snesení žel. svršku,
- sanace spodní stavby tryskovou injektáží,
- odstranění současné OK,
- odbourání horní částí opěr,
- osazení a přikotvení nových úložných prahů,
- příčný přesun NK a uložení do ozubu,
- osazení úhlových zdí, provedení příčných drenáží na předmostí,
- zřízení přechodových oblastí,
- nové štěrkové lože a montáž železničního svršku, osazení zábradlí,
- hlavní prohlídka.

Práce prováděné po nepřetržité výluce

- definitivní přeložka metalických kabelů SZT,
- hloubkové spárování zdiva,
- očištění povrchu a jeho konzervace,
- odláždění koryta a terénní úpravy,
- uvedení okolí do původního stavu.

Obr. 7 NK před vyzdvihnutím na přesouvací dráhu

Závěr

Výstavba nosných konstrukcí s využitím zabetonovaných nosníků je na našich tratích velmi častá. Výhodou těchto mostů je jejich robustnost, stlačená stavební výška a nízké náklady na údržbu. Při této konkrétní rekonstrukci byla nahrazena konstrukce s dolní prvkovou mostovkou za most s průběžným kolejovým ložem při zdvihu nivelety jen 150 mm.

Realizace mostu prokázala jednoduchost i hospodárnost řešení obzvláště při použití typizovaných válcovaných nosníků, jejichž drobná úprava ve formě vrtání, nastřelení spřahovacích trnů resp. odpálení části horní pásnice nevyžaduje výrobu specializované mostárny ani montáž odborné montážní organizace.

Koncepce řešení byla vypracována firmou TOPCON servis s.r.o., stavbu mostu provedla pro investora SŽDC, s.o., Stavební správu Praha firma Chládek a Tintěra, Pardubice a.s..

Obr. 8, 9 Most po rekonstrukci

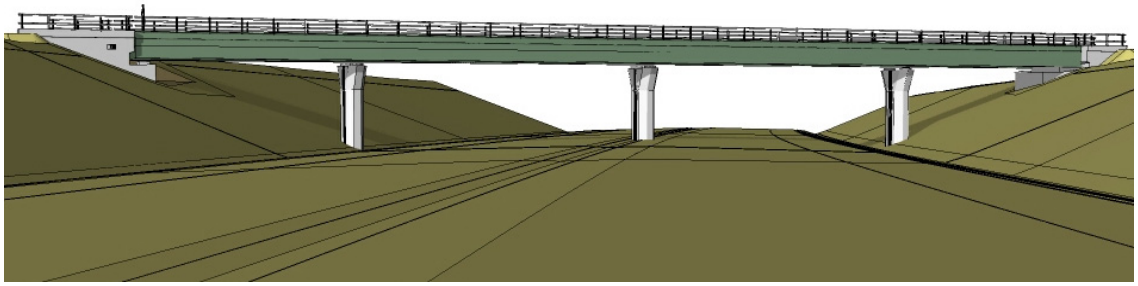
Most na žel. trati Studénka Bílovec přes dálnici D47

Ing. Pavel Kolenčík, Ing. Pavel Sliwka, Stráský, Hustý a partneři s.r.o.

Ing. Zdeňka Jabůrková, JR servis, s.r.o.

Ing. František Mašek, Skanska DS, a.s.

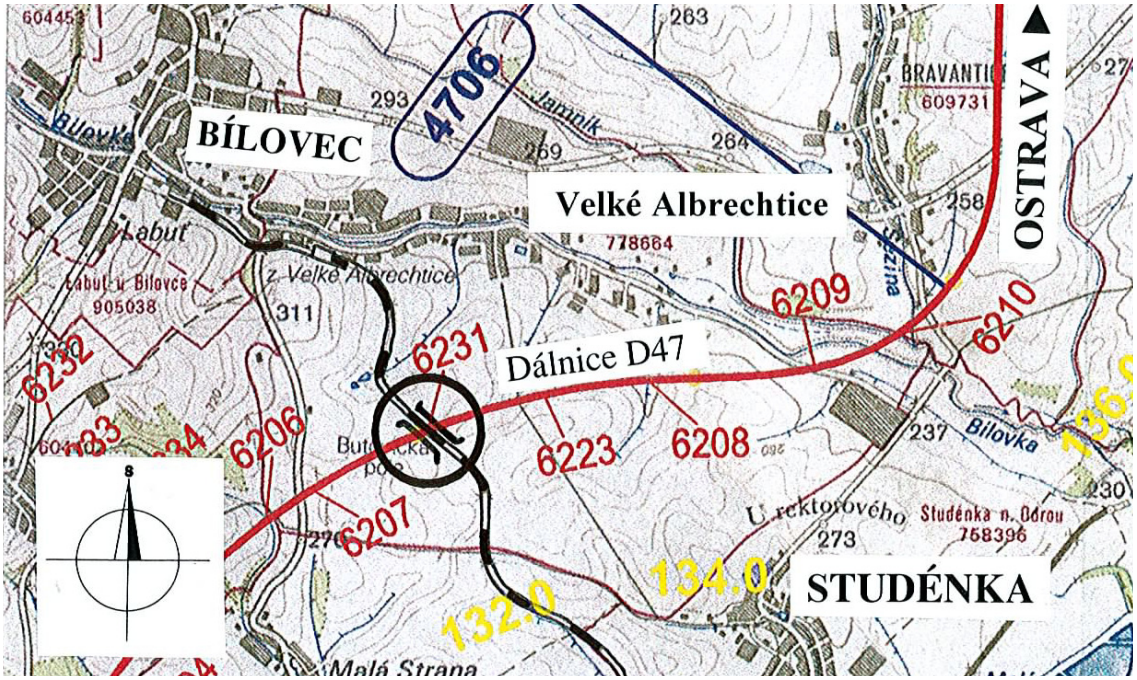
Koncem roku 2007 byl uveden do provozu most, který byl vybudován v rámci výstavby dálnice D47 v úseku Hladké Životice - Bílovec. Most převádí jednokolejnou železniční trať Studénka - Bílovec přes hluboký zářez dálnice. Je navržen jako spojitý nosník o čtyřech polích s rozpětím 14+21+21+14 m s dolní mostovkou a s průběžným kolejovým ložem. Nosná konstrukce je ocelová, spodní stavba je železobetonová. Most je založen na velkoprůměrových železobetonových pilotách.



Obr. 1 Perspektivní pohled

Umístění

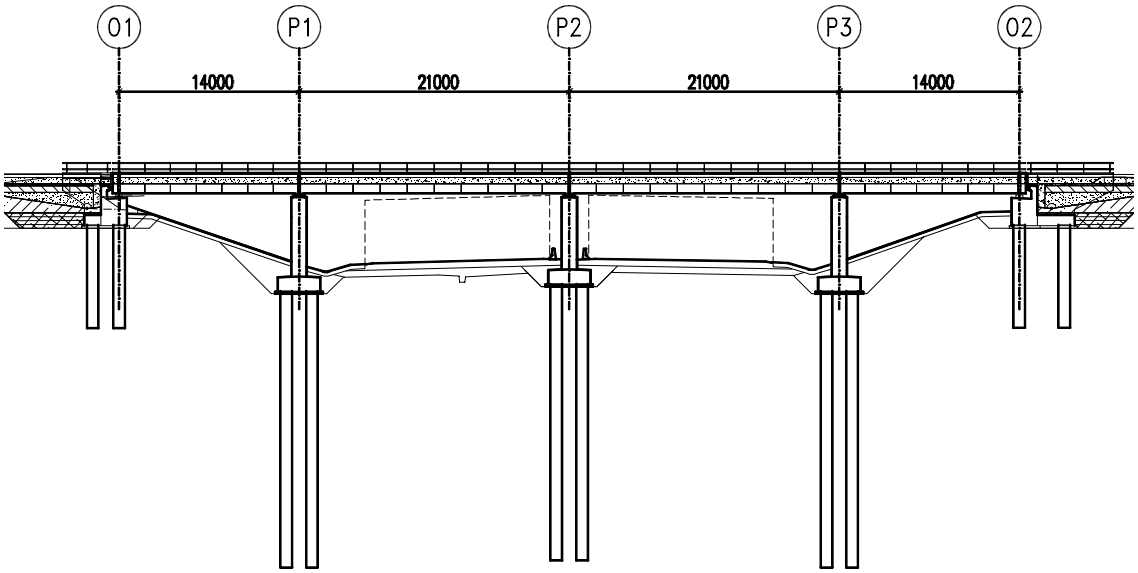
Navržená trasa dálnice D47 kříží stávající jednokolejnou železniční trať č. 198 Studénka – Bílovec. Most se nachází přibližně 1,6 km jižně od města Bílovec a 2,7 km severně od města Studénka. Převádí nově vybudovanou trvalou přeložku železniční trati vedenou cca 20 m vpravo od stávající osy koleje.



Obr. 2 Situace

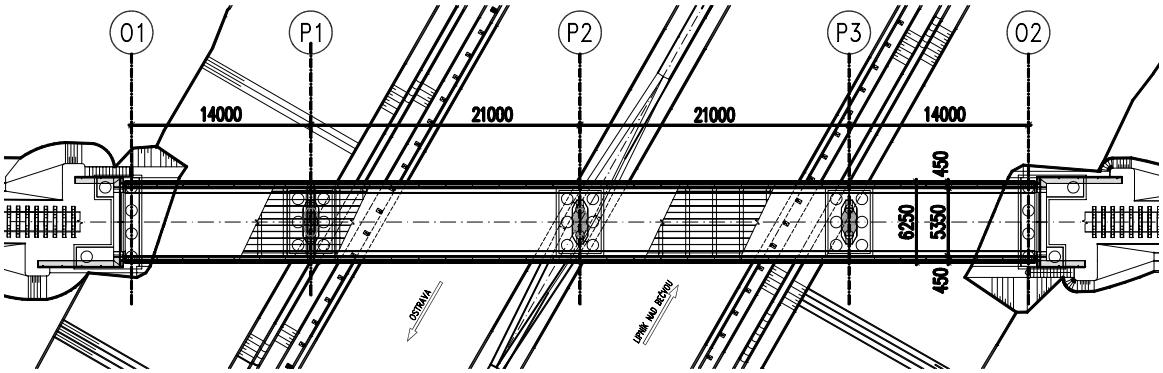
Koncepční řešení mostu

Dispozice mostu v podélném směru vychází z šířkového uspřádání dálnice. Mostní objekt je navržen jako čtyřpolový se středním pilířem umístěným mezi svodidly v ose dálnice.



Obr. 3 Podélný řez

Umístění podpěr respektuje úhel křížení železnice a dálnice, avšak konstrukční řešení nosné konstrukce i spodní stavby je voleno tak, aby úhly uložení byly kolmé.

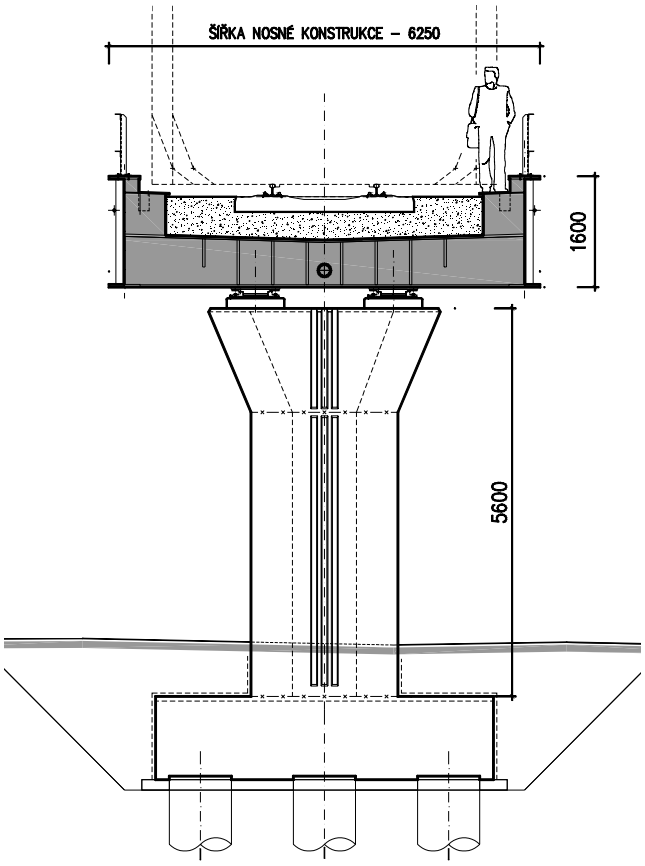


Obr. 4 Půdorys

Konstrukční uspořádání mostu v příčném směru vychází z prostorového uspořádání převáděné jednokolejné železniční trati. Tvar a rozměry nosné konstrukce jsou navrženy s ohledem na MPP a obrys kolejového lože.

Pilíře

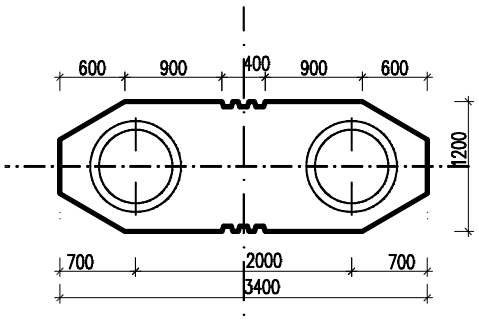
Při návrhu tvaru pilířů bylo nutno zohlednit úhel křížení. Dřík pilířů je navržen jako osmiboký hranol – jeho 4 základní stěny odpovídají ose mostu (resp. ose uložení) a 4 zbývající stěny odpovídají ose dálnice. Pro zvýšení stability nosné konstrukce při nesymetrickém zatížení a pro lepší zachycení kroutících momentů je nosná konstrukce na vnitřních pilířích uložena na dvojici ložisek s osovou vzdáleností 2 m. Z tohoto důvodu bylo nutné horní části dříku rozšířit hlavicí. Pilíře jsou zhotoveny ze železobetonu C 30/37 XF4 vyztuženého betonářskou výztuží z oceli 10505.



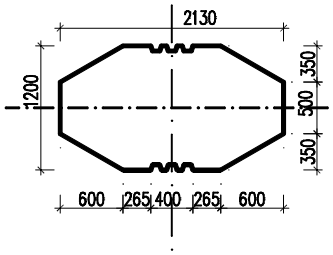
Obr. 5 Příčný řez

Obr. 6 Hlavice pilíře

Obr. 7 Detail vlysů pilíře



Obr. 8 Půdorys hlavice pilíře



Obr. 9 Půdorys dříku pilíře

Nosná konstrukce

Je navržena jako trámová plnostěnná s dolní mostovkou. Uložení je na hrncová ložiska (na pilířích pevná, na opěrách pohyblivá).

- Hlavní nosníky - svařované plnostěnné I profily výšky 1600 mm v osové vzdálenosti 5800 mm. Průřez je po délce odstupňovaný v tl. pásnic, šířka pásnic je konstantní 450 mm (kromě lokálního rozšíření nad ložiskem).
- Příčníky navrženy á 2000 resp. 2100 mm. S příčnými výztuhami stěny hlavních nosníků tvoří příčné polorámy. Nad pilíři (P1, P2, P3) jsou navrženy příčníky se zdvojenou stěnou, které přenášejí zatížení přes ložiska do spodní stavby.
- Dolní mostovka je navržena s průběžným kolejovým ložem. Dno žlabu KL tvoří ortotropní deska tl. 14 mm vyztužená podélnými výztuhami.

Obr. 10 Podhled nosné konstrukce nad pilířem

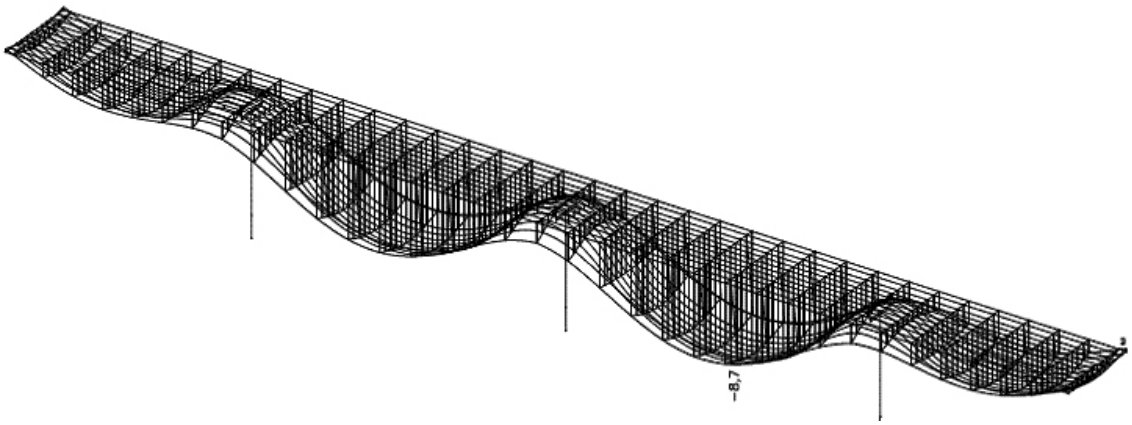
Obr. 11 Detaily nosné konstrukce

Na nosnou konstrukci je použita ocel:

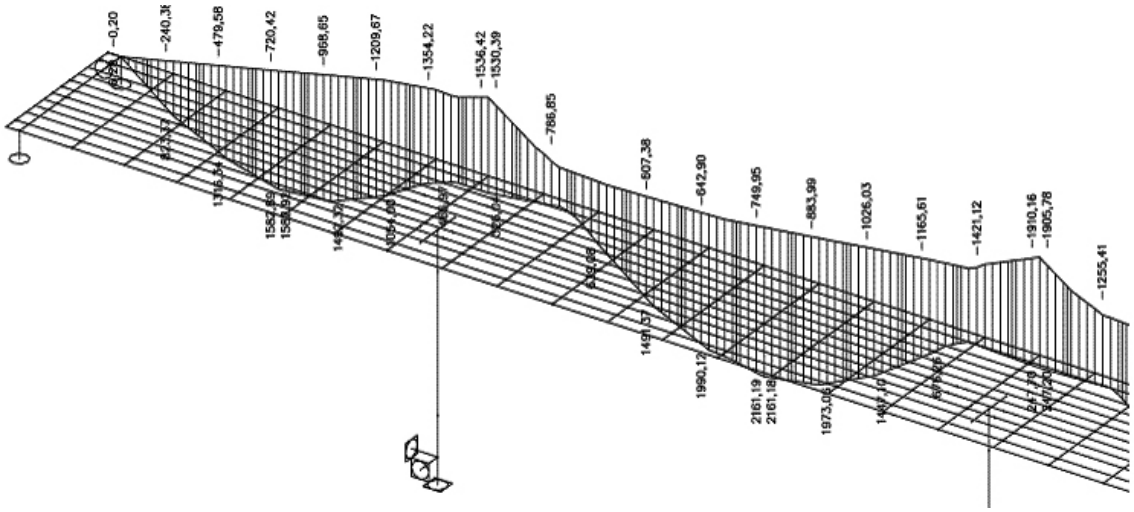
- S355 K2 – hlavní nosníky, mostovkový plech, podélné výztuhy, příčné výztuhy
- S355 J2 – ostatní nosné i nenosné prvky, připojené k nosným prvkům

Statická analýza

Výpočet vnitřních sil a deformací byl proveden metodou konečných prvků na 3D výpočtovém modelu v programu ESA PT verze 2007.0.92 (produkt firmy SCIA CZ s.r.o.). Konstrukce byla modelována jako prutová, základem bylo osové schéma v geometrickém středu průřezů. Prvky mostovky (podélné výztuhy, příčníky, bok žlabu KL) byly navrženy včetně spolupůsobících šířek mostovky. Všechny styčníky jsou uvažovány jako tuhé. Podepření konstrukce na pilířích bylo modelováno pružné se zohledněním tuhostí spodní stavby a na opěrách s možností posuvů x, a x,y.



Obr. 12 Statické schéma - pole 1 - 4 - vykreslení průhybů od zatížení stálého



Obr. 13 Statické schéma- pole 1 - 2 - vykreslení momentů My na hlavním nosníku od zatěž. vlaku ČD Z

Postup výstavby

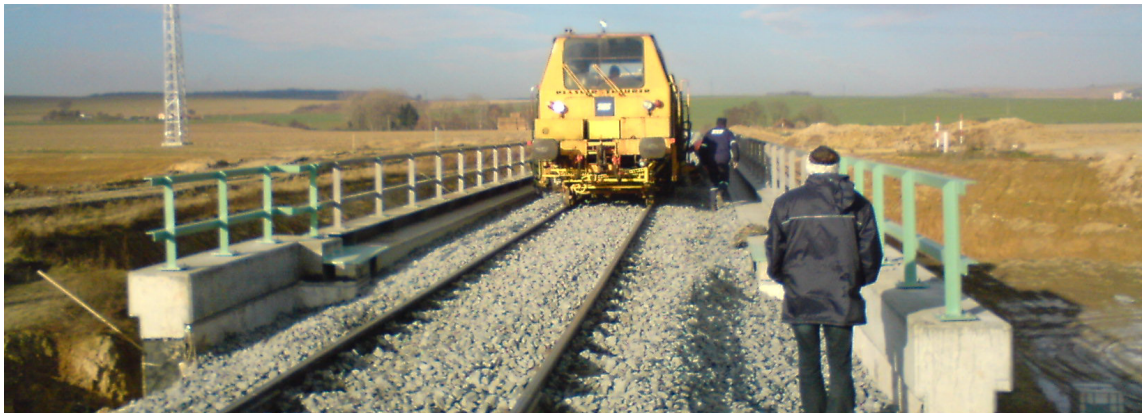
Pro výstavbu mostu bylo provedeno hrubé vytěžení zářezu dálnice tak, aby nebyla ohrožena stabilita stávající železniční trati, na které byl zachován provoz. Z této úrovně byly provedeny pilotáží práce. Následně byla vybudována spodní stavba.

Nosná konstrukce byla pro dopravu rozdělena na 10 dílců: na dvě podélné části a pět příčných. Na předmontážní plošině bylo provedeno sestavení 4 krajních dílců (na obou stranách) do jednoho celku.

Celky byly postupně vyzdviženy za montážní oka pomocí autojeřábů na opěry a pomocné montážní bárky. Po osazení středního dílce nad pilířem P2 byly příčně dílce zavařeny a osazeny na ložiska.

Obr. 14 Montáž nosné konstrukce

Po smontování nosné konstrukce bylo provedeno osazení odvodňovacího potrubí, dilatačních závěrů a zábradlí. Na povrchu žlabu KL byla provedena stříkaná celoplošná membránová bezešvá izolace jako ochrana proti vodě a otěru štěrkem. Následně bylo provedeno kolejové lože a železniční svršek a dokončovací práce.



Obr. 15 Provádění železničního svršku

Na stavbě se podíleli:

Stráský Hustý a partneři, s.r.o.	projekt mostu
JR servis, s.r.o.	projekt ocelové konstrukce
SKANSKA DS a.s.	zhotovitel stavby
D5 Třinec a.s.	zhotovitel ocelové konstrukce
Hutní montáže, a.s.	montáž ocelové konstrukce

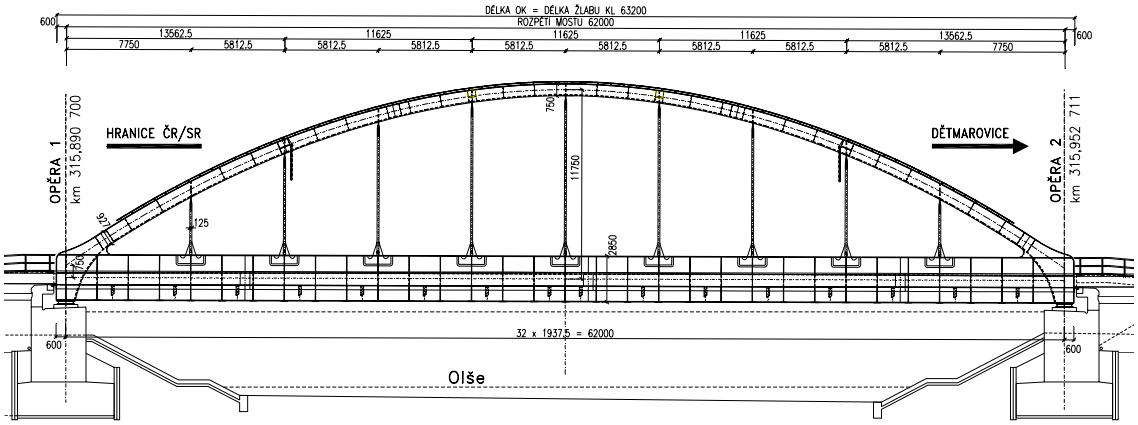
Návrh obloukového železničního mostu v km 315,894 trati Bystřice n. Olší – Český Těšín

Ing. Vojtěch Konečný, Ing. Lukáš Křižan, fa. Ing. Antonín Pechal, CSc.

Příspěvek se zabývá návrhem dvoukolejného obloukového ocelového železničního mostu s dolní ortotropní mostovkou. Hlavní nosná konstrukce je tvořena trámem vyztuženým obloukem – tzv. Langrův trám. Most má jeden otvor o světlosti 59,5 m, rozpětí mostu je 62,0 m. Most se nachází směrově v přechodnici. Stavební výška mostu je poměrně stlačena s ohledem na výšku stoleté vody v řece Olši.

Úvod

Nový železniční most přes řeku Olši mezi městy Český Těšín a Třinec je součástí stavby „Optimalizace trati Bystřice n. Olší – Český Těšín“. Pro přemostění řeky Olše zde v současnosti slouží dvě dvoupolové ocelové mostní konstrukce s plnostěnnými hlavními nosníky. Kvůli malé zatížitelnosti, prvkové mostovce a nevyhovující průjezdné šířce bylo rozhodnuto o výstavbě nového dvoukolejného mostu. Dvoukolejný most je navržen kvůli nižší spotřebě oceli a příznivějšímu estetickému působení oproti dvěma souběžným jednokolejným mostům. Nový most bude kvůli zlepšení směrových poměrů trati situován cca 30 m po proudu od osy stávající trati. Kvůli zlepšení průtočnosti koryta povodňově nebezpečné řeky Olše byla navržena jednopolová konstrukce. Šířka koryta spolu s velkou šikmostí křížení (cca 52°) určila rozpětí mostu 62,0 m. Kvůli výšce hladiny stoleté vody v řece Olši bylo nutno minimalizovat stavební výšku. Pro toto rozpětí a minimalizaci stavební výšky byla navržena ocelová nosná konstrukce – trámy vyztužené oblouky s ortotropní mostovkou.



Obr. 1 Podélný řez mostem

Návrh mostu

Výškově je trať v konstantním sklonu 0,3 %. Koleje na mostě jsou v přechodnici, což vedlo k mírnému zvětšení světlé šířky. Návrhová rychlost trati je 120 km/h, 140 km/h pro soupravy s naklápěcími skříněmi. Převýšení koleje je 80 až 135 mm, průjezdní profil MPP 3,0 R. Most byl navrhován na vlak ČD-T a SZS ČD dle ČSN 736203 (LM-71*α=1,25 a SW-2 dle ČSN EN 1991-2). Veškeré zatížení bylo uvažováno dle ČSN EN 1991, s výjimkou brzdných a rozjezdových sil. Jejich velikost byla po dohodě s investorem a správcem mostu uvažována dle ČSN 736203. Kategorie únavového zatížení byla dle požadavku investora uvažována P1 (velmi vysoká). Posouzení na únavu bylo provedeno dle teorie kumulace poškození podle ČSN 736203 a 731401.

Protože výše zmíněné normy neřeší únavové poškození dvoukolejných mostů, z EN 1993-2 byl „vypůjčen“ předpoklad, že 12% vlaků projede po mostě současně (a napětí od vlaků v obou kolejích se sečtou) a zbývajících 88% vlaků projede v každé koleji samostatně. Nutno podotknout, že mezní stav únavy rozhodoval o dimenzích většiny prvků nosné konstrukce (s výjimkou oblouků).

Založení, spodní stavba

Podle výsledků IG průzkumu se u opěry 1 pod vrstvou navážky v tloušťkách cca 1,9 – 3,2 m vyskytuje vrstva jílu F6-O s organickými zbytky, pod ní je proměnná vrstva štěrků G5 a G3-G4 v mocnostech od 0,4m do 1,2m a pod ní vrstva zvětralých prachovců R6-R5 v tloušťkách cca 0,8 – 1,7m. Pod touto úrovní se již nachází únosné skalní podloží z pískovců R3-R2 do kterých bude provedena základová spára opěry 1.

U opěry 2 je pod vrstvou navážky v tloušťce cca 3,5m a vrstvou štěrku G5 tloušťky 1,3m únosné skalní podloží z prachovců R3/R4, R2 do kterých bude provedena základová spára opěry 2.

Opěry budou založeny plošně, do ochranných jímek ze štětovnic. Štětovnice budou beraněny z úrovně výkopů v navážkách a budou zaberaněny pod úroveň štěrků G5 do horních zvětralých vrstev prachovců R6 a R5. Při provádění výkopů uvnitř pažení bude ve dvou úrovních provedeno rozepření. Základy budou betonovány bez obvodového bednění přímo mezi štětovnice. Základová spára u opěry 1 bude odstupňovaná a zazubena po skocích délky 3,0m a výšky cca 0,28m do vrstvy pískovců R3-R2. Na takto zazubenou základovou spáru bude proveden podkladní beton C12/15-X0. Základová spára u opěry 2 bude vodorovná a provedena do vrstvy pískovců R3-R4, R2. Základy opěry jsou navrženy jako pasy šířky 6,0m, délky 16,1m a tl. 2,0m. Základy opěr jsou navrženy z betonu C25/30-XA1, vyztuženy vázanou výztuží 10505(R).

Dříky opěr mají rozměry 3,4 x 14,1 m, jejich výška je 3,45 a 3,75 m. Dříky opěr, úložné prahy a křídla budou provedeny z betonu C25/30-XF3 a vyztuženy vázanou výztuží 10505(R). Horní povrch úložného prahu je spádován od líce opěry k závěrné zídce ve sklonu 4% a před závěrnou zídkou bude do opěry zabetonována polovina nerez trubky DN150 pro odvodnění úložného prahu.

Nosná konstrukce

Rozpětí nosné konstrukce je 62,0 m, příčníky a příčnými výztuhami je rozděleno na 32 modulů po 1,9375 m. Vzdálenost příčníků je malá, aby byla stlačena stavební výška. Osová vzdálenost hlavních nosníků je 12,10 m.

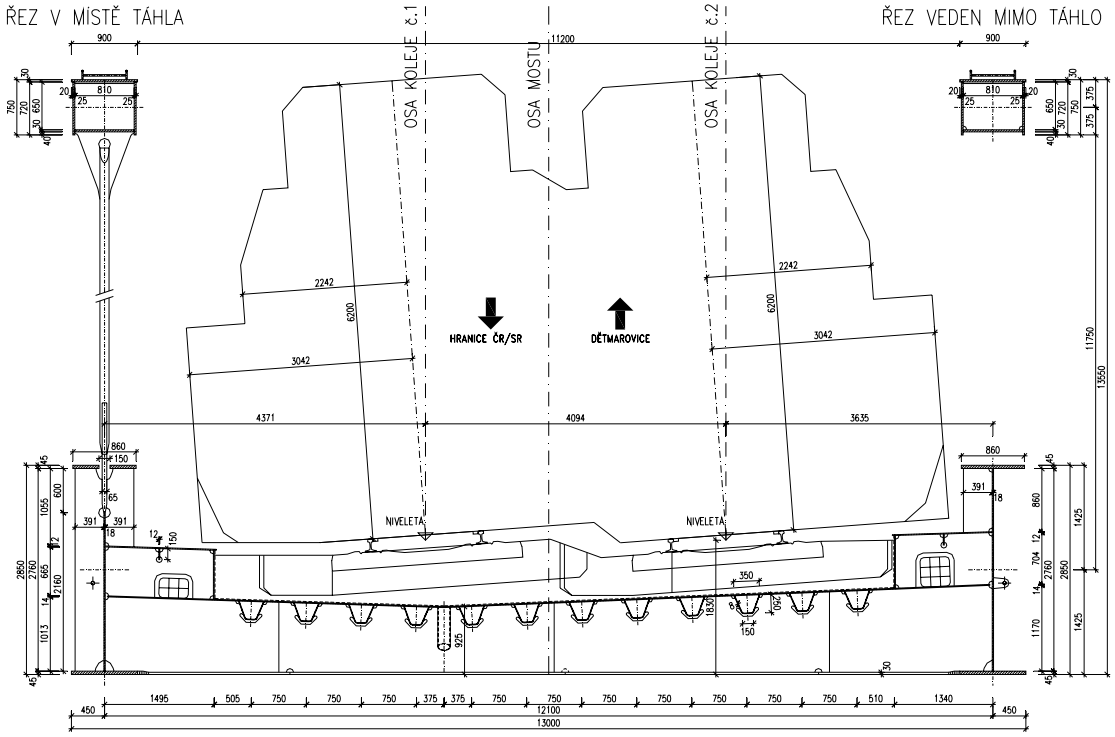
Trám je navržen otevřeného svařovaného I profilu s výjimkou podporové části v připojení oblouku, kde je průřez obdélníkový uzavřený trojstěnný. Výška trámu bude 2,85 m, je navržena tak, aby na trámu nebylo nutno zřizovat zábradlí. Dolní pásnice bude průřezu P45×900, horní pásnice bude mít průřez P45×860. V místech připojení závěsu je pro průchod styčníkového plechu v horní pásnici navržen výřez rozměru 150×970 mm. Stěna trámu bude z plechu tl. 18 mm. Stěna bude z vnitřní strany vyztužena příčnými výztuhami ve vzdálenosti 1,9375 m. Z vnější strany budou výztuhy pouze v místě závěsů, v místech závěsů bude navíc do stěny vevařen styčníkový plech tl. 65 mm pro spojení závěsu se stěnou trámu. Ke stěně trámu bude z vnitřní strany připojen chodníkový plech, mostovkový plech připojen nebude, aby bylo dosaženo přístupnosti celé ocelové konstrukce. Trámy budou nadvýšeny polygonálním zalomením v místech příčníků.

Vzepětí oblouku je 11,75 m. Excentricita připojení oblouku k trámu je 0,75 m. Tvar oblouku je parabolický (2°). Oblouk je navržen jako uzavřený, obdélníkového tvaru. Výška průřezu oblouku je proměnná od 927 mm v patě po 750 mm ve vrcholu. Šířka průřezu oblouku je konstantní 900 mm. Horní pásnice je P30×900 a dolní pásnice

P30×810. Stěny jsou z plechu tl. 25 mm s přesahem 40 mm přes dolní pásnici. Průřez oblouku je vyztužen vnitřními diafragmaty po cca 2,1 m a styčníkovými plechy závěsů, které jsou z plechu tl. 45 mm. Dolní pásnice oblouku je v místech styčníkových plechů závěsu přerušena a k plechům připojena tupými K-svary.

Oblouk a trám jsou spojeny závěsy v místě každého 3. příčníku, tj. po vzdálenostech 5,8125 m. Závěsy jsou navrženy kruhového průřezu z kulatiny. Průměr tyče je 125 mm. Závěsy jsou ke styčníkovým plechům připojeny pomocí tupých K svarů v bezvrubé úpravě.

Ztužení oblouků je rámové pomocí čtyř příčlí. Příčle ztužení jsou navrženy jako uzavřené, obdélníkového průřezu. Výška příčle ztužení je 480 mm, šířka krajní příčle je 730 mm, vnitřní příčle pak 530 mm. Stěny i pásnice příčlí jsou z plechu tl. 20 mm. Průřez příčle je vyztužen vnitřními diafragmaty.



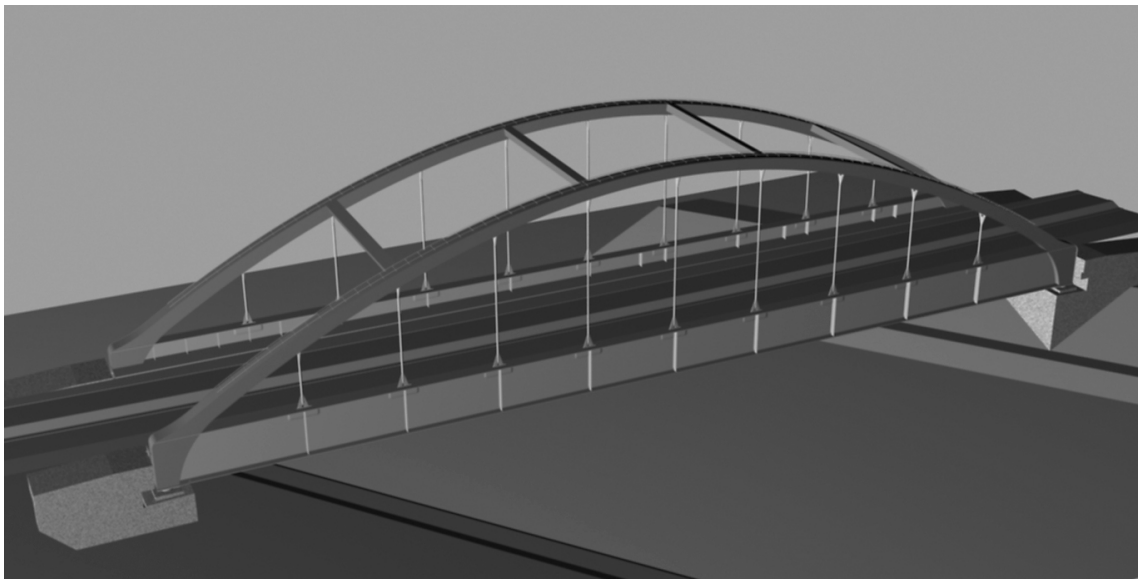
Obr. 2 Příčný řez uprostřed rozpětí

Mostovka je navržena jako ortotropní, s příčnými výztuhami po 1,9375 m. Plech mostovky je tloušťky 14 mm. Plech je vyztužen trapézovými podélnými výztuhami v osové vzdálenosti 750 mm. Dno žlabu má příčný sklon 3,2% a 4,1% směrem k úžlabí. V úžlabí vany KL jsou umístěny odvodňovací vpusti z nerez trubek. Voda je z odvodňovačů pouštěna přímo do vodoteče.

Trapézová výztuha je navržena z plechu tl. 8 mm lichoběžníkového tvaru, který bude vytvořen ohnutím za studena. Výztuha je konstantní výšky 250 mm. Trapézové výztuhy budou procházet výřezy ve stěnách příčných výztuh. Příčné výztuhy jsou navrženy jako svařované obrácené T-profily. Stěny příčných výztuh jsou z plechu tloušťky 24 mm. U podporové příčné výztuhy je stěna v krajní části zesílena na tl. 45 mm za účelem přizvedávání při výměně ložisek. Pásnice příčné výztuhy má průřez P30×420 mm, u podporové výztuhy P45×500.

Stěny žlabu kolejového lože budou svislé z plechu tl. 12 mm. K horní části stěn žlabu je průběžně přivařen chodníkový plech tl.12 mm, který je přivařen ke stěně výztužného nosníku.

Ocelová konstrukce bude provedena z oceli S355J2+N, s výjimkou závěsů a jejich dolních styčníkových plechů, které jsou z oceli S355NL a stěny příčných výztuh mostovky z oceli S420NL. Celková hmotnost použité oceli činí cca 580 t, t.j. 9,35 t/m dvoukolejného mostu.



Obr. 3 Vizualizace

Příslušenství

Nosná konstrukce bude uložena na opěry prostřednictvím hrncových ložisek. Při výměně ložisek předpokládáme, že dojde k přizdvižení pouze jednoho nosníku o max. 20 mm pomocí lisů umístěných pod roznášecími deskami na dolní pásnici opěrového příčníku. Za určitých podmínek (omezení rychlosti) může být zachován provoz na koleji vzdálenější od přizvedávaného nosníku.

Pro překrytí dilatačních spár budou použity lamelové závěry, typ 3W-120 (pohyblivé uložení) a typ 3W-80 (pevné uložení). Závěry budou opatřeny krycími deskami z tvrzené pryže, které zabrání jeho poškození tlakem kolejového lože. Dilatační gumový profil bude v úžlabí mostovky přerušen a jeho konce budou zavedeny do nerez-kotlíku, na nějž navazuje svislý svod z PE.

Žlab kolejového lože bude opatřen celoplošným systémem vodotěsné izolace s bezešvou syntetickou vodotěsnou vrstvou. Ochranný protikorozní systém ocelové konstrukce mostu bude realizován jako kombinovaný v tomto provedení - žárový nástřik Zinakorem 850 (Zn85Al15) plus nátěrový systém v celkové nominální tloušťce 320 µm.

Montáž nosné konstrukce

Kvůli nebezpečí povodní a kvůli snadnější manipulaci s dílci a přístupnosti montované konstrukce je navržena montáž podélným zásunem. Nosná konstrukce bude montována na předpolí mostu za opěrou, kde bude zřízena zavážecí dráha sloužící pro podélný zásun konstrukce. Konstrukce bude nejdříve na předmontážní plošině smontována v celém rozsahu. Pět nejdelších táhel každého nosníku bude pro podélný zásun vyztuženo. V korytě řeky budou zřízeny 3 montážní podpory pro podélný zásun konstrukce. Na těchto mont. podporách budou osazeny kluzné stoličky, po nichž bude pojíždět dolní pásnice trámu. Po provedení podélného zásunu bude konstrukce spuštěna do definitivní polohy, podlita ložiska a konstrukce uvolněna z montážního podepření.

Obr. 4 Zákres do fotografie

Nové mosty v traťovém úseku Doubí u Tábora – Tábor

Ing. Jan Felgr, Ing. Jan Horn, Ing. Jiří Jirásko, Ing. Jana Sedláková, Ing. Libor Vítek, Ing. Jan Dubánek, SUDOP PRAHA a.s.

Příspěvek představuje tři nové mostní objekty vybudované v rámci stavby „Modernizace trati Veselí nad Lužnicí – Tábor, 1. část úsek Doubí u Tábora – Tábor“, jež je součástí IV. tranzitního železničního koridoru. Stávající jednokolejná železniční trať je v celém daném úseku zdoukolejňována za nepřerušeného jednokolejného železničního provozu, z čehož plynou zvýšené nároky na koordinaci stavebních postupů zejména u rekonstrukcí stávajících mostních objektů.

Železniční most ev. km 79,915

Územní podmínky

Most je situován v širé trati v intravilánu města Tábora. Základové podmínky v dané lokalitě byly vyhodnoceny jako složité. Původní návrh z přípravné dokumentace počítal se založením na velkoprůměrových pilotách. Po zpřesnění geologických průzkumů bylo v projektu rozhodnuto, že pražská opěra bude založena plošně. Pro zlepšení roznosu sil do základové spáry byl pod základ navržen roznášecí štěrkopískový polštář. Budějovická opěra je založena na 10 velkoprůměrových pilotách průměru 1,5 m, délky 18 m.

Celková koncepce mostu

Oproti přípravné dokumentaci, ve které byly navrženy dva jednokolejné ocelové mosty se čtyřmi hlavními nosníky a horní ortotropní mostovkou, byla pro projekt zvolena koncepce jednoho dvoukolejného ocelového mostu typu Langerův trám (trám vyztužený obloukem). Rozpětí nosné konstrukce je 56 m, šířka nosné konstrukce je 12,1 m. Ke změně koncepce přispěl zejména fakt, že díky nižší stavební výšce navrhované konstrukce není třeba kvůli mostu zvyšovat niveletu koleje; obloukový most je navíc v dané lokalitě esteticky jednoznačně vhodnější řešení.

Obr. 1 Konstrukce v definitivní poloze, vlevo podpůrné skruže zavážecí dráhy

Limitujícím prvkem pro návrh nosné konstrukce bylo navrhnout postup výstavby tak aby byl co nejméně ovlivněn provoz na silnici I/3. Pro výstavbu mostní konstrukce byla s přihlédnutím k omezení provozu na komunikaci pod mostem zvolena montáž ocelové konstrukce na provizorní plošině mimo silnici. Během montáže celé ocelové konstrukce

byla vybudována pojezdová dráha a most byl během víkendových uzavírek silnice přesunut na definitivní místo.

Vzepětí oblouku nosné konstrukce je 9,00 m tzn. excentricita připojení oblouku k nosníku je 0,65 m. Tvar oblouku je parabolický (2^{o}). Průřez oblouku je navržen jako uzavřený, obdélníkového tvaru. Výška průřezu oblouku je 800 mm a šířka 850 mm. Horní pásnice P35x850 a dolní pásnice P35x750 jsou v konstantní vzdálenosti 715 mm. Stěny jsou z profilu P35x765 jsou s přesahem 50 mm přes dolní pásnici. Závěsy jsou navrženy jako kruhové z plného profilu po 7 m. Průměr tyče závěsu je 150 mm.

Oblouk je ztužen svařovaným I nosníkem výšky 2,5 m. Horní pásnice je tvořena P40x900 a dolní je tvarována s plynulými náběhy o poloměru r = 150 mm v místech připojení příčných výztuh. Mostovka je navržena jako ortotropní, s mezistyčníkovými příčnými výztuhami v polovině délky mezi závěsy tj. ve vzdálenosti 3500 mm. Detaily ortotropní mostovky jsou navrženy dle zásad ČSN 73 6205, příl. D s přihlédnutím k návrhu evropské normy ENV 1993-2/2003 (Draft 34).

Mostní příslušenství tvoří hrncová ložiska, lamelové dilatační závěry, nerezové odvodnění nosné konstrukce, ocelové zábradlí, ocelové desky pod lisy. Všechny ocelové části mostu jsou chráněny proti korozi.

Obr. 2 Pohled na most (10. 10. 2007)

Železniční most ev. km 81,330 - (tzv. „Černé mosty“)

Územní podmínky

Rekonstruovaný mostní objekt je situován v intravilánu města Tábor bezprostředně za budějovickým zhlavím ŽST Tábor. Nahrazovaná stávající jednokolejná ocelová plnostěnná konstrukce s dolní mostovkou překonávala svým jediným polem rozpětí 15,75 m rušnou městskou komunikaci II/137 o třech jízdních pruzích s podjezdnou výškou 3,9 m a s postraními chodníky pro pěší. Na pražské opěře bylo osazeno parovodní potrubí, pod mostem (krom celé řady dalších sítí) probíhají mimo jiné dva

vodovody a městská kanalizace. Těmto daným komplikovaným prostorovým podmínkám, spolu s požadavkem města na zachování „dvoupruhového“ silničního provozu pod mostem po celou dobu výstavby objektu, se musel přizpůsobit návrh a realizace nového mostního objektu.

Celková koncepce mostu

Cílem rekonstrukce mostního objektu bylo nahradit stávající jednokolejnou ocelovou konstrukci s dolní mostovkou dvěma jednokolejnými konstrukcemi s průběžným kolejovým ložem za současného zlepšení prostorových podmínek pod mostem tak, aby most nadále netvořil bariéru rozvoji silniční dopravy. Založení nového objektu muselo respektovat plánované výhledové zahloubení překonávané komunikace (snížená základová spára konstrukcí přiléhajících k silniční komunikaci). V přípravné dokumentaci stavby byl mostní objekt řešen jako rámová konstrukce s mostovkou ze zabetonovaných nosníků s jedním hlavním mostním otvorem a postraními průchody pro pěší v rámových opěrách. Nevýhodou tohoto konstrukční řešení se jevily značné zemní práce pod úrovní komunikace (jež by kromobyčejně komplikovaly postup výstavby) a dále pak stažení pěšího provoz pod mostem do úzkých a dlouhých průchodů v opěrách, které v městských podmínkách většinou trpí nedostatečně prováděnou údržbou. Z těchto důvodů byla na počátku realizačního projektu investorovi předložena variantní řešení objektu vycházející z myšlenky odtěžení bočních náspů a realizace spojité konstrukce o třech polích, jež by v maximální možné míře uvolnila prostor pod mostem. Výsledkem bylo schválení návrhu spojité trojpolové konstrukce, s požadavkem investora navrhnout tuto jako železobetonovou desku s tuhou výztuží ze zabetonovaných nosníků s proměnnou konstrukční výškou.

Obr. 3 Vizualizace nových nosných konstrukcí s projektové dokumentace

Nosná konstrukce

Nové nosné konstrukce byly navrženy jako spojité železobetonové desky proměnného průřezu s tuhou výztuží ze zabetonovaných nosníků rozpětí 11,500, 17,250 a 11,500 m. Pod každou kolejí je samostatná nosná konstrukce, vzhledem ke kolmému

ukončení konstrukcí a šikmému křížení s překonávanou komunikací jsou mosty v obou kolejích vzájemně podélně posunuty o 3,200 m. V železobetonových deskách z betonu C35/45 je pod každou kolejí vždy 7 kusů výztužných nosníků. Výztužné nosníky z oceli S 355 jsou navrženy jako svařované nesymetrické „I“ profily proměnné výšky 650 mm (nad opěrami a ve středu pole č. 2) až 850 mm (v uložení nad pilíři). Horní pásnice je konstantní šíře 250 mm, její tloušťka se po délce nosníku mění od 25 do 35 mm. Pásnice dolní je šířkově proměnná od 450 mm v uloženích na opěrách přes 250 mm v uloženích na pilířích k 450 mm ve středu pole č. 2. pilířích. Změny šířek jsou realizovány přechody o strmosti 1:10 umístěnými v oblastech teoretických nulových momentů od stálých zatížení. Dolní pásnice je konstantní tloušťky 30 mm. Přechod z konstrukce na opěru je na straně pevných ložisek (umístěných na budějovických pilířích) realizován pomocí přesahující žlb. konzoly (bez mostního závěru), na straně opačné pak lamelovým mostním závěrem.

Spodní stavba

Železobetonové opěry jsou založeny na velkoprůměrových vrtaných pilotách průměru 800 mm. Piloty jsou vetknuty do vrstev zvětralých pararul a jejich projektovaná délka činí 5,0 m u budějovických opěr a 7,5 m u opěr pražských. Vrtání pilot probíhalo v pažených vrtech převážně ve vrstvách zemin jílovitého až písčitojílovitého charakteru. Základová spára štíhlých železobetonové pilířů z betonu C 35/45 je (z důvodu respektování výhledového zahloubení komunikace) umístěna výrazně níže, než je tomu u opěr, a pilíře jsou proto z důvodu blízkosti vrstev únosných pararul založeny plošně ve vrstvách zemin jílovitého až písčitojílovitého charakteru zlepšených sloupy tryskové injektáže.

Postup výstavby

Před započetím výstavby byly veškeré inženýrské sítě přeloženy do nových tras, parovod na stávající budějovické opěře byl přeložen do nově zřízené chráničky za budoucí novou opěru. Pro zachování provozu na rekonstruované trati i během výstavby byla souběžně se stávajícím mostem vybudována objízdná trasa ze tří mostních provizorií rozpětí 12,0+24,0+18,0 m uložených na mezilehlých podporách z věží PIŽMO. Po převedení provozu na objízdnou trasu byla snesena stávající ocelová konstrukce a zahájena výstavba nové konstrukce v koleji č. 2.

V současné době je dokončena a zprovozněna nová mostní konstrukce v koleji č. 2 a zahájeny práce na výstavbě konstrukce v koleji č. 1. Dokončení stavby prováděné firmou SSŽ a.s. se předpokládá v roce 2008.

Obr. 4 Původní most a dokončená nová konstrukce v koleji č. 2

Železniční most ev. km 78,212 přes Kozský potok

Územní podmínky

Most je situován v širé trati v extravilánu Sezimova Ústí v údolí Kozského potoka. Základové podmínky v dané lokalitě byly vyhodnoceny jako složité. Původní návrh založení nových opěr a křídel počítal s hlubinným založením na velkoprůměrových pilotách a se zlepšením základové půdy pod stávajícími opěrami tryskovou injektáží. V průběhu výkopových prací se však ukázalo, že úroveň uvažovaného skalního podloží je výše a vrtání krátkých velkoprůměrových pilot by nebylo účelné. Byl tedy proveden nový plošný návrh založení v kombinaci se zlepšením parametrů základové půdy pomocí tryskové injektáže. Injektováno bylo podzákladí v místech, kde nebyly zastiženy uvažované únosné ortoruly třídy R5-R4. Trysková injektáž je navržena z pilířů ϕ1000 mm v rastu 1,2 x 1,0 m pod opěrami a 1,35 x 1,2 pod křídly.

Vzhledem k vysoké hladině podzemní vody byly stavební jámy řešeny jako těsněné rozepřené stěny z tryskové injektáže. Poloha pažících stěn byla dána obrysem základů opěr a křídel a byla navržena ve vzdálenosti 1,1 m od hrany základů.

Obr. 5 Pohled na základ nového žlb šikmého křídla

Celková koncepce mostu

Mostní objekt je jednopolový dvoukolejný. Vzhledem k vysokému násypu (cca 18 m) a nutnosti zachování provozu v koleji č. 1 během výstavby koleje č. 2 je pod každou kolejí navržena samostatná nosná konstrukce. NK jsou v osové vzdálenosti 8,0 m. Nová kolej č. 2 je navržena napravo ve směru staničení od stávající koleje č. 1. Opěry a přilehlá křídla pod kolejí č. 2 jsou nová ŽB, stávající pravá křídla byla odbourána, stávající opěry a levá křídla byla otryskána tlakovou vodou, nově přespárována a sanována tlakovou injektáží.

Koleje na mostě jsou v přechodnici, trať klesá 0,143%.

Nové nosné konstrukce jsou navrženy jako prosté trámové ocelobetonové se dvěmi ocelovými hlavními nosníky o rozpětí 21,2 m spřaženými s železobetonovou deskou, jež je zároveň součástí žlabu průběžného kolejového lože. Hlavní nosníky jsou navrženy jako symetrické svařované I-profily výšky 1,61 m. Z důvodu výrobní jednoduchosti ocelové konstrukce byl profil nosníku navržen s minimem mezilehlých výztuh. Stěna každého hlavního nosníku je opatřena pouze výztuhami ve třetinách rozpětí konstrukce sloužících k připojení příčných příhradových ztužidel. Příčná ztužidla nad podporami jsou plnostěnná s výztuhami v místech umístění ložisek a zvedacích lisů. Nosná konstrukce je korozně chráněna žárovým stříkaným povlakem a ochranným nátěrovým systémem.

Mostní příslušenství tvoří elastomerová ložiska, lamelové dilatační závěry, nerezové odvodnění nosné konstrukce, ocelové zábradlí, ocelové desky pod lisy, ocelové desky pro měření bludných proudů. Všechny ocelové části mostu jsou chráněny proti korozi.

Obr. 6 Pohled na most dva dny před uvedením koleje č. 2 do provozu (13. 12. 2007)

Podklady:

[3] Modernizace trati Veselí nad Lužnicí – Tábor, 1.část, úsek Doubí u Tábora – Tábor SO 58-20-09 železniční most – ev. km 81,330, SUDOP PRAHA a.s., 10/2005

[4] Modernizace trati Veselí nad Lužnicí – Tábor, 1.část, úsek Doubí u Tábora – Tábor SO 58-20-08 železniční most – ev. km 79,915, SUDOP PRAHA a.s., 10/2005

[5] Modernizace trati Veselí nad Lužnicí – Tábor, 1.část, úsek Doubí u Tábora – Tábor SO 58-20-06 železniční most – ev. km 78,212, SUDOP PRAHA a.s., 10/2005

[6] Modernizace trati Veselí nad Lužnicí – Tábor, 1.část, úsek Doubí u Tábora – Tábor SO 58-20-06 železniční most – ev. km 78,212, Změna způsobu založení objektu a zajištění stavebních jam, Ing. Radek Brokl, 7/2007

Most u Strakonic ze systému Matière®

Ing. Pavel Bulejko, ABM Mosty s.r.o., člen ABM Group
Farzin Hosseini, MEngSc, ABM Design & Build Ltd., člen ABM Group

Příspěvek volně navazuje na loňské představení Matière® přesýpaných systémů, kdy byla zdejší odborná veřejnost seznámena s významnými železničními projekty zhotovenými těmito prefa systémy po celém světě, od USA až po Japonsko, a pojednává o první realizaci z těchto patentovaných systému v České republice.

Úvod

Historie prefabrikovaných ŽB přesýpaných systémů sahá na přelom 70. a 80. let 20. století, kdy bylo v západní Evropě vyvinuto hned několik různých technických řešení (většinou patentovaných) využívající tzv. interakci nosné subtilní konstrukce a hutněného zásypu. Mezi ty nejúspěšnější a nejznámější patří jistě právem patentované systémy Matière®, a to zejména díky dvěma výhodám - nabízejí velkou variabilitu příčného průřezu a nepotřebují při montáži žádné podpůrné konstrukce. Historie Matière® systémů u nás sahá až do první poloviny 90. let 20. století, kdy zde firma nabídla k prodeji svou licenci. Zájem byl obrovský a francouzská firma ochotně poskytla mnoho technických konzultací a exkurzí do svých výroben, avšak licenční smlouvu bohužel nakonec s nikým neuzavřela. Na první originální Matière® objekt jsme si tak v České republice museli počkat až do loňského roku.

Popis stávajícího mostu

Původní železniční most poblíž města Strakonice na trati České Velenice – Plzeň v žkm 275,804 byl zhotoven roku 1886.

Obr. 1 Původní kamenný most z roku 1886

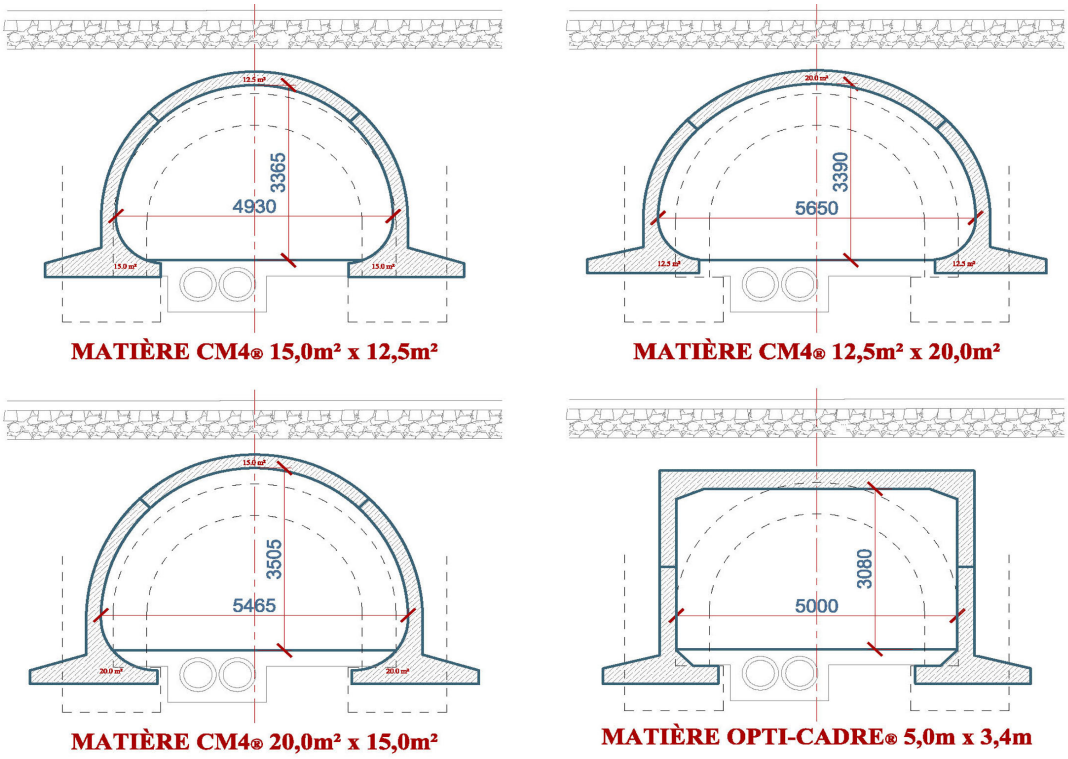
Most byl o jednom poli světlé šířky 3,8 m. Nosná konstrukce byla tvořena kamennou 600 mm silnou polokruhovou klenbou. Na mostě širokém cca 5 m byly na obou stranách 600 mm široké kamenné římsy, dodatečně nabetonované a osazené zábradlím, které muselo být zalomené ven, jelikož na mostě nebyla dostatečná průjezdná šířka. Křídla byla z kameninového zdiva odkloněná od osy trati o 70°. Mostním otvorem protéká pod povrchem cesty potok zakrytý kamennými deskami. Volná průjezdná výška v ose mostu byla kolem 2,6 m. Most byl označen jako objekt ve špatně udržovacím stavu ve smyslu předpisu ČD-S5. Most měl nefunkční rubovou izolaci, voda prosakovala přes klenbu na spodní plochu a na opěry. Spárování zdiva klenby a opěr bylo porušené a místy vypadané. Trhliny viditelné ve spodní ploše klenby přecházely i do zdiva opěr a ohrožovaly stabilitu klenby a celého objektu. Osa koleje byla posunuta vzhledem k ose mostu o 200 mm a most šířkově nevyhovoval mostnímu průjezdnému průřezu MPP 2,5R.

Původní návrh řešení rekonstrukce

Původním návrhem rekonstrukce byla náročná sanace stávajícího mostu – tzn. stažení a přespárování klenby, zhotovení nové plovoucí roznášecí desky nad klenbou a provedení nové plošné izolace, zhotovení nové ŽB římsy a nabetonování křídel o 1 m a na závěr přeložení koleje z důvodu excentricity v úseku cca 250m na každou stranu od osy mostu. Avšak s ohledem na výhledové plány investora do budoucna pro tento úsek (zdvoukolejnění) by stejně bylo nutno objekt v budoucnu zcela přebudovat nebo vyměnit. ABM Mosty ve spolupráci s hlavním projektantem na žádost investora připravili alternativní řešení – klenbu celou vybourat a zhotovit zcela nový most, který eliminuje potřebu přeložení koleje v délce půl kilometru, poskytne větší průjezdný profil a zároveň bude připraven pro snadné provedení druhé koleje do budoucna.

Nové řešení rekonstrukce

Z několika předložených návrhů byla nakonec vybrána jako nejvhodnější modifikovaná prefabrikovaná konstrukce obloukového tvaru Matière CM4 15 m² x 20 m².



Obr. 2 Ukázka nových předložených návrhů dokazující flexibilitu systému

Ta se skládá ze dvou zakřivených bočních dílců se základovou patkou a jednoho dílce vrchlíkového. Tyto tři dílce smontované dohromady tvoří tzv. prstenec jehož šíře je 2,5 m. Nový most u Strakonic se skládá ze 3 takových prstenců. Při hledání optimálního řešení se myslelo i na budoucí modernizaci tratě a snažilo se najít řešení, jenž by umožňovalo snadné rozšíření mostu s minimálním zásahem do provozu na stávající trati. Byla tedy navržena kombinace tradičního zakončení těchto systémů, jenž představují zkosené boční prefabrikované dílce tvořící kolmé křídla, a prefabrikované úhlové opěrné zdi, jenž tvoří křídla rovnoběžná. Toto řešení jednak zkracuje délku tubusu, což bylo stejně nutností vzhledem k půdorysnému zakřivení stávající komunikace, ale hlavně zajistí v budoucnu snadnou výměnu zkosených křídel za plné prstence s minimálním dopadem na provoz na stávající trati. Rovnoběžná křídla jsou uložena na vnější patce bočního dílce krajních prstenců, která je díky tomu vyprojektována nepatrně větší než je běžně zvykem. Další zajímavostí je prefabrikovaná římsa klenbového dílce, která je součástí krajních prstenců. Celý objekt je tak (kromě patky rovnoběžných křídel) kompletně prefabrikovanou konstrukcí.

Průběh výstavby

Demontáž koleje a lože, přeložení datového kabelu, zhotovení zářezu a zbourání původního mostu bylo, díky moderní těžké mechanizaci, záležitostí několika málo hodin. Tuto činnost, společně s přípravou základů, provedl zhotovitel celé akce - firma Chládek & Tintěra, Litoměřice. Firma ABM Mosty pak vybudovala nosnou konstrukci stylem „na klíč“, tj. zajistila projekt prefabrikátů klenbového systému, výrobu prefabrikátů, jejich dopravu na stavbu a montáž objektu. Montáž samotného tubusu proběhla 23. srpna loňského roku během pouhých sedmi hodin!

Obr. 3 Montáž prostředního prstence

Na stavbu jako první brzy ráno dorazil mobilní jeřáb s nosností 100 tun a zapatkoval se na místě, které bylo pečlivě vybráno tak, aby jeřáb nemusel měnit během celé montáže svou polohu. Poté na stavbu najely všechny prefabrikáty (včetně

rovnoběžných křídel) a to na pouhých pěti návěsech. K jeřábu soupravy najížděly jednotlivě a dílce tak byly skládány z návěsu přímo na místo zabudování, čímž se eliminovala meziskládka a snížily náklady na jeřábnické práce, což je běžným technologickým postupem firmy ABM. Tubus byl tedy smontován během pouhých sedmi hodin čistého času, další 3 hodiny čistého času trvalo osazení rovnoběžných křídel a objekt byl okamžitě připraven k pokládce hydroizolací, následnému zhotovení řádně hutněného zásypu, kolejového lože, montáže koleje a podbíjení, což byla činnost, kterou již opět zajišťoval hlavní zhotovitel celé akce.

Závěr

Uvedený most u Strakonic je prvním řádně licencovaným originálním Matière® přesýpaným objektem zhotoveným v České republice, potažmo ve střední a východní Evropě. Je tvořen z obloukového systému CM4 konfigurace 15 m² boční dílec a 20 m² klenba, poskytující rozpon 5,8 metru, konstrukční výšku 3,6 metru a návrhovou min. světlou výšku od povrchu komunikace 3,3 metru v ose objektu (vrchol klenby). Celková šíře mostu je 7,5 metru, včetně zkosených kolmých křídel je pak délka objektu 12,5 metru. Tloušťka obloukových dílců je 260mm, jmenovité krytí výztuže třídy 10 505 je 35 mm + Δ5 mm. Beton prefabrikátů tubusu je C35/45-XF3 a rovnoběžných křídel C30/37-XF3.

Obr. 4 Objekt těsně po skončení výluky, zbývá zhotovit koryto občasné vodoteče a zemní figuru

Použité konstrukční řešení objektu opět potvrdilo výhody prefabrikovaných železobetonových systémů, tj. bezkonkurenční rychlost výstavby, vysokou přesnost dílců (jsou vyráběna v ocelovém bednění), zaručenou kvalitu betonu a barevnou shodu povrchů. V případě systémů Matière® jde ještě navíc o úsporu materiálu díky interakci se zásypovým tělesem (tenkostěnná konstrukce) a výhodou je také eliminace pomocné skruže či lešení. Prefabrikované železobetonové dílce obecně pak navíc poskytují nesrovnatelně větší životnost a hlavně odolnost proti mechanickému poškození

(poškozením při montáži, oděrem projíždějícím vozidlem/nákladem nebo např. valícím se kamením, vandalismem atd.) oproti obdobným přesýpaným systémům ze dřeva či oceli. Nový obloukový most působí jako důstojný nástupce svého 120 let starého předchůdce a dokazuje, že zvolené řešení bylo bezesporu vhodnější než sanace starého a přesluhujícího mostu. Je zřejmé, že tato technologie má, díky rychlé výstavbě, velký potenciál využití pro železniční objekty, což potvrzuje příspěvek z minulého ročníku konference, kde byly rozebírány železniční objekty kompletně zhotovené během výluky pouhých 48 hodin.

Obr. 5 Hotový objekt působí esteticky a výborně nahrazuje původní most (viz. první strana příspěvku)

Literatura

[1] Matière S.a.: Propagační materiály a archiv firmy

[2] KLEPRLÍK, V: Montované železobetonové konstrukce klenutého průřezu pro realizaci přesýpaných objektů, Projektování a výstavba, 1995/3

[3] PORKÁT, z: Technická zpráva - rekonstrukce mostu v km 275,804 trati Č. Velenice - Plzeň

Vzájemné působení koleje a mostu – zásady navrhování

Ing. Josef Sláma, CSc., ŘSD ČR

V příspěvku jsou uvedena zatížení od rozjezdových a brzdných sil, vzájemného působení koleje a mostu (vlivy rozdílných změn teplot, vyvolaná přetvoření, …) a kombinace účinků těchto zatížení. Dále je popsána kombinovaná odezva konstrukce a koleje na proměnná zatížení a podrobně analyzovány parametry ovlivňující tuto odezvu. Pozornost je věnována modelování a výpočtu kombinovaného systému kolej/konstrukce pro obecné i jednodušší případy. Uvedena jsou též ustanovení národní přílohy pro Českou republiku v případech, kdy je to normou umožněno.

Úvod

Navrhování železničních mostů na podélné síly podle ČSN EN 1991-2 Zatížení mostů dopravou je značně odlišné proti dosavadním zvyklostem a v příspěvku je věnována pozornost základním zásadám a rozdílům proti dosavadnímu přístupu.

Zatížení od rozjezdu a brzdění

Rozjezdové a brzdné síly působí v úrovni temene kolejnic v podélném směru koleje. Zavádějí se jako rovnoměrně rozložené po odpovídající přičiňující délce $L_{a,b}$ účinků rozjezdu a brzdění pro uvažovaný nosný prvek. Směr rozjezdových a brzdných sil musí souhlasit s dovolenými směry dopravy na každé koleji.

Charakteristické hodnoty rozjezdových a brzdných sil se musí uvažovat následovně:

Rozjezdová síla: $Q_{lak} = 33\ [\text{kN/m}]\ L_{a,b}\ [\text{m}] \leq 1\,000\ [\text{kN}]$ (1)
pro modely zatížení 71, SW/0, SW/2 a model zatížení HSLM

Brzdná síla: $Q_{lbk} = 20\ [\text{kN/m}]\ L_{a,b}\ [\text{m}] \leq 6\,000\ [\text{kN}]$ (2)
pro modely zatížení 71, SW/0 a model zatížení HSLM

$Q_{lbk} = 35\ [\text{kN/m}]\ L_{a,b}\ [\text{m}]$ (3)
pro model zatížení SW/2

Charakteristické hodnoty rozjezdových a brzdných sil se nesmí násobit dynamickým součinitelem Φ nebo redukčním součinitelem f pro odstředivou sílu.

Kombinovaná odezva konstrukce a koleje na proměnná zatížení

Kombinovaná odezva konstrukce a koleje na proměnná zatížení analyzuje problém vzájemného působení koleje a mostu od účinků teplotních změn a dalších zatížení.

Pokud jsou kolejnice průběžné (nepřerušované) nad nespojitým podepřením koleje (např. mezi mostní konstrukcí a tělesem železničního spodku), konstrukce mostu (nosná konstrukce, ložiska a spodní stavba) a kolej (kolejnice, kolejové lože atd.) společně odolávají podélným zatížením od rozjezdu nebo brzdění. Podélná zatížení jsou přenášena částečně kolejnicemi (kolejí) do tělesa železničního spodku za opěrou a částečně mostními ložisky a spodní stavbou do základů.

Pokud průběžné kolejnice (bezstyková kolej) brání volnému pohybu nosné konstrukce mostu, deformace nosné konstrukce (např. od teplotních změn, svislého zatížení, dotvarování a smršťování) vyvolává podélné síly v kolejnicích a v pevných mostních ložiscích.

Účinky vyplývající z kombinované odezvy konstrukce a koleje na proměnná zatížení se musí uvažovat při návrhu hlavní nosné konstrukce, pevných ložisek, spodní stavby a při posouzení účinku zatížení v kolejnicích.

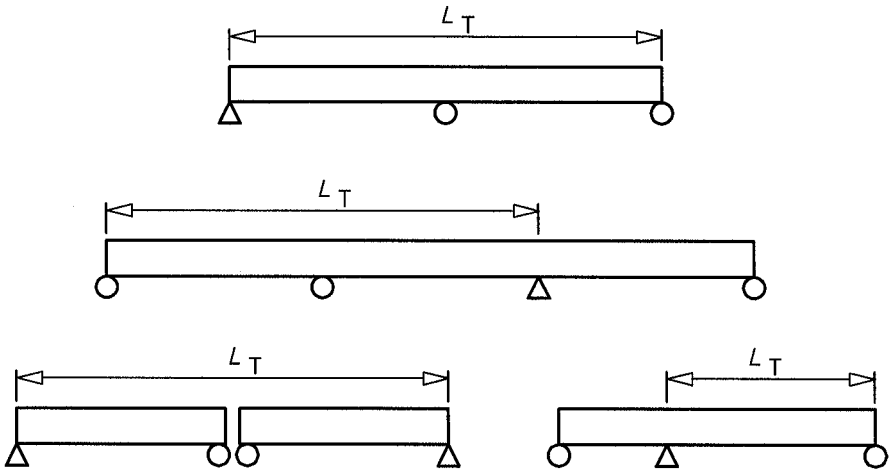
Požadavky jsou platné pro obvyklou (konvenční) kolej s kolejovým ložem. Pro kolej bez kolejového lože je lze stanovit pro konkrétní projekt.

Parametry ovlivňující kombinovanou odezvu konstrukce a koleje

Následující parametry ovlivňují kombinované chování konstrukce a musí se vzít v úvahu při analýze:

a) uspořádání konstrukce:

- prostě podepřený nosník, spojité nosníky nebo řada nosníků;
- počet jednotlivých nosných konstrukcí a délka každé nosné konstrukce;
- počet polí a délka (rozpětí) každého pole;
- umístění pevných ložisek;
- umístění pevného bodu z hlediska teploty;
- dilatační délka L_T mezi pevným bodem z hlediska teploty a koncem nosné konstrukce;



Obr. 1 Příklady dilatačních délek L_T

b) uspořádání koleje:

- systémy koleje s kolejovým ložem nebo bez kolejového lože;
- svislá vzdálenost mezi horním povrchem nosné konstrukce a neutrální osou kolejnic;
- umístění kolejnicových dilatačních zařízení.

V konkrétním projektu lze stanovit požadavky na umístění kolejnicových dilatačních zařízení z hlediska zajištění jejich účinnosti, a zároveň aby nebyly nepříznivě ovlivněny ohybovými účinky v kolejnici způsobenými těsnou blízkostí konce nosné konstrukce mostu atd.

c) vlastnosti konstrukce:

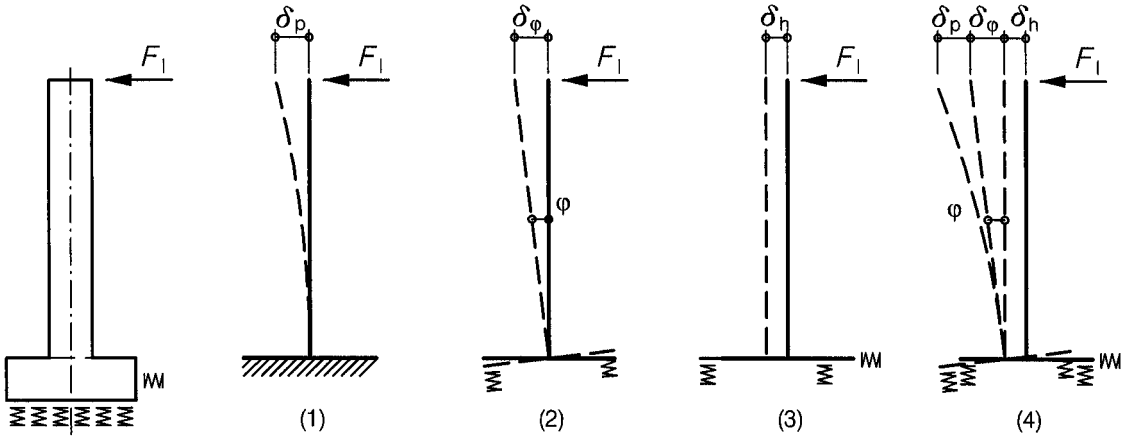
- svislá tuhost nosné konstrukce;
- svislá vzdálenost mezi neutrální osou nosné konstrukce a horním povrchem nosné konstrukce;

- svislá vzdálenost mezi neutrální osou nosné konstrukce a osou rotace ložisek;
- uspořádání nosných konstrukcí na ložiscích, umožňující podélné posunutí konce nosné konstrukce od úhlového pootočení nosné konstrukce;
- podélná tuhost mostní konstrukce definovaná jako celková tuhost, která může být využita spodní stavbou proti zatížením v podélném směru kolejí a ve které je uvážena tuhost ložisek, spodní stavby a základů.

Například celková podélná tuhost jednotlivého pilíře je dána vztahem:

$$K = \frac{F_l}{(\delta_p + \delta_\varphi + \delta_h)} \tag{4}$$

pro případ znázorněný níže jako příklad.



(1) ohyb pilíře
(2) pootočení základu
(3) posunutí základu
(4) celkové posunutí hlavy pilíře

Obr. 2 Příklad stanovení ekvivalentní podélné tuhosti v ložiscích

d) vlastnosti koleje:

- osová tuhost kolejnice;
- odpor koleje nebo kolejnic proti podélnému posunutí, uvážíme-li buď:
  - odpor proti posunutí koleje (kolejnic a pražců) v kolejovém loži vzhledem ke spodní straně kolejového lože, nebo
  - odpor proti posunutí kolejnic v kolejnicových upevněních a podporách, např. při zamrzlém kolejovém loži nebo při přímo upevněných kolejnicích,

  kde odpor proti posunutí je síla na jednotku délky koleje, která působí proti posunutí jako funkce relativního posunutí mezi kolejnicí a podporující nosnou konstrukcí nebo tělesem železničního spodku.

Zatížení uvažovaná pro kombinovanou odezvu

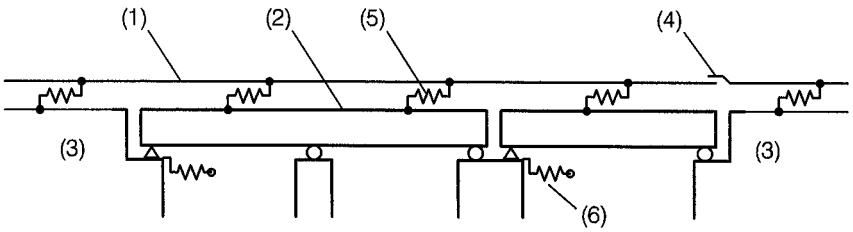
Uvažují se následující zatížení:

- rozjezdové a brzdné síly;
- teplotní účinky v kombinovaném systému konstrukce a koleje;
- klasifikovaná svislá zatížení dopravou(včetně SW/0 a SW/2, pokud se požadují); souvisící dynamické účinky lze zanedbat;
- jiná zatížení jako např. dotvarování, smršťování, teplotní spád atd. se musí vzít v úvahu pro stanovení pootočení a souvisících podélných posunutí konce nosných konstrukcí, pokud je to relevantní.

Teplotní změny v mostě se mají uvažovat jako ΔT_N podle ČSN EN 1991-1-5 [8], s γ a ψ rovnými 1,0. Hodnoty uvedené v ČSN EN 1991-1-5 jsou doporučené. Alternativní hodnoty ΔT_N lze stanovit pro konkrétní projekt na základě informací Českého hydrometeorologického ústavu viz NA.2.73 a NA.2.74 [1]. Při stanovení alternativních hodnot ΔT_N pro území ČR se vychází z národní přílohy k ČSN EN 1991-1-5 a specifik zde uvedených, zejména pro dané místo (teplotní mapy, orientace mostního objektu, konfigurace terénu, zastínění apod.), typ mostní konstrukce, její uspořádání atd. Pro zjednodušené výpočty lze uvažovat teplotní změnu nosné konstrukce hodnotou $\Delta T_N = \pm 35$ K.

Modelování a výpočet kombinovaného systému kolej/konstrukce

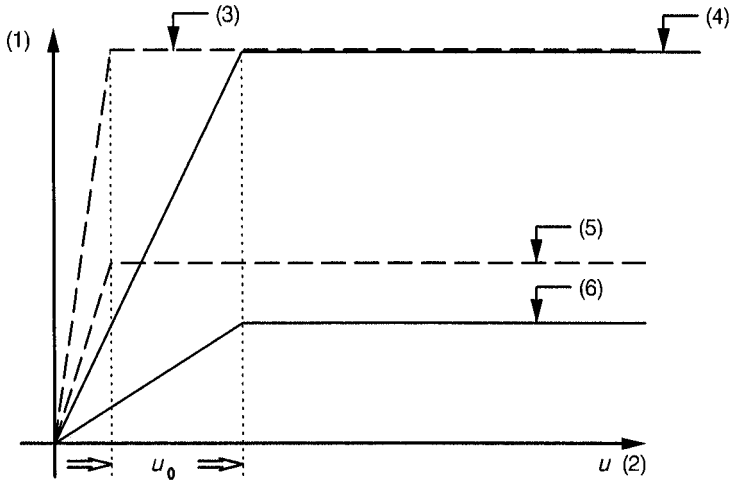
Pro stanovení účinků zatížení v kombinovaném systému kolej/konstrukce lze použít model znázorněný na obr. 3.



(1) kolej
(2) nosná konstrukce (znázorněn spojitý nosník o dvou polích a prostý nosník)
(3) těleso železničního spodku
(4) kolejnicové dilatační zařízení (je-li vloženo)
(5) podélné nelineární pružiny vyjadřující průběh závislosti podélné zatížení/posunutí koleje
(6) podélné pružiny vyjadřující podélnou tuhost *K* pevného uložení nosné konstrukce s uvážením tuhosti základů, pilířů a ložisek atd.

Obr. 3 Příklad modelu systému kolej / konstrukce

Závislost podélné zatížení/posunutí koleje nebo kolejnicových podpor je znázorněna na obr. 4 s počátečním pružným smykovým odporem [kN/mm posunutí na m koleje] a potom plastickým smykovým odporem *k* [kN/m koleje].



(1) podélná smyková síla v koleji na jednotku délky
(2) posunutí kolejnice vzhledem k hornímu povrchu podporující nosné konstrukce (dnu žlabu kolejového lože)
(3) odpor kolejnice v pražci (zatížená kolej) (zamrzlé kolejové lože nebo kolej bez kolejového lože s běžnými upevněními)
(4) odpor pražce v kolejovém loži (zatížená kolej)
(5) odpor kolejnice v pražci (nezatížená kolej) (zamrzlé kolejové lože nebo kolej bez kolejového lože s běžnými upevněními)
(6) odpor pražce v kolejovém loži (nezatížená kolej)

Obr. 4 Změna podélné smykové síly s podélným posunutím koleje pro jednu kolej

Návrhová kriteria a navrhování jednodušších případů

V 6.5 [1] jsou dále uvedena návrhová kriteria pro kolej a mezní hodnoty pro deformaci konstrukce, výpočetní metody a zjednodušená výpočetní metoda pro jednotlivou nosnou konstrukci a v příloze G je pro nejčastější případy mostů zpracována metoda pro stanovení kombinované odezvy konstrukce a koleje na proměnná zatížení.

Komentář k pojetí EN a zvyklosti v ČR a další postup

V 6.5.3, 6.5.4 a příloze G [1] 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 ČSN EN je často „přeložený ekvivalent“ doplněn v závorce termínem („bezstyková kolej“).

Definice a požadavky na bezstykovou kolej v ČR jsou uvedeny v předpisu ČD S3 „Železniční svršek“ [9], zejména v části dvanácté „Železniční svršek na mostních objektech“ a v předpisu ČD S3/2 „Bezstyková kolej“ [10]. Dle předpisů ČD nesmí dýchající konec bezstykové koleje zasahovat na most a z toho vyplývá, že začátek a konec bezstykové koleje musí být alespoň 75 m před a za mostem. Pokud není splněna tato nebo některá z dalších podmínek pro bezstykovou kolej, musí se kolej na mostě od koleje na zemním tělese oddělit kolejnicovými dilatačními zařízeními nebo kolejnicovými styky, a to také 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.

Literatura

[1] ČSN EN 1991-2 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou. ČNI, 2005

[2] Holický M., Marková J.: Eurokód ČSN EN 1990 Zásady navrhování konstrukcí, Beton TKS, 2/2005

[3] ČSN EN 1990 Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí. ČSNI, 2004

[4] ČSN 73 6203: 1986 Zatížení mostů. ÚNM Praha

[5] ČSN P ENV 1991-3 Zásady navrhování a zatížení konstrukcí Část 3: Zatížení mostů dopravou. ČSNI, 1997

[6] ČSN EN 1990, Změna A1 Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí, Příloha A2 (normativní) Použití pro mosty. ČNI, 2007

[7] Sláma J.: Eurokód 1 ČSN EN 1991-2 Zatížení konstrukcí-Část 2: Zatížení mostů dopravou (2.část-zatížení kolejovou dopravou a jiná zatížení specifická pro železniční mosty, Beton TKS, 6/2005

[8] ČSN EN 1991-1-5 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí-Část 1-5: Obecná zatížení - Zatížení teplotou. ČNI, 2005

[9] Předpis ČD S 3 Železniční svršek

[10] Předpis ČD S 3/2 Bezstyková kolej

torbo® – systémy na tryskání zvlhčeným abrazivem

Ing. Ladislav Janča, dsts

Technologie na tryskání zvlhčeným abrazivem německé firmy torbo® ENGINEERING KEIZERS GmbH je patentovaná v roce 1984 a používá se pro důkladné, ale šetrné čištění povrchů buď z důvodů estetických nebo jako příprava podkladu pro nanášení nejrůznějších hmot (nátěrových, sanačních atp.) Přístroje pracují ve více než 50 státech celého světa, v České republice jich využívá téměř 40 firem.

Princip

Hned na začátku musím zdůraznit následující fakta:

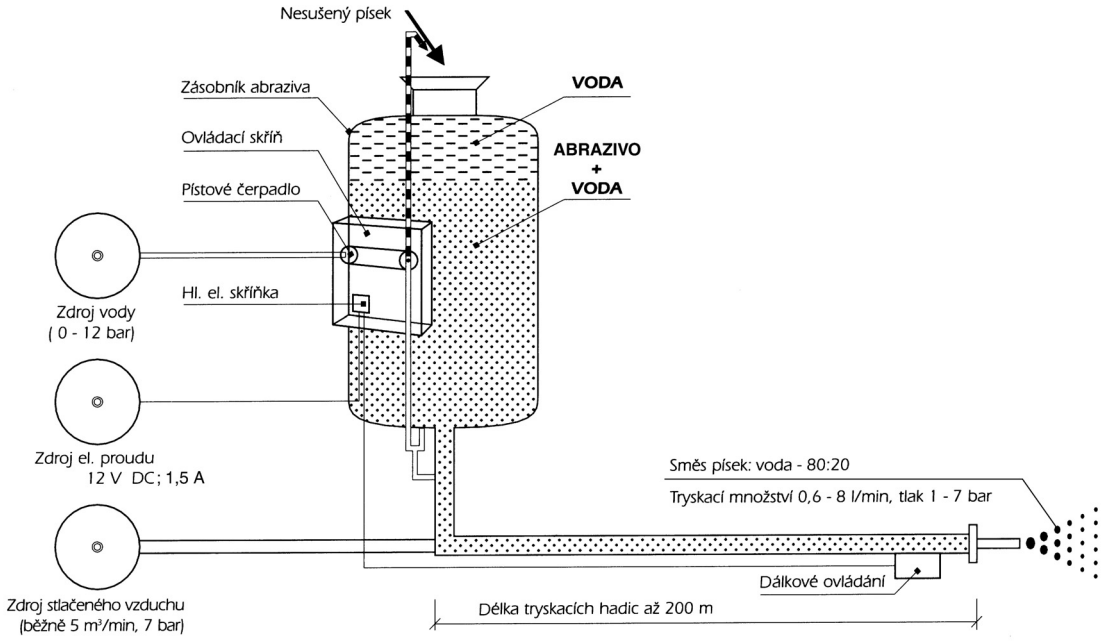
1. Nejedná se o vysokotlaký vodní paprsek s přisáváním suchého písku

2. Nejedná se ani o tryskání suchým pískem se zvlhčováním abraziva až v koncové trysce (tzv. tryskání pod „vodní clonou“).

3. Nejedná se však ani o úplně bezprašné tryskání s odsáváním.

Každý z výše uvedených systémů má nepopiratelně svoje přednosti, univerzálnosti **torbo®** přístrojů však nedosahují.

Systémy **torbo®** pracují na principu, který je zobrazen na následujícím schématu – v tlakové nádobě je abrazivo s vodou. Tato směs, konstantně namíchaná v poměru 80:20 (80% abraziva a 20% vody) je unášena proudem tlakového vzduchu proti otryskávané ploše. Maximální možné provlhčení písku, se kterým tento systém pracuje, dosahuje snížení prašnosti až o 95% (ve srovnání s pískováním za sucha). Tato primární přednost umožňuje tryskat tímto zařízením i v zastavěných částech měst bez zvláštních nároků na zabránění úletu prachu.



Obr. 1 Funkční schéma

Mobilnost

Dalším důležitým kladem těchto přístrojů je jejich mobilnost. Ke svému provozu potřebují zdroj stlačeného vzduchu dostatečného výkonu (viz následující tabulka), zdroj elektrického proudu 12V DC (většinou baterie kompresoru) a zdroj vody, který však nemusí být bezpodmínečně tlakový. Součástí přístroje je totiž pístové čerpadlo, které slouží k čerpání vody a tlakování zásobníku abraziva. Toto čerpadlo má sací výšku 6 m a je tedy schopno čerpat vodu i z beztlakového zásobníku. Z toho vyplývá, že je možno vše potřebné naložit na odpovídající nákladní automobil a odjet tryskat „někam do polí“ – např. stožáry vysokého napětí, odstraňování silničního značení nebo na výstavbu nebo opravy nejrůznějších produktovodů.

Průměr trysky (mm)	6	8	10	12	14
Výkonnost kompresoru (m^3/min)	1,8	3,2	5,0	7,2	9,8
Průměr připojovací hadice (coul)	¾“	1“	1“	5/4“	5/4“

Pozn.: Není-li zaručen přívod dostatečného množství vzduchu, přístroj NEFUNGUJE!!!

Rozsah použití

Další předností těchto přístrojů je možnost ovlivňovat výsledek tryskání a tím i jejich použití na nejrůznější povrchy – od tryskání betonu, oceli, přírodního nebo umělého kamene, přes čištění režného cihelného zdiva, štukových fasád, odstraňování nátěrů ze dřeva až po čištění travertinu nebo třeba matování skla. Přístroj se dá v extrémním případě seřídit tak, že tryskání nepoškodí lidskou ruku. Díky minimálnímu množství vody je možno tyto přístroje používat i na práce v interiéru.

Obr. 2 Možnosti seřízení přístroje

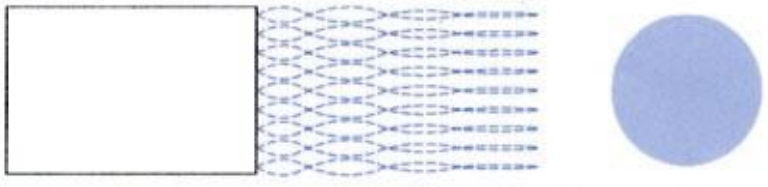
Faktory, ovlivňující výsledek tryskání ,jsou následující:

- Volba vhodného abraziva (měrná hmotnost, tvrdost, ostrohrannost)
- Volba množství tryskací směsi (litry/min)
- Volba pracovního tlaku

- Vzdálenost trysky od otryskávaného povrchu
- Velikost podílu vody v tryskací směsi (standardně nastavený poměr 80:20 lze otevřením ventilu přídavné vody měnit, zvyšovat podíl vody ve směsi a tím snižovat abrazi)
- Použití tryskacího nástavce TS98
- Zkušenost obsluhy

Tvar tryskacího paprsku bez použití nástavce TS98:

Tvar tryskacího paprsku s použitím nástavce TS98:



Výše uvedená opatření se využívají při tryskání citlivých povrchů. Při tryskání tvrdých povrchů (beton, ocel, kámen) se jimi není třeba zabývat.

Ekonomičnost

Díky maximálnímu provhlčení abraziva se pro **torbo®** přístroje využívá jako abrazivo pro tryskání běžných povrchů křemičitý písek, který není třeba předem sušit. Tím se dosáhne výrazných úspor nákladů na materiál. Navíc je spotřeba abraziva výrazně nižší než u pískování za sucha.

Pasivace ocelových konstrukcí

Při tryskání ocelových konstrukcí je možno nadstandardně přístroj vybavit dávkovačem pasivačního roztoku. Takto otryskaný a ošetřený povrch ocelové konstrukce pak vydrží (při dodržení podmínek, uváděných výrobcem inhibitoru) až několik dní bez napadení korozí.

Shrnutí předností

- Snížení prašnosti
- Mobilnost (dosah tryskacích hadic)
- Široká oblast použití (tvrdé, běžné i měkké povrchy, exteriér, interiér)
- Ekonomičnost
- Možnost pasivovat povrchy ocelových konstrukcí

Závěr

Z tohoto stručného popisu vyplývá, že se **torbo®** přístroje ve stavebnictví uplatňují především při rekonstrukcích – všude tam, kde není možné konstrukci rozebrat a odvézt k předúpravě a následné povrchové úpravě někam na stálé pracoviště.

Jako nejčerstvější příklad nasazení **torbo**® přístrojů uvádím sanaci podhledu silničního mostu ev. č. 35 -182 (estakáda Valašské Meziříčí) na podzim roku 2007. Jednalo se o tryskání (přípravu pro sanaci) cca 15.000 m^2, byly nasazeny 4 **torbo**® přístroje, denní výkon 200 – 250 m^2, spotřeba písku 75 tun, výsledky odtrhových zkoušek se pohybovaly mezi 2 – 3 MPa.

Obr. 3 Tryskání podhledu estakády ve Valašském Meziříčí

Obr. 4 Výsledek tryskání podhledu estakády ve Valašském Meziříčí

Stavby a rekonstrukce mostních objektů na železnici z flexibilních ocelových konstrukcí a trub

Ing. Jaromír Zouhar, Ing. Marek Šana, ViaCon ČR, s.r.o.

Příspěvek popisuje možnosti využití flexibilních ocelových konstrukcí z vlnitého plechu tří různých typů na tratích Českých drah jako alternativu klasických konstrukcí propustků a mostů. Jsou představeny konkrétní příklady realizovaných staveb v uplynulém roce.

Použití flexibilních konstrukcí v železničním stavitelství

Používání flexibilních konstrukcí z vlnitého plechu v železničním stavitelství má ve světě dlouholetou tradici. Poprvé byly použity v Rusku v roce 1885 (Kolokolov, 1973), patentovány však byly v USA roku 1896 (G.A. Sayed, 1994).

Flexibilní konstrukce, jakožto prvky poddajné, jsou schopné ve spolupůsobení s okolním, řádně zhutněným zásypem, přenášet značná zatížení. Díky tomuto spolupůsobení s okolním zásypem a rovněž díky jejich nevelké ohybové tuhosti vzniká statický systém, kdy se flexibilní konstrukce mírně deformuje do tvaru tlakové čáry a působící svislé zatížení je pak přenášeno zejména normálovými silami. To umožňuje ekonomické využití průřezů a navrhování subtilních konstrukcí. V případě vhodné úpravy čel je pak možno navíc docílit i esteticky vyvážených mostních objektů.

Nejpoužívanějšími materiály flexibilních konstrukcí jsou vlnitý či trapézový plech různých typů vln a ohybových tuhostí a některé plasty (polymery).

Oprava propustku v km 39,085 trati Moravany – Borohrádek u Holic s použitím flexibilní ocelové konstrukce Super Cor

Jedná se o první aplikaci flexibilní ocelové konstrukce Super Cor, montované z dílců vlnitého plechu, na tratích Českých drah.

Oproti konstrukcím o vlně 150 x 50 mm nebo 200 x 55 mm, kde první číslo je rozteč vln a druhé jejich výška, které se ve světě používají od třicátých let minulého století a v České republice posledních cca 30 let (tzv. „tubosidery“), mají konstrukce Super Cor o vlně 380 x 140 mm přibližně 9 x větší ohybovou tuhost. Díky vyšší ohybové tuhosti je možné bez dalšího vyztužování realizovat mostní objekty obvyklých obloukových profilů do rozpětí cca 15 m a „rámových“ profilů do rozpětí cca 12 m.

První konstrukce montovaná z dílců vlnitého plechu o vlně 380 x 140 mm byla realizována roku 1988 v Kanadě. V posledních přibližně deseti letech pak byla ve světě s využitím konstrukcí Super Cor postavena řada mostních objektů se spřaženými žebry vyplněnými betonem, čímž bylo dosaženo dalšího výrazného navýšení ohybové tuhosti, a tím také možnosti zvýšit rozpětí obloukových profilů až do cca 25 m a „rámových“ profilů do rozpětí cca 15 m.

Původní nosná konstrukce zchátralého ŽB propustku byla nahrazena novou mostní ocelovou konstrukcí Super Cor o světlém rozpětí 3170 mm a světlé výšce 1180 mm. Profilem OK je symetrický „rám“ tvořený vrcholovým obloukem o poloměru 8890 mm, rohovými oblouky o poloměru 1085 mm (účinné rozměry měřené na neutrálnou osu) a navazujícími šikmými stěnami (viz Obrázek 1 – Podélný řez mostem), kotvený do ŽB základových pasů pomocí kotevních šroubů. Profil se skládá ze dvou dílců, přičemž plechy jsou přesazeny o 406 mm. Spodní délka tubusu je 9,96 m, horní délka 6,94 m; konce jsou seříznuty ve sklonu svahu přilehlého násypu, tj. 1:1,5 (viz Obrázek 2). Vyšší ohybová tuhost konstrukce se příznivě podílí na zajištění stability šikmých konců

konstrukce, které se chovají jako opěrné zdi, namáhané zvýšeným aktivním zemním tlakem.

Plech z oceli S315MC o mezi kluzu 315 MPa před tvarováním zastudena (zvlněním) má po zvlnění efektivní mez kluzu min. 350 MPa. Plechy tubusu tloušťky 5,5 mm byly ve výrobně po provedení veškerých úprav (zvlnění, vyražení šroubových otvorů a koncových seříznutí do sklonu svahu násypu) opatřeny žárovým zinkem tloušťky 85 µm. Pro zlepšení protikorozní ochrany byly dále opatřeny oboustranně dílenským epoxidovým nátěrem nominální tloušťky 200 µm s náležitou předúpravou povrchu otryskáním. Tato protikorozní ochrana je dostačující pro mostní objekty, kde je stupeň korozní agresivity atmosféry na vnitřní straně konstrukce ve smyslu ČSN EN 12944-1 C4 nebo nižší. Na rubové (zásypové) straně, kde je korozní namáhání nižší, je epoxidový nátěr z důvodu nemožnosti případné obnovy v průběhu životnosti objektu.

Montáž prováděla firma Chládek a Tintěra, Pardubice a.s. s použitím lehké mechanizace. Pro dotažení cca 400 šroubů na požadovaný moment 360 Nm byly použity ruční utahováky s ráčnou.

Pro zásyp byl použit ŠP zrnitosti 0-32 mm, hutněný symetricky po obou stranách tubusu po vrstvách 300 mm na míru zhutnění 100 % PS. Tubus je odvodněn podélně uloženými flexibilními drenážními trubkami. Po dokončení zásypu a pokládce železničního svršku byly čela na obou koncích tubusu obloženy lomovým kamenem do betonu s vyspárováním a vydlážděno dno potoka (viz Obrázky 3,4).

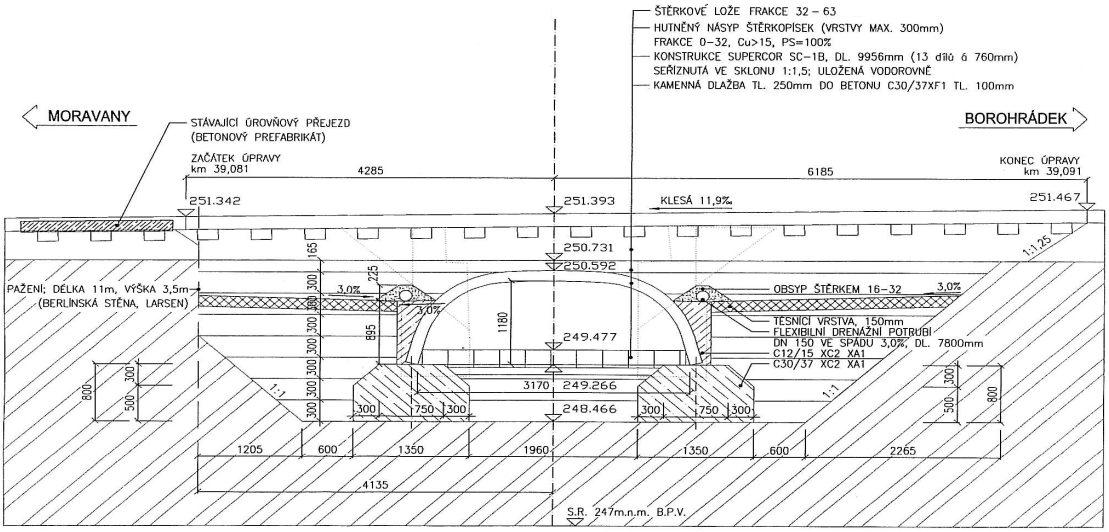
Identifikační údaje stavby:

Oprava propustku v km 39,085 trati Moravany – Borohrádek

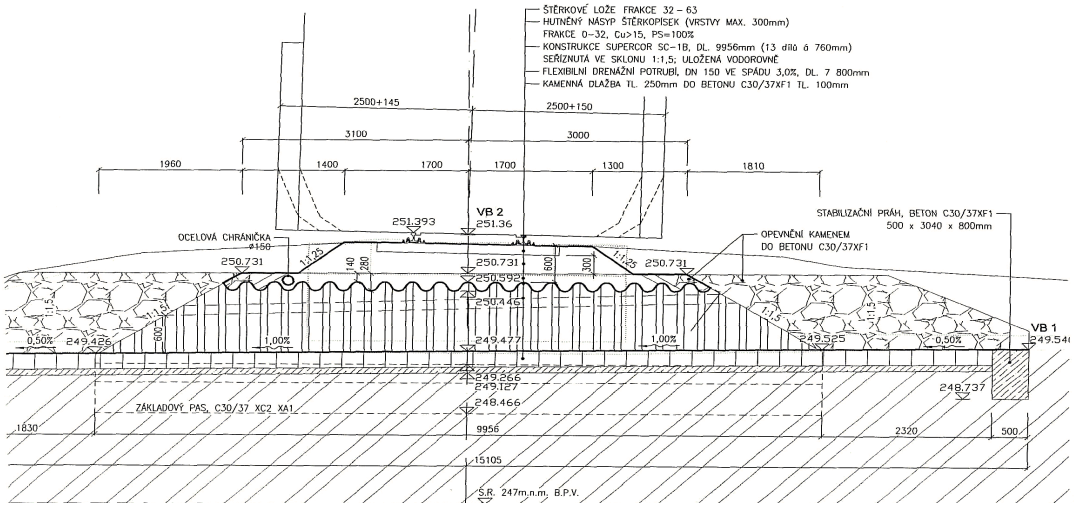
Investor: ČD a.s. SDC Pardubice

Projektant: Ing. Ivan Šír - Statika staveb & Mosty

Zhotovitel: Chládek a Tintěra, Pardubice a.s.



Obr. 1 Podélný řez mostem



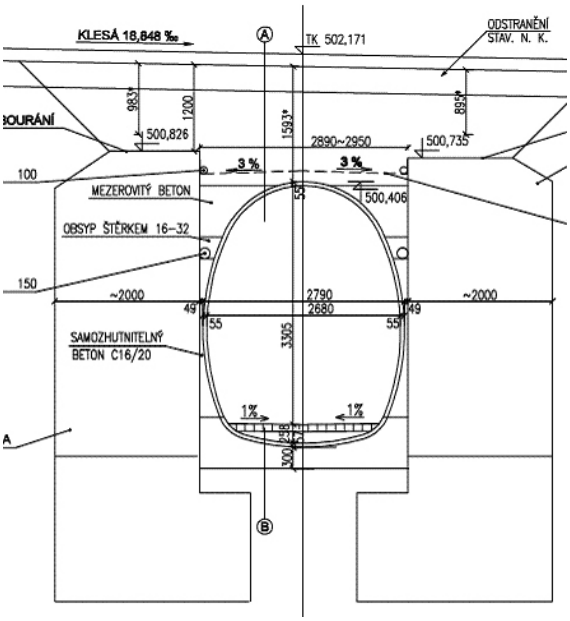
Obr. 2 Příčný řez mostem

Obr. 3 Pohled na vydlážděné koryto a příčné zvlnění v „rozích“ tubusu

Obr. 4 Odláždění čel

Rekonstrukce mostu v km 56,461 trati Horní Cerekev - Tábor s použitím flexibilní ocelové konstrukce MultiPlate

Pro rekonstrukci starého mostu sestávající z ocelové nýtované nosné konstrukce a opěr z kyklopského zdiva byla zvolena flexibilní ocelová konstrukce uzavřeného profilu. Pro vložení do úzkého a vysokého mostního otvoru byl zvolen z katalogu typ GH o rozpětí 2,68 m a výšce 3,45 m nejlépe se rozměrově hodící do těchto poměrů (viz obr. 5). Ploché dno konstrukce umožňuje průjezd lesní techniky. Za zmínku stojí fakt, že projektová mezera mezi stěnou konstrukce a starými opěrami byla jen 50 mm. Byly tak kladeny vyšší nároky nejen na montáž jednotlivých plechů tak i na výrobu.



Obr. 5 Podélný řez

Obr. 6 Pohled na výtok

Vzhledem k tomu, že má nosná konstrukce extrémně velký podélný sklon 26 %, byla ukotvena do příčných betonových prahů na vtoku a výtoku kotevními šrouby (viz obr. 6). Jelikož není toto opatření nikterak nákladné, lze říci, že flexibilní konstrukce se dobře hodí i do velmi svažitého terénu. Samotnou montáž stěžoval fakt, že nebylo možné přijet k mostu nepřístupným lesním terénem. Vše tak muselo být dopravováno po koleji. Mnohokrát tak bylo nutné plechy přenášet ručně.

Identifikační údaje stavby:

Rekonstrukce mostu v km 56,461 trati Horní Cerekev - Tábor

Investor:	SŽDC s.o., Stavební správa Plzeň
Projektant:	SUDOP Brno spol. s r.o.
Zhotovitel:	Firesta, Fišer rekonstrukce stavby a.s.
Montáž konstrukce:	EDIKT a.s.

Přestavba propustků na trati Dolní Lipka – Štíty s použitím flexibilních ocelových trub Hel-Cor a Hel-Cor PA

V rámci stavebních prací na výše jmenovaném traťovém úseku byly prováděny přestavby celkem sedmi propustků. Vzhledem k dobrým zkušenostem z jiných staveb byly použity ocelové pozinkované trouby Hel-Cor kruhového i tlamového profilu s oboustranně nalaminovanou folií TRENCHCOAT. Vzhledem k délce výluky jen sedm dní byla dodávka trub z výrobního závodu uskutečněna jednorázově. Všechny trouby tak byly dodány v potřebnou dobu. Koncepčně byly čela propustků navržena dle místních podmínek, tj. seříznutá šikmo s následným odlážděním lomovým kamenem, nebo se svislým gabionovým čelem (viz obr. 7), popř. s monolitickým bet. čelem. V jednom případě byla část ocelové trouby vsunuta do starých betonových trub (viz obr. 8).

Obr. 7 Čela z gabionů

Obr. 8 Relining

Byla tak využita velká variabilita podob propustků. Zhotovitel fy. Chládek a Tintěra, Pardubice a.s. má s výstavbou propustků z trub Hel-Cor velké zkušenosti. Ve všech případech byl použit předepsaný zásypový materiál. V těsném okolí trouby byla použita štěrkodrť jemnější frakce pro lepší kontakt trouba - obsyp.

Identifikační údaje stavby:

Přestavba propustků na trati Dolní Lipka – Štíty

Investor: České Dráhy, a.s., SDC Pardubice

Projektant: Ing. Milan Macko - Mosty a konstrukce staveb

Zhotovitel: Chládek a Tintěra, Pardubice a.s.

Závěr

Rychlá a relativně jednoduchá montáž spolu s vysokou životností a minimálními nároky na údržbu jsou dobrými předpoklady pro rozšíření tohoto typu konstrukcí na tratích Českých drah.