KONFERENCE

ŽELEZNIČNÍ MOSTY A TUNELY

SETKÁNÍ INVESTORŮ, PROJEKTANTŮ, STAVITELŮ A SPRÁVCŮ

12. ROČNÍK

pořádají

KONGRESOVÝ SÁL HOTELU OLŠANKA
OLŠANSKÉ NÁMĚSTÍ, PRAHA 3
18. LEDNA 2007

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

Partneři konference časopis Konstrukce a server www.mosty.cz

SBORNÍK PŘÍSPĚVKŮ

12. ROČNÍK KONFERENCE

ŽELEZNIČNÍ MOSTY A TUNELY

setkání správců, investorů, projektantů a stavitelů

Kongresové centrum hotelu Olšanka,
Olšanské náměstí, Praha 3
18. ledna 2007

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

mediální partner konference časopis **Konstrukce**
internetový partner konference server **www.mosty.cz**

Přípravný výbor konference: Ing. Milan Čermák, České dráhy, a.s.
Iveta Čermáková, SUDOP PRAHA a.s.
Ing. Josef Fidler, SUDOP PRAHA a.s.
Ing. Anna Kodysová, MBA, SŽDC, s.o.
Bc. Václav Petrášek, 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:

Železniční estakáda přes Masarykovo nádraží
Ing. Karel Štěrba, Ing. Jiří Elbel, SUDOP PRAHA a.s.
Ing. Roman Šafář, Fakulta stavební ČVUT
doc. Ing. arch. Patrik Kotas, Atelier designu a architektury
Ing. Petr Klimeš, Stavby silnic a železnic, a. s., závod Řevnice

Železobetonové polorámové, rámové a klenuté mosty na koridorových stavbách
Ing. Jan Sýkora, IKP Consulting Engineers, s.r.o.

Vybrané problémy realizace mostních staveb a jejich řešení
Ing. Blanka Karbanová, Ing. Pavla Březnická, SŽDC, s.o.

Integrální železniční mosty v SRN a jejich výhody pro minimalizaci doby výluk
Dr.-Ing. Richard Buba, Dipl.-Ing. Dieter Stumpf, Schmitt Stumpf Frühauf und Partner

Novelizace kapitoly 19 Ocelové mosty a konstrukce TKP staveb státních drah
Ing. Milan Kučera, ČD, a. s., O13, oddělení železničních staveb
Ing. Miloslava Pošvářová, MOTT MACDONALD Praha, spol.s r.o.

Tunely na Novém spojení - projekt a zkušenosti z realizace
Ing. Michal Gramblička, SUDOP PRAHA a.s.
Ing. Luděk Rajs, Metrostav a.s.

Prefabrikované železniční mosty a tunely zhotovené systémy Matière®
Pavel Bulejko, ABM GROUP Ltd., divize ABM Czech

Tunel Praha - Beroun - nové železniční spojení
Ing. Jiří Růžička, Ing. Otakar Hasík, METROPROJEKT Praha a.s.

Směrnice generálního ředitele SŽDC č. 11/2006
Ing. Petr Hofhanzl, SŽDC, s.o.

Rekonstrukce mostu v km 106,213 tr. Chlumec nad Cidlinou - Trutnov
Ing. Libor Marek, Ing. Radim Brůžek, TOP CON servis s.r.o.

Železniční most v km 35,274 trati Zábřeh - Krasíkov
Ing. Pavel Horáček, Ing. Jiří Jirásko, SUDOP PRAHA a.s.
Ing. Libor Marek, TOP CON servis s.r.o.
Ing. Jan Lom, Bögl & Krýsl, k.s.

Posouzení mezního stavu únavy a křehkého lomu
Doc. Ing. Tomáš Rotter, CSc., Fakulta stavební ČVUT

Zatížitelnost mostních objektů navržených na účinky vlaku "A"
Ing. Miroslav Teršel, SŽDC, s.o.
Ing. Roman Šafář, Stavební fakulta ČVUT a Max Bögl a Josef Krýsl, k. s.

Nový most přes Dyji na trati Břeclav - st. hranice ČR / SR
Ing. Libor Hökl, FIRESTA-Fišer, rekonstrukce, stavby a.s.
Ing. Jiří Chrást, MORAVIA CONSULT Olomouc a.s.

Oprava ocelových mostů na trati Mariánské Lázně - Karlovy Vary a zvyšování traťové třídy
Ing. Blanka Hejlová, Jana Ondráčková, ČD, a. s., SDC Karlovy Vary

Výroba a montáž mostu Salzachbrücke v Salzburgu
Ing. Karel Kovář, MCE Slaný, s.r.o.

Projekt rychlodráhy na magnetickém polštáři Mnichov hl. n. - letiště a vývoj nových nosníků
Dr.-Ing. Richard Buba, Schmitt Stumpf Frühauf und Partner

Rekonstrukce mostu v km 6,930 tr. Praha hl. n. - Turnov
Ing. Jan Svitavský, Ing. Libor Marek, TOP CON servis s.r.o.

Železniční most přes Západní okruh v Plzni Křimicích
Ing. Martin Vlasák, SUDOP PRAHA a.s.
Ing. Petr Žákovec, SŽDC s.o., Stavební správa Plzeň

Rekonstrukce mostu v km 151,055 na trati Plzeň - Česká Kubice
Ing. Radim Brůžek, TOP CON servis s.r.o.

Zásady hybridní metody hodnocení stavu mostních objektů s použitím metod umělé výpočetní nteligence pro systémy pro správu železničních mostů
Ing. Petr Rudolf, Univerzita Pardubice, Dopravní fakulta Jana Pernera

Systémy nosných vrstev kolejového svršku použité na trase pražského metra IV.C2 Ládví - Letňany
Ing. Jan Nosek, Metroprojekt Praha a.s.

Systém kabelových žlabů UNI 121
Ing. Hynek Vilam, Výzkumný ústav stavebních hmot, a.s., Brno
Ing. René Čechmánek, Výzkumný ústav stavebních hmot, a.s., Brno
Ing. Petr Doležal, Výzkumný ústav stavebních hmot, a.s., Brno

Odvodnění dálničního mostu Český Těšín - Žukov
Stanislav Grunt,Geberit spol.s r.o.

Zpět do obsahu

Železniční estakáda přes Masarykovo nádraží

Ing. Karel Štěrba, SUDOP PRAHA a. s.

Ing. Jiří Elbel, SUDOP PRAHA a. s.

Ing. Roman Šafář, Fakulta stavební ČVUT

doc. Ing. arch. Patrik Kotas, Atelier designu a architektury

Ing. Petr Klimeš, Stavby silnic a železnic, a. s., Závod Řevnice

Železniční estakáda přes Masarykovo nádraží je součástí stavby Nové Spojení – Praha hl. n., Masarykovo n. – Libeň, Vysočany, Holešovice. Estakáda se nachází v centru města. Přivádí železniční dopravu ze směrů Praha Libeň, Praha Vysočany a Praha Holešovice do žst. Praha Hlavní nádraží. Zajišťuje mimoúrovňové křížení trati s ulicí Husitskou a ulicí Trocnovskou.

Mostní objekt má spojitou nosnou konstrukci z předpjatého betonu o celkové délce přibližně 440 m. Na nosné konstrukci jsou umístěny všechny čtyři převáděné koleje, na straně navazující na zhlaví Hlavního nádraží se počet kolejí zvětšuje až na pět. Zhlaví na mostě bylo hlavním důvodem pro jednu konstrukci bez podélné spáry.

Most má dvanáct polí o rozpětí 39,870 + 34,877 + 9x 37,0 + 31,5 m. Poměr rozpětí prvních tří polí není ze statického hlediska optimální, ale je dán velmi šikmým křížením se čtyřpruhovou Husitskou ulicí pod úhlem pouze 21°. Protože mostní objekt se nachází v centru města, byly při jeho návrhu důležité požadavky konstrukční i estetické.

Spodní stavba

Celé zájmové území je vyrovnáno a upraveno nesourodými navážkami charakteru písků, štěrků, hlín a stavebního rumu se zbytky cihelného a opukového zdiva. Mocnost navážek silně kolísá. V okolí Trocnovské ulice dosahuje 12,0 m a v Husitské ulici až 16,0 m. Skalní podloží tvořené břidlicemi je tedy poměrně ve velkých hloubkách. Podzemní voda je dostatečně hluboko pod terénem.

Pilíře jsou železobetonové. Jejich eliptický dřík 3,8 x 9 m se nahoře rozvětvuje ve tvaru Y. Obě větve jsou spojeny železobetonovou stěnou, která umožňuje osazení lisů při výměně ložisek. Podpěry P1 a P2 v Husitské ulici jsou tvořeny dvojicí stojek oválného, konstantního průřezu 2,0 x 9,0 m (2,0 x 7,2 m). Tvar a půdorysné rozmístění se muselo přizpůsobit silničnímu řešení vozovek a chodníků. Obě opěry jsou masivní úhlové zdi. Opěra O1 (Husitská) je navíc vyztužena žebry pro přenesení vodorovných reakcí.

Založení celého mostu je hlubinné na skupinách vrtaných velkoprůměrových pilot v počtu 10 -18 ks na jeden pilíř Ø 1500/1350 mm. Piloty jsou vetknuty na potřebnou hloubku do navětralých břidlic tř. R4. Skupiny pilot jsou v hlavách spojeny mohutnou obdélníkovou patkou půdorysných rozměrů 7,0 x 15,0 m, výšky 2,0 m. Opěry jsou založeny na vrtaných pilotách Ø 1180/1080 mm.
Ložiska jsou hrncová, po dvou na pilířích a čtyři na opěře O1 (Husitská). Na pilíři (P6) uprostřed mostu je dočasně pevné ložisko po dobu výstavby. V provozním stavu most nemá pevné ložisko pro podélný směr. Vodorovná reakce v podélném směru je zachycena vodorovných kombinací vodorovných předpínacích lan a svislých elastomerových ložisek. Bezprostředně po jejich aktivaci bude uvolněno pevné uložení na P6 uvolněno.

Mostní dilatační závěr RS 100 je na opěře Husitská. Na dilatujícím konci mostu – opěře Vítkov – nemá most dilatační závěr. Kolejové lože je zapaženo přepážkami a velké dilatační zařízení pro pohyb 500 mm je osazeno do koleje.

Nosná konstrukce

Nosná konstrukce z předpjatého betonu je spojitá, čtyřkolejná s trojkomorovým příčným řezem. Výška průřezu uprostřed rozpětí je 3,20 m, nad mezilehlými pilíři se zvětšuje náběhem na 3,70 m. Rovněž tloušťka dolní desky se směrem k pilířům zvětšuje z 0,3 m v poli na 0,8 m nad pilířem. Tloušťka stěn zůstává po celé délce konstrukce konstantní 1,3 m. Z důvodu velké šířky a značného zatížení čtyřkolejným železničním provozem je konstrukce vyztužena příčníky umístěnými obvykle (v typickém poli) v šestinách rozpětí pole. Pro zajištění přístupu do každého místa uvnitř konstrukce jsou v příčnících i v hlavních stěnách průřezu navrženy průlezné otvory. Vzhledem k takto komplikovanému vnějšímu tvaru i vnitřnímu uspořádání je pro výstavbu nosné konstrukce navržena kombinace prefabrikovaného a monolitického betonu. Prefabrikované prvky zajišťují proveditelnost tvarově složité konstrukce, monolitický beton zajišťuje vzájemné spolupůsobení všech prvků a potřebnou tuhost celé konstrukce. Modulová délka všech prefabrikátů (měřená v ose nosné konstrukce) je po celé délce mostu stejná. Rozdíly plynoucí z rozpětí jednotlivých polí a z případných výrobních odchylek jsou vyrovnány v šířce nadpodporových příčníků, které jsou navrženy jako celomonolitické. Prefabrikované i monolitické části nosné konstrukce jsou z betonu C35/45-XF2. Konstrukce je navržena tak, že prefabrikované i monolitické části spolupůsobí v podélném i v příčném směru.

Navržené prefabrikáty jsou rozděleny do skupin podle umístění v nosné konstrukci: prefabrikáty DL a DP tvoří dolní boční zaoblené části nosné konstrukce, prefabrikáty HS, HL a HP tvoří ztracené bednění horní desky nosné konstrukce. Prefabrikované desky HS, HL a HP jsou navrženy ve formě tzv. “filigránů“, tzn. s příhradovou výztuží vyčnívající nad povrch prefabrikátu. Ve stavebním stadiu tato výztuž zvyšuje únosnost tenké prefabrikované desky, v provozním stavu přispívá ke spřažení prefabrikovaného a monolitického betonu. Prefabrikáty typu DL a DP z důvodu zakřivení s monolitickým betonem spřažené nejsou. Monolitické části nosné konstrukce se provádějí ve třech fázích betonáže. První fáze zahrnuje dolní desku střední komory, druhá fáze podélné stěny a příčníky; první fáze je ukončena na úrovni dolní plochy horní desky nosné konstrukce. Druhá fáze betonáže zahrnuje monolitickou část horní desky, která bude provedena po položení horních prefabrikátů HL, HS a HP.

V prostoru nad Husitskou ulicí, kde dochází k rozšíření mostu, zůstává konstantní tvar vnitřní komory i vnějších komor. Šířka konstrukce se zvětšuje prostřednictvím plynulého nárůstu tloušťky vnitřních stěn, které jsou v posledním poli vylehčeny dutinou a mění se na samostatné komorové nosníky.

Nosná konstrukce je předepnuta v podélném, příčném a lokálně i ve svislém směru. V podélném směru je konstrukce předepnuta vnitřními kabely se soudržností, vedenými ve stěnách střední komory. Pro případ budoucího zesilování mostu jsou v nosné konstrukci navíc vynechány kotvy a deviátory pro volné kabely. Vnitřní kabely se soudržností jsou navrženy z 22 lan ∅ 15,7-1770/1570 a z 18 lan ∅ 15,7-1770/1570. Vnější kabely pro případné budoucí zesílení nosné konstrukce jsou uvažovány z 20 lan Ls 15,7-1770/1570. Pro vnitřní kabely se soudržností je použit předpínací systém Dywidag, pro volné kabely se předpokládá předpínací systém VT-JHP-M/CMM/D-150. V příčném směru je nosná konstrukce předepnuta v úrovni horní desky a v úrovni dolní desky. Horní příčné předpětí je tvořeno kabely z 12 lan ∅ 15,7-1770/1570. Dolní příčné předpětí je z technologických důvodů navrženo z předpínacích tyčí – v místě příčníků v poli tyče Macalloy 26,5, nad podpěrami tyče HPT 40. Svislé předpětí je navrženo v příčnících nad pilíři P1 a P2, kde má nosná konstrukce z důvodu šikmého křížení s Husitskou ulicí nepřímé uložení. Pro svislé předpětí jsou navrženy tyče Macalloy 32.

Z důvodu ochrany proti účinkům bludných proudů je veškerá soudržná předpínací výztuž vedena v elektricky izolovaných kanálcích. Případné volné kabely budou dopínatelné a vyměnitelné.

Statický návrh nosné konstrukce

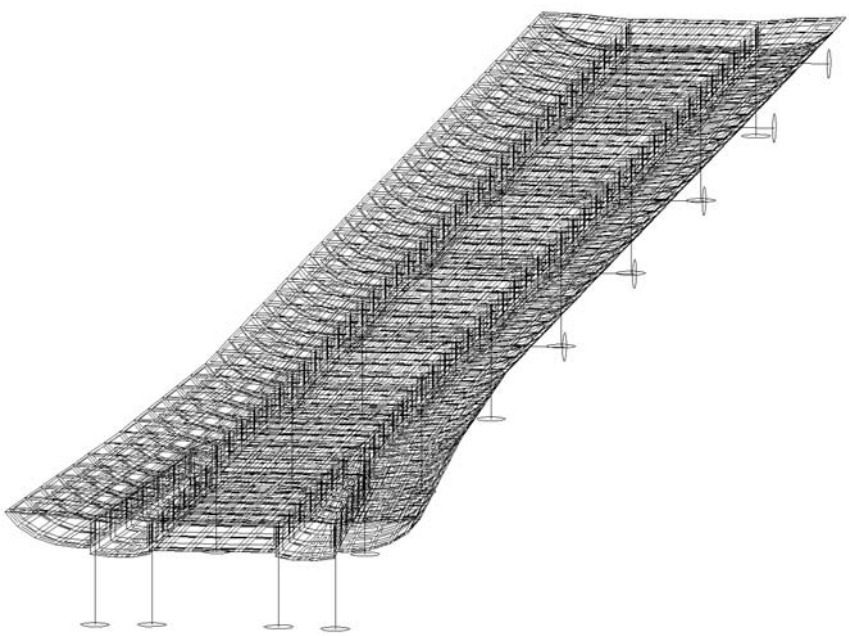
Přestože vzhledem k umístění mostního objektu v centru města byla při návrhu mimořádně důležitá nejen hlediska konstrukční, ale i estetická, vyznačuje se navržená konstrukce čistým a jasným statickým působením. Byla navržena konstrukce, která je estetická sama o sobě, bez přídavných a doplňujích dekorací.

Vzhledem k uspořádání konstrukce bylo při návrhu nutné zohlednit ve zvýšené míře následující účinky a vlivy:

- Ochabnutí smykem: konstrukce se vyznačuje značnou celkovou šířkou přibližně 22,5 m (v délce se čtyřkolejným uspořádáním), šířkou volné desky 9 m mezi osami podélných stěn a cca 6 m vně podélných stěn. Z hlediska vlivu ochabnutí smykem je také významný poměr šířky nosné konstrukce k rozpětí.
- Postupné provádění nosné konstrukce z hlediska podélného i příčného řezu, rozdílné stáří betonu prefabrikovaných a monolitických částí konstrukce. Nosná konstrukce byla navržena tak, že jednotlivé prefabrikované i monolitické části vzájemně spolupůsobí v podélném i v příčném směru.

Statický výpočet byl proveden pomocí programu IDA NEXIS včetně modulu TDA. Pro účely výpočtu bylo sestaveno několik různých výpočetních modelů.

Analýza prostorového působení nosné konstrukce, roznášení na jednotlivé nosné prvky, účinků ochabnutí smykem a výpočet vnitřních sil pro návrh deskových částí konstrukce byly provedeny na prostorovém deskostěnovém modelu části nosné konstrukce o délce sedmi polí, viz obr. :



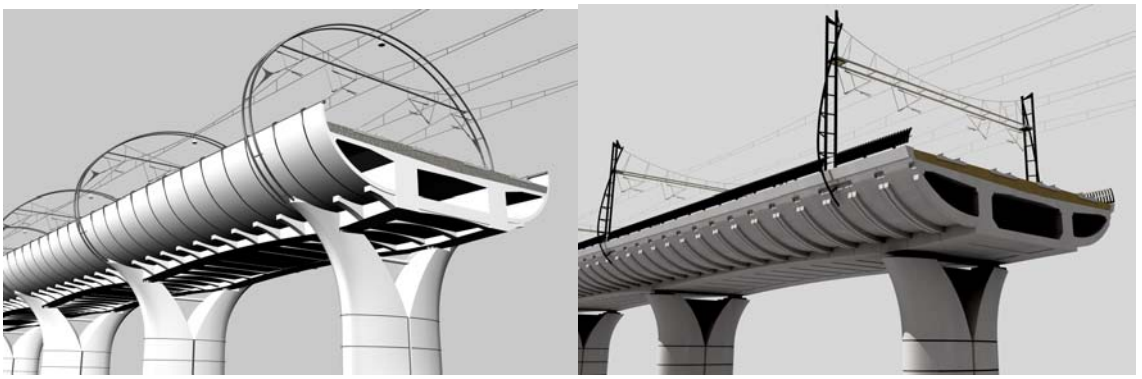
Obr. 1 Statický model

Základní výpočet vnitřních sil od dlouhodobého i od krátkodobého zatížení v podélném směru byl proveden na rovinném prutovém modelu. Vliv příčného roznášení na jednotlivé části konstrukce i vliv ochabnutí smykem byl zohledněn prostřednictvím

součinitelů, jejichž hodnoty byly stanoveny na základě analýzy konstrukce na prostorovém deskostěnovém modelu.

Výpočet předpjaté nosné konstrukce s podrobným uvažováním postupu výstavby, rozdílného stáří jednotlivých částí v podélném směru i po příčném řezu a s uvažováním změn statického systému byl proveden pomocí modulu TDA programem IDA NEXIS. Výpočet byl proveden na rovinném prutovém modelu.

Architektura



Obr. 2 Vývoj architektonického řešení

Stavba „Nového spojení“ je urbanisticky významný soubor liniových objektů, mající svůj počátek na straně hlavního nádraží za křižovatkou Bulhar podél Husitské ulice v místě napojení na realizované nové mostní objekty přes Seifertovu třídu, které nahrazují původní příhradové mosty. Nové severní kolejové zhlaví Hlavního nádraží se postupně sbíhá do čtyřkolejné estakády, která půdorysným směrovým obloukem překračuje Husitskou ulici, přechází nad areálem budoucího železničního muzea (dříve lokomotivní depo Masarykova nádraží), dále přechází Trocnovskou ulici a následně proniká do západního svahu Vítkova, kde jsou situovány dva tunelové portály.

Architektonické řešení mostní konstrukce a její spodní stavby bylo vedeno snahou o maximální odlehčení konstrukcí, aby nebyla zdůrazňována robustnost a hmotnost stavby. V kontrastu vůči velkým silám a momentům, působícím v těchto konstrukcích, byly navrhovány pokud možno subtilní dimenze s oblými měkkými tvary a architektonickými detaily, jež budou mít lidské měřítko. Objekt estakády není možné vidět pouze jako utilitární dopravní konstrukci, ale je nutno vnímat estakádu jako element spoluvytvářející celkové životní prostředí a atmosféru města, čili obdobně jako exponovaný dům v centru města. Jelikož se jedná o vytváření městského parteru v přímém kontaktu s člověkem, jsou v návrhu uvažovány kvalitní a zároveň trvanlivé materiály, které ovšem budou nenáročné na údržbu.

Použití decentní bílo-šedé neutrální barevnosti a oblých měkkých křivek při tvarování těchto konstrukcí by mělo být důležitým znakem pro celkové architektonické řešení, připomínající podobné tvarování tunelových portálů, i vyjadřující souvislost s designem moderních vlakových souprav.

Důležitým vizuálním prvkem trati jsou trakční trolejové stožáry. Na rozdíl od všech ostatních existujících tratí Českých drah, kde jsou používány výhradně typové konstrukce, je v tomto projektu navržen zcela nový, atypický design stožárů a bran trakčního trolejového vedení. Vzhledem k tomu, že tato trať prochází tak výrazně exponovaným územím, jsou trakční stožáry chápány jako přímá architektonická součást stavby, zejména v místech na estakádách.

Během přípravy jednotlivých projekčních stupňů stavby a převážně v souvislosti s projednáváním dokumentace s dotčenými orgány státní správy, především

s Odborem památkové péče Magistrátu hlavního města Prahy, bylo nutné provést některé úpravy architektonického řešení konstrukce. Původně zamýšlený plný parapet s vloženou protihlukovou izolací byl nahrazen transparentním ocelovým zábradlím, eliptické ocelové brány atypických trakčních stožárů byly nahrazeny odlišně tvarovanými – více odpovídajícími požadavku na svislost konstrukce.

Konkretizace technického řešení betonových konstrukcí si vyžádala úpravy v partiích spodního líce konstrukce a příčných žeber, upraveno bylo tvarování pilíře.

Výstavba

Přestože Rozsah projektu estakády a časová náročnost projekčních prací byly mimořádné, což podstatně ovlivnilo přípravu stavby. Projekt byl dopracováván souběžně s výstavbou mostu. U projektu takto složité stavby jsou pochopitelně v RDS nutné nezanedbatelné změny oproti zadávací dokumentaci s ohledem na konkrétní technologie. Z uvedených důvodů je pro stavbu charakteristická i rozsáhlá spolupráce zhotovitele a projektanta při vlastní výstavbě.

Výstavba spodní stavby byla zajímavá především s ohledem na řešení rozšiřujících se pilířů. V důsledku velkého zatížení jsou tyto pilíře silně vyztužené, což se promítlo do technologie betonáže. Této záležitosti byla věnována pozornost v rámci minulých betonářských dnů a proto zde není dále popisována.

Jedním z prvních kroků při výstavbě mostu bylo řešení otázky prefabrikace. Prefabrikace umožňuje výrazně zjednodušit a zrychlit vlastní výstavbu mostu a tvarově složité prvky připravit předem. Dodavatel mostu má výrobny mostních prefabrikátů v Řeporyjích a Řevnicích. S ohledem na dopravní situaci v Praze, rozměry prvků a další důvody bylo rozhodnuto o výrobě přímo na místě stavby, ve stávajícím objektu, který by jinak nebyl během výstavby využíván. Výrobní formy jsou ocelové, s ohledem na určitá omezení provizorní výrobny jsou formy pohyblivé. Tvar prefabrikátů je poměrně složitý, formy od firmy VPK umožňují úpravy délek a výškové úpravy prefabrikátů. Na konstrukci je navrženo cca 700 prefabrikátů, opakovatelnost stejných prvků je relativně malá. Výroba probíhá postupně pro jednotlivá pole a vyžaduje značnou koordinaci s ohledem na skladovací možnosti, ty jsou navíc omezené skruží mostu. Pro montáž slouží manipulační a stabilizační kotvy PFEIFER.

Pro výstavbu nosné konstrukce je používána prostorová skruž firmy DOKA, ta tvoří podpěru pro boční prefabrikáty i umožňuje vytvoření bednění střední spodní desky. Vzhledem k velkému zatížení jsou stojky navrženy velmi hustě. Výstavba a demontáž skruže je velmi rychlá, řešení je komplexní. Limitujícím faktorem jsou požadavky na vhodnou plochu pro založení stojek, případně únosnost jednotlivých prvků v případě nutnosti přemostění většího rozpětí. Při řešení křížení s komunikací Trocnovskou proto bylo nutné zvolit odlišné řešení. Využívá se kombinace různých systémů. Pro podskružení je použit materiál PIŽMO a ocelové nosníky IP 100 délky 26 m. Na nosnících je uložena konstrukce firmy DOKA. Ze statických důvodů se při návrhu skruže, pro zatížení od betonáže desky, ukázalo vhodné využít volné kabely. Toto řešení je relativně snadné, protože pro možné zesilování v budoucnu je konstrukce opatřena deviátory pro rezervní volné kabely. Tyto kabely budou sloužit dočasně během výstavby, před předepnutím kabelů se soudržností. Výsledné řešení podskružení přináší podstatnou výhodu, odstraňuje dopravní omezení ve velmi frekventované Trocnovské ulici a nutnost problematického zakládání skruže na komunikaci nebo chodnících.

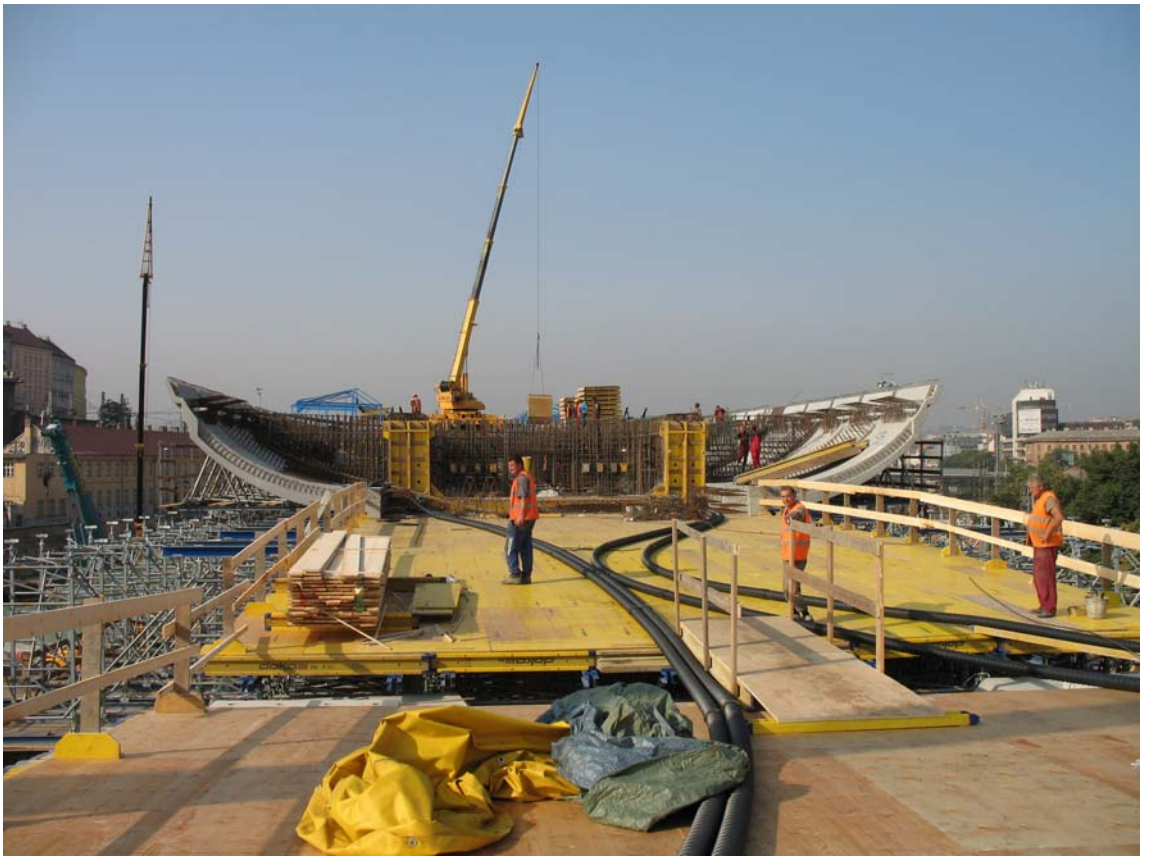
Pro betonáž nosné konstrukce je používán stejně jako u pilířů beton dodávaný TBG Metrostav. Betonáž probíhá postupně, spodní deska, trámy a příčníky, horní deska, vždy pro celou fázi, tj. celé příslušné pole včetně přesahů. Pro spodní desku a trámy je využíván samozhutnitelný beton. Ten zde potvrdil, stejně jako u pilířů, své výhody.

Jednak umožnil dokonalé probetonování hustě vyztužených částí i pod otvory, kabelovými kanálky a deviátory, jednak nezanedbatelná byla i rychlost betonáže. Betonáž každé etapy proběhla během jednoho dne, přitom objemy betonu byly značné, spodní deska má cca 280 m3, trámy a horní deska po 600 m3. Technologie byla ověřena během první fáze, dodávka betonu byla výrobcem betonu dokonale zajištěna po stránce technologie, i z hlediska nasazené techniky a organizace dodávek. S ohledem na objemy betonu a mimořádnost konstrukce, pokládal dodavatel za vhodné zajistit komplexní sledování první fáze konstrukce. Návrh, instalaci a vyhodnocení měření provádí KÚ ČVUT. Dosavadní výsledky potvrzují správnost zvoleného postupu. Instalovaná zařízení umožňují i dlouhodobé monitorování mostu.
Postup výstavby nosné konstrukce - nosná konstrukce je realizována po jednotlivých polích s konzolou přesahující do místa nulového momentu v následujícím poli.

Postup výstavby je následující:

- Zřízení skruže pod příslušným polem nosné konstrukce,
- Osazení dolních prefabrikátů DL (levý) a DP (pravý) na podlahu bednění,
- Monolitická betonáž 1. krok – dolní deska,
- Monolitická betonáž 2. krok - podélné stěny nosné konstrukce, stěny příčníků,
- Osazení prefabrikátů HL (horní levý), HP (horní pravý) a HS (horní střední) na vybetonovanou část nosné konstrukce,
- Betonáž 3. krok – horní deska,
- Vnesení svislého předpětí (pokud se v daném betonážním díle nachází),
- Vnesení příčného předpětí,
- Vnesení podélného předpětí.

Obr. 3 Nosná konstrukce na skruži



Obr. 4 Betonáž monolitické části nosné konstrukce

Závěr

V současné době jsou v hrubé stavbě hotova 3 pole nosné konstrukce a čtvrté pole se realizuje. Most v centru města přináší s sebou řadu problémů pro zhotovitele i projektanta, zvláště když trasa je vedena přes frekventované komunikace, jakými Trocnovská a Husitská rozhodně jsou. Do doby uvedení mostu do provozu uplynou ještě dlouhé 2 roky, ale již dnes je částečně vidět, jaký mostní objekt Nového spojení propojí hlavní nádraží s vítkovskými tunely.

Investorem je SŽDC s.o., Stavební správa Praha.

Stavba je realizována sdružením firem Skanska ŽS a.s , SSŽ a.s., Metrostav a.s. a Subterra a.s, dodavatelem mostu je SSŽ a.s., závod Řevnice.

Zpět do obsahu

Železobetonové polorámové, rámové a klenuté mosty na koridorových stavbách

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

V příspěvku jsou uvedena řešení „nízkoúdržbových“ konstrukcí s minimalizací dilatačních a pracovních spar a ve většině s otevřeným kolejovým ložem. Polorámové objekty umožňují vedení sítí včetně budoucích křížení, klenuté příčle objektů navazují na původní charakter objektů – křivka je přirozený přírodní tvar. Uvedená řešení jsou z projektů v úseku tratě Červenka- Zábřeh a Plzeň-Stříbro z dílny IKP CE, spol. s r.o. .

1. Úvod

Tradice použití rámových a polorámových objektů při rekonstrukcích objektů je letitá a prochází jako vše svým vývojem. Dříve často používané prefabrikované prvky pro podchody nebo polorámové prefa dílce s rozvojem technologie betonu a prostředků jeho uložení a zpracování na stavbě ustoupily do ústraní a nejen z těchto důvodů . Nynějším trendem je zvyšování životnosti konstrukcí, snižování udržovacích nákladů, minimalizace míst v konstrukci, která mohou být zdrojem poruch a nutných sanací a snižování životnosti konstrukce. Preferují se tedy konstrukce bez dilatační spáry mezi kolejemi, konstrukce bez dilatačních závěrů či ložisek tam kde je to možné. Preferuje se i použití otevřeného kolejového lože, kde jsou k tomu podmínky.

Monolitický železobeton umožňuje dobře i tvarování konstrukcí a vnesení křivek do tvarů konstrukcí. A to nejen u výrazných rozpětí , ale i pro drobnější objekty. Lze tak docílit nejen příznivějšího statického působení , ale i příznivějšího dojmu z konstrukce. U menších rozpětí není významná citlivost na druh zásypu konstrukce, u větších rozpětí je pro interakci se zeminou zásadní otázkou technologie zemních prací a dodržení parametrů zemin užitých ve statickém výpočtu. Další vývojovou etapu se zdají být tzv. integrované konstrukce , kde vstupuje do hry interakce opěry se zemním prostředím a jedná se většinou o opěry hlubinně založené.

2. Mosty v úseku tratě Červenka - Zábřeh

Tato řešení jsou projekčně z let 2002-2003, realizace čtyř proběhla v letošním roce. Celkem šest klenutých mostů z prostého betonu bylo poškozeno trhlinami, protékajícími podélnými spárami mezi kolejemi , nedostatečnou šířkou a přesypáním říms. Objekty většinou procházejí i meliorační trubní přepady. Kromě uvedeného byl zásadním důvodem pro rekonstrukci také nedostatečný průtočný profil- uvedený úsek je v blízkosti řeky Moravy a záplavy z roku 1997 byly dostatečným varováním. Pro tento úsek bylo navrženo unifikované řešení- polorám o světlosti opěr 3400 a 3700 mm s plošným založením a to buď s otevřeným nebo uzavřeným kolejovým ložem podle podmínek a stanovisek správce. Konstrukce mostů je provedena bez dilatační spáry mezi kolejemi, pro zřízení pracovní spáry byla pojížděná část nového mostu podepřena a zbývající část byla přibetonována přes tuto spáru. Izolace byla navržena proti stékající vodě a vodě tlakové u opěr, kritická místa byla zesílena.

Obr.2.1 Klenba z prostého betonu- typický objekt pro řešení

Obr.2.2 Náhrada klenby z prostého betonu žlb. polorámem- typické řešení -založení

Obr.2.3 Náhrada klenby z prostého betonu žlb. polorámem- typické řešení -betonáž

Obr.2.4 Náhrada klenby z prostého betonu žlb. polorámem- typické řešení –před dokončením

Obr.2.5 Náhrada klenby z prostého betonu žlb. polorámem–příklad dokončení

Obr.2.6 Náhrada klenby z prostého betonu žlb. polorámem- přiklad dokončení

3. Mosty v úseku tratě Plzeň- Cheb

Tato řešení jsou projekčně z roku 2005, realizace probíhá v letošním a příštím roce. Postup výstavby některých objektů poznamenaly některé změny technologických postupů výstavby- je tedy dokumentována rozestavěnost.

3.1 Most v km 363,857 trati Plzeň- Cheb

Klenutý most přes polní cestu (lokalita U Chaloupků) je ve špatném stavu, klenba teče, tvoří se výluhy, spárování zdiva vypadané nebo porušené, vypadlé kameny v opěře a uvolněné kameny v křídlech. Objekt je porostlý vegetací.

V úrovni základových spár opěr bylo zastiženo skalní podloží – fylitické břidlice navětralé (třída R4) až mírně zvětralé (třída R5).

Obr.3.1a Stávající most

Navržené řešení

V duchu předchozího stupně dokumentace je navržena nosná konstrukce – uzavřená rámová konstrukce s klenutou horní příčlí o světlosti 3800 mm s přesypávkou 1160 mm včetně kolejového lože (stavební výška 1954 mm). Volná výška pod mostem – 4630 mm, výška průjezdního prostoru 4200 mm. Nosná konstrukce je navržena ze železobetonu C 30/37 XD1,XF2 v tl. 400 mm, výztuž 10505.0 (R). Po obou stranách tratě je rám ukončen čelní zdí s římsou. Nosná konstrukce je navržena s pracovní spárou v polovině délky rámu pro případ odchylných stavebních postupů od projektu. Nový most je půdorysně situován excentricky vůči stávajícímu mostu – je využita chebská opěra jako pažící konstrukce.

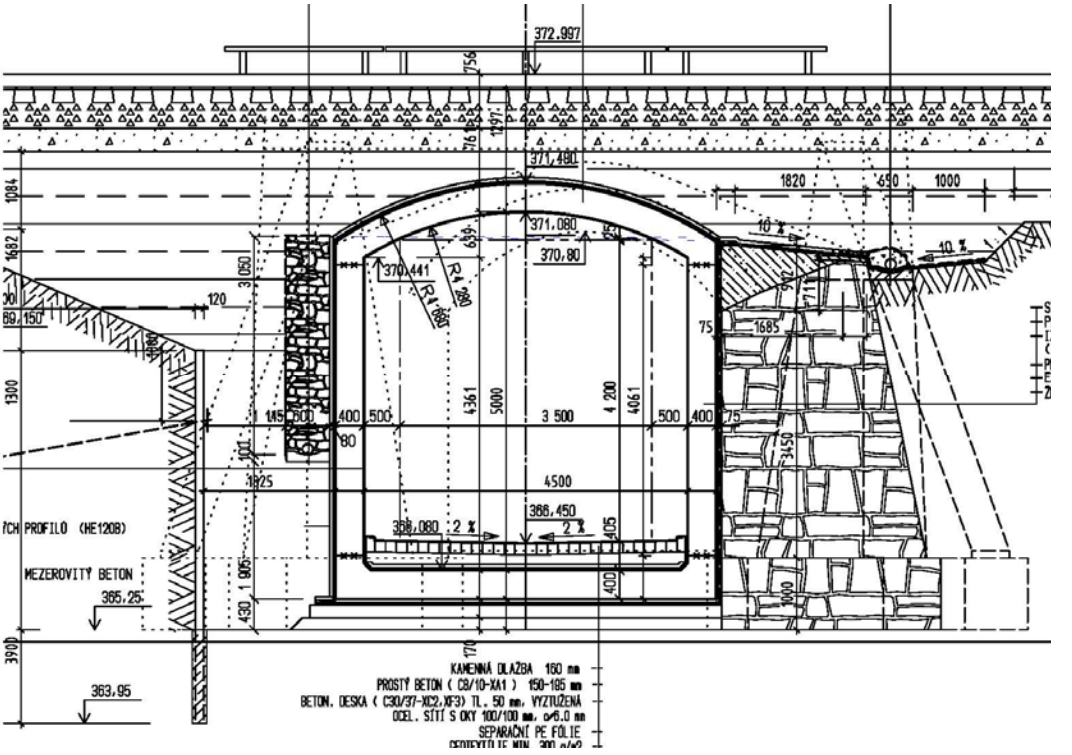
Po obou stranách trati jsou situována tížná šikmá křídla ze železobetonu C 30/37-XD1,XF2 proměnné tloušťky, konstrukční výztuž 10 505.0 (R).

Na mostě je kolej v přímé, otevřené kolejové lože.

Při výstavbě bylo využito komorového mostního provizoria (dále MP KNO) , protože nebylo možné z prostorových důvodů realizovat ani jednu polovinu objektu. Po snesení kolejového lože bylo zřízeno kotvené záporové pažení za plzeňskou opěrou, následně osazeno MP KNO na inventární úložné prahy. Klenutý kamenný most byl po vložení MP KNO zčásti demolován. Ze stávajícího kamenného mostu se ponechá chebská opěra s přilehlým křídlem vlevo trati. To bude sloužit jako pažení stávajícího zemního tělesa.

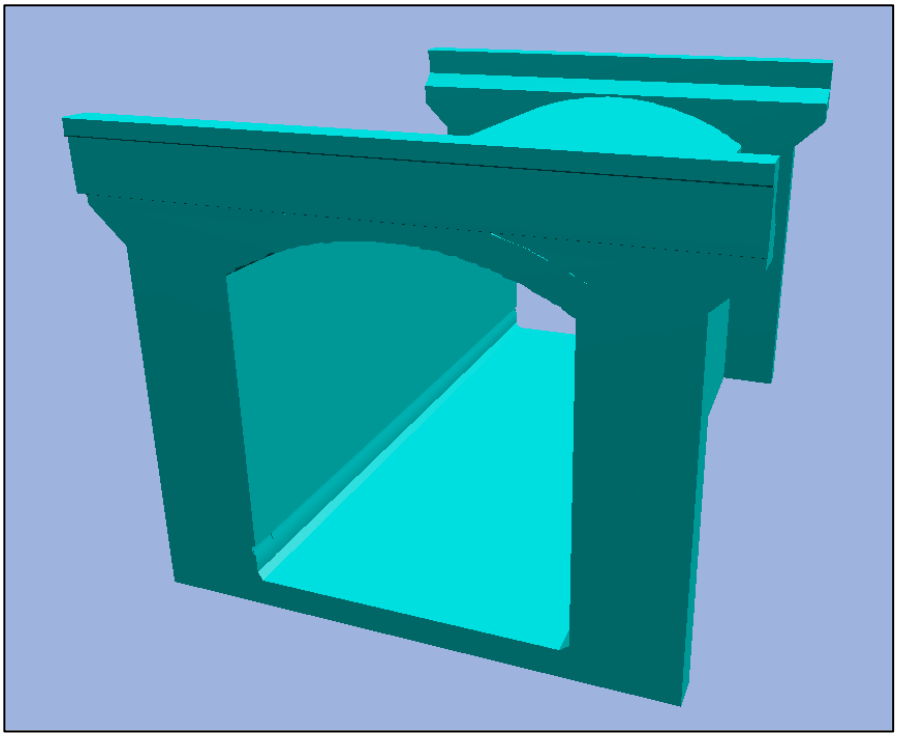
Vodotěsné izolace nových nebo ponechaných nosných konstrukcí a částí spodní stavby jsou izolací proti stékající vodě. Jsou navrženy natavované asfaltové pásy z modifikovaného asfaltu dle schválených izolačních systémů.

Procházející polní cesta bude v prostoru pod mostem a mezi křídly zpevněna kamennou dlažbou. Pod mostem má cesta z důvodu odvodnění podélný sklon 0,5 %, kdy sklon klesá zleva doprava, a dostředný sklon 2%.



Obr. 3.1b: Podélný řez kolejí v místě stávajícího mostu

Obr. 3.1c: Model pro vyztužování rámu



Obr. 3.1d: Záporové kotvené pažení , MP KNO

Obr. 3.1e: Před zahájením prací na výztužení horní příčle

Obr. 3.1f: Vyztužení horní příčle a římsy

3.2 Most v km 366,454 trati Plzeň- Cheb

Stávající jednokolejný kamenný klenutý most – protékající příčně stažená klenba bude díky přeložce trati (větší poloměr traťového oblouku) opuštěn a demolován. Nyní je objekt hodnocen stupněm 2/2.

Navržené řešení

Nosná konstrukce nového objektu je navržena ze železobetonu C 30/37 XD1 XF2 v tl. 450 mm, výztuž 10505.0 (R) . Klenutá příčel je vetknuta do žlb. rámových opěr. Příčel rámu je navržena vodorovná . Půdorysně je nosná konstrukce navržena šikmá pod úhlem 60^{o} a to z důvodu vedení polní komunikace pod mostem pro snížení záborů při napojení na původní trasu komunikace. Kolmá světlost je 4500 mm, volná výška průjezdního prostoru je 4560 mm. Vlevo trati je příčel ukončena čelní zdí s římsou , čelní zeď přechází do zavěšených rovnoběžných křídel částečně podepřených u základu opěr. Římsa je opatřena ozubem na rubové ploše pro ukončení vodotěsné izolace. Nosná konstrukce je napříč koleje navržena s pracovní svislou spárou v místě výškového odskoku základů (důvodem je podélný sklon polní komunikace)

Vpravo trati je čelní zeď s římsou podstatně kratší, protože křídla jsou řešena jako různoběžná. Římsa je opatřena ozubem na rubové ploše. Vzhledem k výšce přesypávky je navrženo na obou římsách zábradlí. Vodorovná pracovní spára je navržena cca 1 m pod místem nasazení klenby na opěry a tato spára je protažena až do čelní stěny.

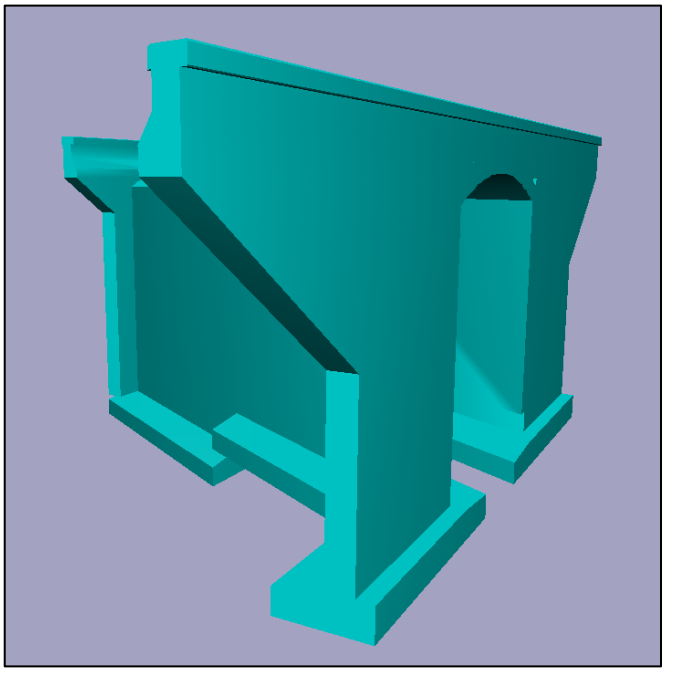
Kolej na mostě je o R= 650 m resp. 654 m, otevřené štěrkové lože, přesypávka včetně kolejového lože činí 1609 mm, stavební výška činí 2186 mm. Šikmost mostu ve vztahu k výšce přesypávky a stabilizaci zemin násypového tělesa vápnem by neměla mít vliv na chování koleje nad tímto objektem.

Obr 3.2a. Realizace záporového pažení u stávajícího mostu

Vodotěsné izolace nových nosných konstrukcí a částí spodní stavby jsou izolací proti stékající vodě. Jsou navrženy natavované asfaltové pásy z modifikovaného asfaltu dle schválených izolačních systémů.

Pro zajištění realizace SO byla vpravo stávající trati zřízena záporová stěna kotvená ve třech úrovních. Pro její realizaci byla nutná i pomocná stěna pro pohyb vrtací soupravy v úrovní vrtací plošiny.

Stávající klenutý kamenný most bude po převedení provozu na přeložku tratě demolován. Demolice je provedena do úrovně základů opěr a křídel – tj. cca 0,5 m pod úroveň terénu. Kámen vyzískaný z demolice bude použit pro zřízení gabionových zídek v místě vysvahovaného opouštěného drážního tělesa , aby bylo dosaženo zkrácení rovnoběžných křídel nového mostu vlevo trati..



Obr 3.2b. Model pro vyztužování konstrukce

Obr 3.2c-e Realizace kotvené záporové stěny

Obr 3.2f Vybetonované části stěn polorámu

Obr 3.2 g Bednění a výztuž zakřiveného křídla

Obr 3.2 h Bednění a výztuž křídla

Obr 3.2i Zakřivené křídlo

Obr 3.2j Rozpracovaný stav před realizací klenuté příčle

Obr 3.2k Bednění a výztuž klenuté příčle

3.3 Most v km 366,658 trati Plzeň- Cheb

Klenutý most s vysokou přesypávkou protéká v oblasti čelních zdí, tvoří se výluhy, spárování zdiva je vypadané nebo porušené, vypadlé kameny a uvolněné kameny v křídlech. Vyboulené zdivo křídel, porušený betonový parapet. Objekt je porostlý vegetací. Hodnocen po poslední prohlídce 2/2. Světlost mezi opěrami 5580 mm, výška přesypávky 11170 mm včetně kolejového lože. Pod mostem prochází zatrubnění Hracholuského potoka z roku 1924. Opěry mostu jsou z porfyru pojeného vápennou maltou částečně rozrušenou a vyplavenou. Zdivo klenby je řádkové - pískovec rezavě smouhovaný v tl. 650 - 800 mm, navazuje zdivo z fylitických břidlic pojených maltou vápennocementovou.

Stavebně technickým průzkumem byla zjištěna specifická vodní ztráta v chebské opěře 14,6 l/s/m/MPa, v plzeňské opěře 2,55 l/s/m/MPa. V klenbě nebyla vodní tlaková zkouška provedena.

Pod mostem se nachází komunikace III. třídy mezi obcemi Jezná a Hracholusky - umožňuje výšku průjezdního prostoru 4200 mm. Šířkové uspořádání - 2*2,5 m.

Navržené řešení

Navržené řešení pro rozšíření stávajícího tělesa pro dvoukolejnou trať bylo ovlivněno především přítomností zatrubněním potoka. Proto bylo původní řešení s uzavřeným rámem s kruhovou příčlí zatěžující tento propustek opuštěno a zvoleno řešení s otevřeným rámem hlubinně založeným s obkročením výtoku, aby došlo s pomocí tlamovitého rozšíření ke snížení výšky čelní zdi.

Nosná konstrukce prodloužení klenby je navržena také jako klenba ze železobetonu C 30/37 XD1 XF2 v tl. 450 mm, výztuž 10505.0 (R) . Toto prodloužení je odsazeno od hrany konstrukce 250 mm, délka prodloužení činí 5600 mm, světlost 6000 mm. Následuje tlamovité rozšíření klenby vyvolané polohou silničního propustku. Toto tlamovité rozšíření umožňuje obkročení propustku na délce 2185 mm, Poté je prodloužení klenby ukončeno kolmou čelní žlb. stěnou taktéž v tl. 450 mm. Použitím tlamovitého rozšíření konstrukce (tj. z poloměru oblouku R=3040 mm na oblouk o R=5278 mm) vznikne opticky příznivější pohled na prodlouženou část objektu v rekreačně exponované oblasti. Římsa je navržena s mírným zaoblením (R=45 m) . Vzhledem k výšce přesypávky není navrženo zábradlí.. Z důvodu betonáže klenby bylo zřízeno i rubové bednění . Pro tlamovitou část bude postupováno obdobně. Podélná spára na rozhraní stávající kamenné konstrukce a konstrukce prodloužení je opatřena spojovacími trny z pozinkované oceli R 25. Na rubu byl spáry vložen bobtnavý profil k rubu konstrukce, po odbednění byla spára opatřena zesílenou izolací na bázi modifikovaných asfaltů. Rozměrná tížná železobetonová křídla z betonu C 30/37 jsou založena plošně

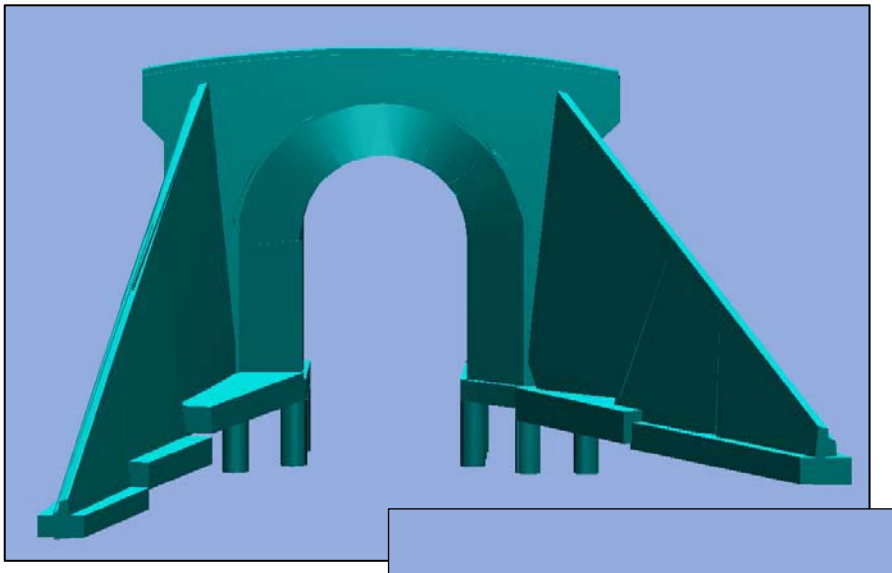
Nová část objektu je založena z prostorových důvodů (trasa silničního propustku pod mostem a jeho zalomení mimo vlastní stávající klenutou část) hlubinně a to na pilotách o průměru 880 mm délky 6000 mm, které jsou vetknuty do skalního podloží typu R4 – břidlice mírně navětralá. Piloty jsou vrtány s pomocí výpažnice – vrstvy nad skalním podložím jsou jednak jíly a písčité až štěrkovité navážky pod hladinou podzemní vody.

Beton pilot je navržen v jakosti C 30/37 XA2 XF2 s minimálním obsahem cementu 450 kg/m^3, betonářská výztuž 10505.0 (R).

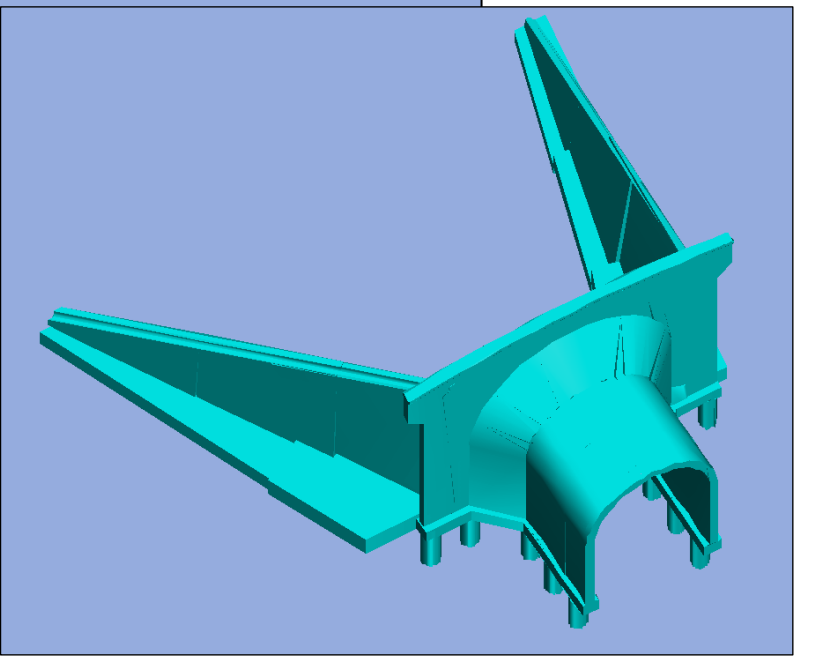
Vodotěsné izolace nových nebo ponechaných nosných konstrukcí a částí spodní stavby jsou izolací proti stékající vodě. Jsou navrženy natavované asfaltové pásy z modifikovaného asfaltu dle schválených izolačních systémů.

Stávající část mostu bude jednak v oblasti křídel a čelních zdí přezděna, veškeré kamenné zdivo je injektováno ve dvou krocích – nejprve nyní v řidším rastru, podle provedených zkoušek bude rastr zahuštěn.

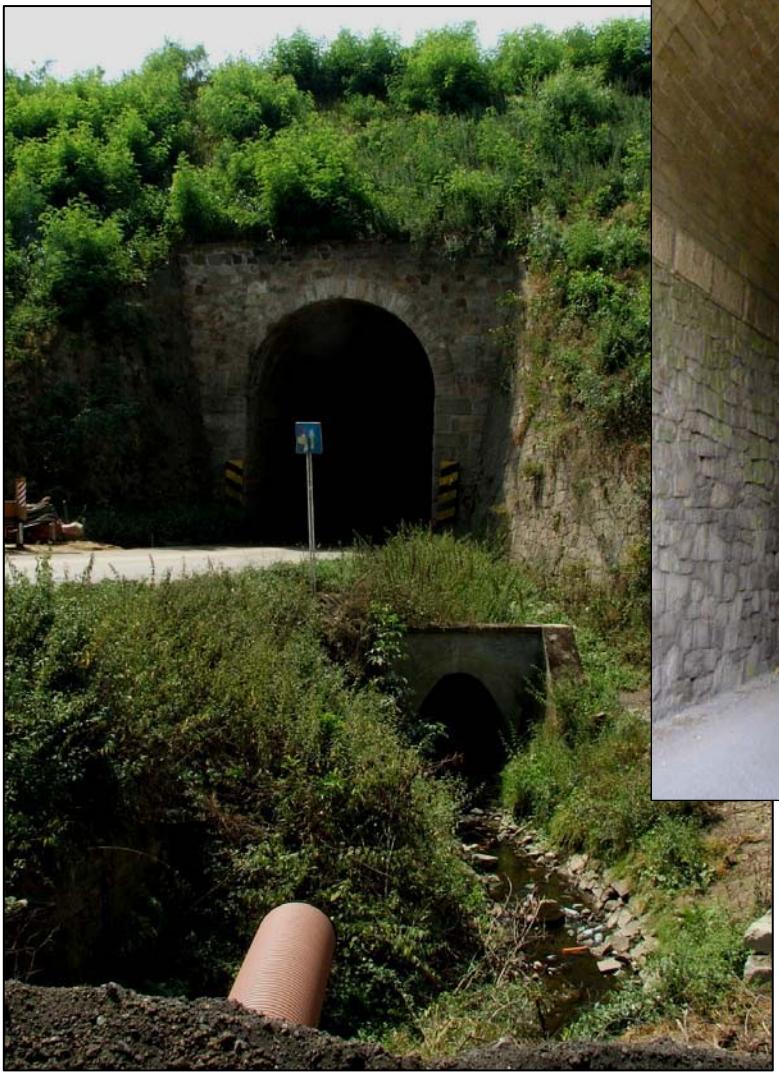
Obr 3.3a. Příprava pažení pro prodloužení klenby



Obr 3.3b. Čelní pohled na model prodloužení klenby



Obr 3.3c. Pohled shora na model prodloužení klenby



Obr 3.3d-f. Pohled vlevo, vpravo trati a průhled mostem ve směru prodloužení

Obr 3.3g. Sanace křídel vlevo trati

Obr 3.3h. Založení prodloužené části a výztuž stěn

Obr. 3.3i Příprava zaklenutí prodloužené části

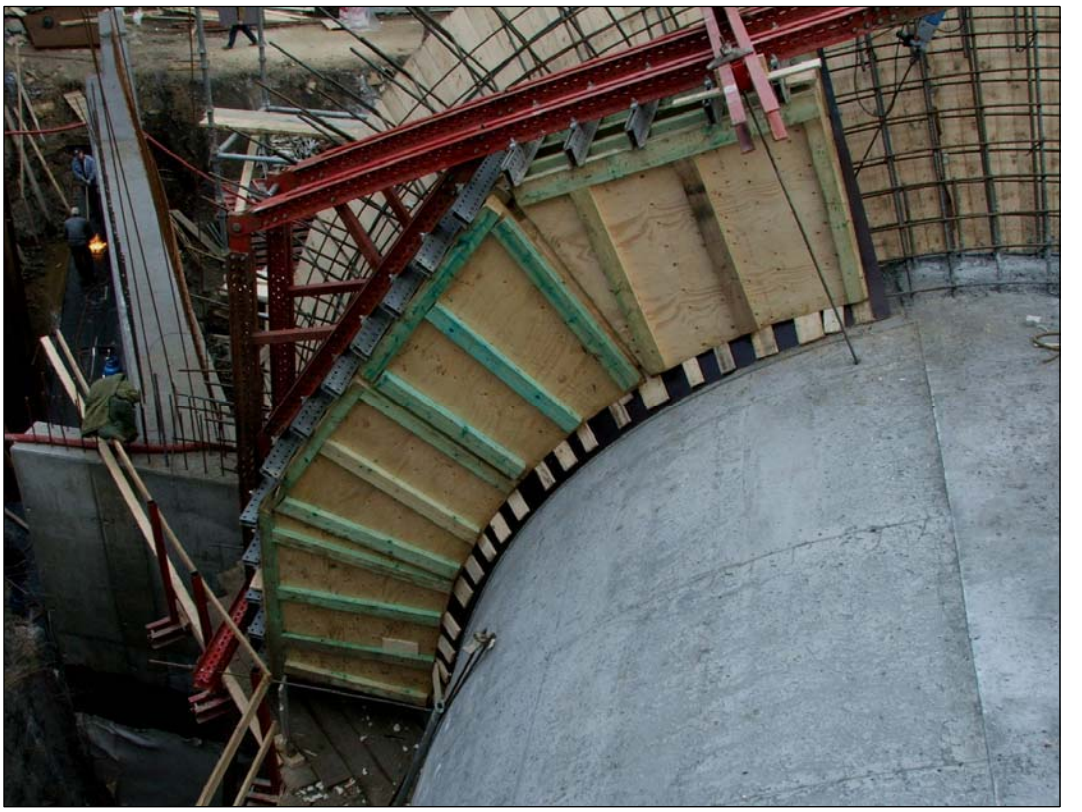
Obr. 3.3j Příprava zaklenutí prodloužené části

Obr. 3.3k Bednění tlamovitého rozšíření prodloužené části

Obr. 3.3l Bednění tlamovitého rozšíření prodloužené části

Obr. 3.3m Rubové bednění tlamovitého rozšíření prodloužené části

Obr. 3.3n Rubové bednění klenutého části prodloužení a výztuž rozšíření



Obr. 3.3o Montáž rubového bednění tlamovitého rozšíření

Obr. 3.3p Pohled na část realizovaného křídla

Obr. 3.3q Pohled shora od koleje ve směru rozšíření tělesa

Obr. 3.3r Vybetonované tlamovité rozšíření

Obr 3.3s. Část realizačního týmu..

3.4 Most v km 368,780 trati Plzeň- Cheb

Stávající jednokolejný železobetonový monolitický deskový most s montovanými konzolami na tížných betonových opěrách o světlosti 3800 mm nevyhovuje pro rozšíření na dvoukolejný most.

Navržené řešení

Nosnou konstrukci mostu tvoří železobetonový uzavřený rám s vodorovnou příčlí - beton C 35/45 XF1.. Tloušťka stěn a dna je 300 mm, u příčle je 350 mm, horní příčel je se střechovitým sklonem 3%. Rám je vbetonovaný pod stávající kolejí mezi opěry, vzhledem k rozdílným podmínkám uložení je mezi stávající kolejí a novou kolejí těsněná dilatační spára po celém obvodu rámu. Křídla jsou různoběžná, plošně založená. Mezi stávajícími opěrami a vbetonovanou částí je mezera 50-60 mm pro zvýšenou ochranu izolace deskami při svařování výztuže.

Světlost mezi opěrami 3080 mm, stavební výška 1214 mm, kolej na mostě v přímé, otevřené kolejové lože. Pod mostem prochází polní komunikace do obce Rájov – volná výška 2280 mm.

Obr. 3.4a Pohled zleva trati na stávající objekt

Obr. 3.4b- Pohled na rozšíření mostu rámovou částí - výztuž

Obr. 3.4c- Betonáž křídel

Obr.3.4d Most před zřízením zemního tělesa

Obr. 3.4e Rozšíření mostu po zřízení zemního tělesa

Obr 3.4 f Pohled zprava trati na prodloužení deskového mostu uzavřeným rámem

3.5 Most v km 368,780 trati Plzeň- Cheb

Stávající jednokolejný žlb. monolitický deskový most s montovanými konzolami na tížných betonových opěrách je nahrazen díky směrovému řešení a přeložce trati v blízkosti obce Rájov novým dvoukolejným polorámovým objektem.

Navržené řešení

Nosnou konstrukci mostu tvoří žlb. otevřený rám s vodorovnou příčlí - beton C 30/37 XF3.. Tloušťka stěn a příčle je 400mm, horní příčel je se střechovitým sklonem 3%. Křídla jsou rovnoběžná, zčásti zavěšená, části podporovaná základovým blokem. Světlost mezi opěrami 4500 mm, stavební výška 1620 mm, kolej na mostě v oblouku (R=647 resp. 651 m), otevřené kolejové lože. Vpravo trati je PHS kotvená do římsy. Pod mostem prochází polní komunikace do obce Rájov – volná výška 4275 mm. Provedený IG průzkum byl v průběhu stavby doplněn díky anomálii pod chebskou opěrou, kde bylo nutné přistoupit k výměně zeminy pod základy. Most byl realizován jako jeden celek beze spáry mezi kolejemi.

Obr. 3.5a Polorámový most po betonáži

Obr. 3.5b Most po zřízení zemního tělesa přeložky

Obr. 3.5c Pohled směr Cheb

Obr 3.5d Pohled na nový a stávající objekt zprava trati

Obr 3.5e Pohled na nový objekt zprava trati

Autoři uvedených řešení: Ing. Langer, Ing. Hacaperka, M. Hodek, Ing. Chmelíková, Ing. Petrík, Ing. Pospíšil, Ing.Sýkora, Ing. Tupý, M. Uhlíř.

Realizace objektů: Sdružení „Koridor Červenka-Zábřeh“, Sdružení „Západní expres“.

Podrobnější dokumentace k objektům je na doprovodném CD ke sborníku

Zpět do obsahu

VYBRANÉ PROBLÉMY Z REALIZACE MOSTNÍCH STAVEB A JEJICH ŘEŠENÍ

Ing. Blanka Karbanová, Ing. Pavla Březnická
Správa železniční dopravní cesty, státní organizace
Odbor provozuschopnosti, Oddělení stavební

Anotace

Poznatky z posledních let během provádění železničních mostních objektů ukazují, že jednak zásadní, ale i drobnější chyby při projektové přípravě a realizaci ohrožují jejich požadovanou životnost. Tato pochybení často pramení z nedodržení či neznalosti předpisů a norem.
V této souvislosti je třeba si uvědomit, že i malá chyba může způsobit vážné problémy, např. zatékání vody do mostního objektu a následně i jeho degradaci. Odstranění těchto vad je mnohdy velmi komplikovanou, drahou a často dlouhodobou záležitostí. Rády bychom navázaly na příspěvky z minulých sborníků a upozornily na často se opakující problémy. V tomto článku jsme popsaly některé vady při projektové přípravě a realizaci železničních mostních objektů.

ÚVOD

V posledních letech se nejen ve stavebnictví, ale i v celé společnosti, řeší problematika začleňování České republiky do Evropské unie. To se promítá do otázky certifikace, prokazování shody výrobků, přebírání a spolupráce na evropské normotvorbě. S tím souvisí i nahrazování stávající soustavy technických norem a předpisů systémem norem EN a ISO. V oblasti železniční infrastruktury je třeba zahrnout i problematiku interoperability. K tomu je nutné připočítat i postupující změny po rozdělení Českých drah, státní organizace na akciovou společnost České dráhy (ČD, a. s.) a státní organizaci Správu železniční dopravní cesty (SŽDC).

Výše uvedené změny jsou postupně zapracovávány nejen do stávající legislativy, ale je nutné je zohlednit při přípravě staveb, zadání veřejné soutěže, kontrole realizace staveb a prostředků na ni vynaložených. V oblasti železniční infrastruktury jsou **Technické kvalitativní podmínky staveb státních drah** (dále jen **TKP**) tím základním dokumentem, který stanovuje technické požadavky na realizované stavby. TKP tvoří součást systému technických norem a předpisů (technicko normativních předpisů). TKP jsou jedním z dokumentů, který určuje dílo a jeho předmět ve smyslu obchodního a případně i občanského zákoníku.

V tomto příspěvku bychom chtěly upozornit na některé problémy na stavbách, které jsou často souborem chyb, plynoucích z opomenutí při projektové přípravě, přípravě dodavatele i při vlastní realizaci. Omezíme se na vyjmenování pouze některých chyb, které je možno prakticky běžně vidět na skoro každé stavbě. Zarážející záležitostí na těchto pochybeních je, že se o nich prakticky každoročně mluví v různých přednáškách na seminářích či konferencích, ale přesto se opakují na stavbách i nadále.

POŽADAVKY NA KVALITU PROJEKTOVÉ DOKUMENTACE A REALIZACE STAVEB

Technické kvalitativní podmínky staveb státních drah jsou souborem požadavků zadavatele stavby (SŽDC) na provedení, kontrolu, převzetí prací, výkonů a dodávek. Platí pro stavby dráhy a pro stavby na dráze, pokud se dotýkají cesty určené k pohybu drážních vozidel případně jejího rozšíření, doplnění nebo zabezpečení ve smyslu zákona č. 266/1994 Sb. Stanovují podmínky pro provedení dodavatelských prací a požadavky na materiály, stavební dílce, stavební směsi, konstrukce a technologické

vybavení. Určují způsoby, rozsah kontroly požadovaných parametrů, podmínky pro odsouhlasení a převzetí prací.

TKP jsou závazné a jejich využití je zejména při zpracovávání podmínek pro zadání projektové dokumentace, realizace stavebních prací a při posuzování kvality při přejímání provedených prací. Nyní je **platná třetí aktualizace** TKP staveb státních drah s účinností od 1.12.2000 **včetně změny č. 1** (s účinností od 1.11.2001 – mimo jiné nová kapitola 22 „Izolace proti vodě“), **změny č. 2** (s účinností od 1.1.2002 - mimo jiné nové kapitoly 17 „Beton pro konstrukce“, kapitola č. 20 „Tunely“), **změny č. 3** (s účinností od 31.12.2002 - mimo jiné nová kapitola 18 – „Betonové mosty a konstrukce“), **změny č. 4** (s účinností od 31.12.2003 - mimo jiné nová kapitola 24 „Zvláštní zakládání“) a **změny č. 5** (s účinností od 1.9.2006 - mimo jiné nové kapitoly 21 „Mostní ložiska a ukončení mostů“ a 23 „Sanace inženýrských objektů“).

V současné době se připravuje čtvrtá aktualizace jednotlivých kapitol TKP. Je dokončováno úplné přepracování kapitoly 19 TKP „Ocelové mosty a konstrukce“.
V TKP je uvedena řada předpisů a norem, které specifikují podmínky provádění a navrhování staveb. Tyto předpisy a normy slouží k navrhování a provádění staveb dráhy a na dráze. Současně slouží i zadavateli ke kontrole kvality díla. Jsou zde např. uvedeny požadované kontrolní zkoušky, co a jak se přejímá, které doklady musí být předloženy. Tyto předpisy a normy jsou díky TKP, jakožto součásti smlouvy o dílo, zezávazněny a je třeba respektovat jejich požadavky.

MOSTNÍ OBJEKTY – PŘÍPRAVA A REALIZACE

Mostními objekty máme na mysli stavby trvalé (ne dočasné - například mostní provizoria), navrhujeme je na životnost 100 let. Pokud si připomeneme loňský příspěvek o mostních objektech – podchodech pod hladinou podzemní vody v Podivíně, Šakvicích a Zaječí, nelze u těchto staveb očekávat jejich projektovanou životnost. Tyto mostní objekty však nejsou jediné, u kterých zřejmě tato požadovaná životnost nebude splněna. V této souvislosti se nabízí otázka „Jaké jsou příčiny nižší životnosti mostních objektů?“ Odpověď není zcela jednoduchou záležitostí. Je zde spojeno mnoho více či méně závažných aspektů, které však v konečném výsledku způsobují snížení životnosti mostních objektů.

Určitě nesmíme opominout v první řadě také časový prostor pro projektování a realizaci staveb. Spěch jistě nahrává snížení kvality konečného stavebního díla – chyby v projektové dokumentaci a při realizaci. Lze zjednodušeně říci, že práce jsou prováděny tzv. „horkou jehlou“. Ve druhé řadě je také mnoho chyb způsobeno opomenutími zásad popsaných v platných předpisech či normách.

Obr. č. 1: Nespolupráce projektantů jednotlivých částí stavebního díla.

V průběhu zpracovávání projektové dokumentace jsou často uváděny již neplatné předpisy či normy, přestože např. nové evropské normy s sebou přinášejí řadu závažných změn. K opomenutím v projektové dokumentaci se přidávají i chyby v dokumentacích dodavatele a při vlastní realizaci. Potom je nutno řešit problémy vzniklé z těchto nedopatření na řadě mostních objektů, a není jich malé množství. Je jistě jednodušší, časově méně náročné a o mnoho levnější problémům předcházet, než je dodatečně řešit.

PROBLÉMY PŘI REALIZACI BETONOVÝCH KONSTRUKCÍ – POŽADAVKY NA BETON

Požadavky na beton pro konstrukce jsou uvedeny v **TKP staveb státních drah, kapitole 17**: *„Základní požadavky na beton musí být specifikovány v projektové dokumentaci. Kompletní specifikace musí být uvedena v technologickém předpisu zpracovaném zhotovitelem (dodavatelem) stavby. Jedná se o požadavky z hlediska: zpracování a ukládání čerstvého betonu, pevnostních parametrů, trvanlivosti, vlivu na výztuž, a další požadavky.“* (citace z TKP, kapitoly 17).

Přesto se v projektové dokumentaci setkáváme s tím, že beton jedné částí konstrukce je jinak specifikován ve výkresové části a jinak v technické zprávě, což je dle kapitoly 17 a výše uvedeného absolutně nepřípustné. Vždy je nutné dbát, aby specifikace betonu byla shodná ve všech částech projektové dokumentace.

V dokumentaci dodavatele - v technologickém předpisu musí být specifikace betonu upřesněna včetně ukládání betonové směsi do konstrukce a jejího ošetřování (tzn. minimální doba, způsob atp.). Technologický předpis musí být před zahájením prací odsouhlasen zadavatelem. Přesto je často dovezen na stavbu jiný beton, než byl požadován projektovou dokumentací. Tento beton nesmí být použit bez předchozího odsouhlasení změny projektu zadavatelem a dodavatelem projektové dokumentace (projektantem).

Obr. č. 2: Transportbeton.

Obr. č. 3: Nesplněný požadavek zpracovatelnosti.

V poslední době se opakuje problém s výslednými vlastnostmi betonu, především nesplněné požadované pevnostní parametry. Dle výsledků z betonárky jsou požadované vlastnosti betonu vyhovující. Kde se dopátrat důvodu nevyhovující pevnosti? Může to být způsobeno jednak nedodržením doby přepravy a zpracovatelnosti betonové směsi, v mnohých případech dochází k překročení této lhůty. Dalším důvodem může být čekání na stavbě přes stanovenou dobu zpracovatelnosti směsi. V těchto případech je možné vidět, že jsou přidávány přísady do betonové směsi, což ovlivňuje výsledné vlastností ztvrdlého betonu. Tyto vlastnosti mohou být ovlivněny nerespektováním zásad pro používání přísad dle TKP kapitoly 17 a ČSN EN 206-1. Například po přidání ztekucující přísady na stavbě je třeba nechat

směs před použitím min. 5 minut promíchávat. Tento postup musí být ověřen poloprovozní zkouškou, provedenou v místě ukládání betonu a lze ho použít po odsouhlasení stavebním dozorem. Nedodržením tohoto postupu dochází k znehodnocení konečných vlastností betonu.

Pokud je navržen provzdušněný beton, je nutné dle ČSN EN 206-1 (Beton - Část 1: Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda) provzdušněný beton v autodomíchávači neustále rotačně míchat, aby nedocházelo k vytěsňování vzduchu. Přesto se můžeme na stavbách setkat se situací, kdy autodomíchávač po příjezdu na stavbu má vypnutý motor, avšak tím se také zastaví rotace míchání. Tímto zásahem dochází v betonové směsi ke změně jejích vlastností, výsledný beton nemá vlastnosti specifikované projektovou dokumentací.

Dle TKP, kapitoly 17 je požadováno: „*Zrající beton je nezbytné udržovat nejméně po 7 dní ve vlhkém stavu.*“ Přesto častým jevem na stavbách je zkracování této doby ošetřování. Při ošetřování a ochraně mladého betonu je nutné dále dodržet podmínky stanovené v ČSN P ENV 13670-1.

Povrch betonu se nesmí ošetřovat nástřikem filmotvorné látky s parotěsnými účinky, pokud se bude na něj betonovat další vrstva nebo budou použity ochranné nátěrové systémy, případně bude tvořit podklad pro izolaci. Pokud bude nástřik proveden, je nutné povrch před dalšími pracemi mechanicky očistit.

Součástí Technologických předpisů betonáže musí být (tato část dokumentace dodavatele často chybí) kontrolní a zkušební plány, aby nedocházelo k opomenutí provádění kontrolních zkoušek čerstvé betonové směsi i ztvrdlého betonu. Zkoušky musí, dle požadavku TKP kapitoly 17, provádět akreditovaná zkušební laboratoř. Typy a četnost zkoušek musí být dle TKP, kapitoly 17 uvedeny v kontrolním zkušebním plánu, který je nedílnou součástí technologického předpisu. Technologický předpis (včetně kontrolního a zkušebního plánu!) musí být odsouhlasen zadavatelem. Potom nemůže dojít k situaci, kdy se na stavbě těsně před příjezdem autodomíchávače rychle shání akreditovaná laboratoř a s těžkým srdcem se pozastavujete betonáž. Škody pramenící z takových opomenutí jsou zbytečné. Dodavatel tímto způsobem přichází o často drahocenný čas a peníze pouhou nezodpovědností svých zaměstnanců.

PROBLÉMY PŘI REALIZACI BETONOVÝCH KONSTRUKCÍ – KONSTRUKČNÍ ZÁSADY

Požadavky pro betonové mosty a konstrukce jsou uvedeny v **kapitole 18 TKP staveb státních drah**: „*Pro mosty lze použít jen takové materiály (beton, betonářskou výztuž, předpínací výztuž, kotevní prvky, spojovací prvky, trubky a hadice pro vytváření kabelových kanálků atd.), které jsou předepsané v projektové dokumentaci a splňují požadavky TKP, případně ZTKP. Změnu materiálu předepsaného v projektové dokumentaci lze provést pouze se souhlasem dodavatele projektové dokumentace (projektanta) a odpovědného zástupce zadavatele.*“ (citace z TKP, kapitoly 18). Přestože je toto v TKP požadováno, shledáváme na stavbách, že jsou oproti projektové dokumentaci prováděny změny materiálů bez předchozího odsouhlasení. V některých případech jsou výrobky dodávány bez předchozího odsouhlasení výrobní dokumentace zadavatelem. Vždy je třeba, aby projektová dokumentace obsahovala řešení všech zásadních detailů, specifikace vlastností všech materiálů. Na toto navazuje zpracování dokumentace dodavatele, která již specifikuje dle vlastností definovaných projektem stavby konkrétní výrobky. Součástí dokumentace dodavatele je dále dopracování všech detailů (po předchozích konzultacích s projektantem), které neřešil projekt.

Požadavky na minimální krytí výztuže betonem jsou stanoveny v TKP, kapitole 18 a normě ČSN EN 206-1. Dodržování minimálního krytí výztuže betonem je nutné věnovat zvýšenou pozornost, a to jak v projektové dokumentaci, tak i v přípravě a při

realizaci. Často se setkáváme s naohýbanou výztuží dle projektu, která se nevejde do požadovaného tvaru konstrukce nebo je složitě fixovatelná v prostorovém uspořádání konstrukčního dílu. Chyby pramení jednak z nepozornosti při projektových pracích, dále i z výrobny a ohýbárny oceli. Při realizaci mostního objektu pak dochází k součtu těchto chyb, jejichž výsledkem je nedodržení předepsaného minimálního krytí výztuže betonem, které je nutné k bezpečné ochraně ocelové výztuže.

Obr. č. 4: Nedostatečně provibrovaný beton. **Obr. č. 5:** Nedodržení hustoty výztuže – nevhodný návrh.

V projektové dokumentaci je třeba věnovat pozornost také návrhu vzdálenosti jednotlivých výztužných prutů, aby nedošlo k porušení normou stanovené hustoty výztuže, respektive světlé vzdálenosti mezi jednotlivými pruty výztuže (ve vodorovném i svislém směru). Tato vzdálenost nemá být menší než největší průměr vložky, popřípadě 20 mm nebo součet průměrů největšího zrna kameniva a 5 mm (například: 32 + 5 mm). Pokud tento požadavek není splněn (při betonáži z toho pramení značná pracnost) a pokud není použit samozhutnitelný beton, je téměř nemožné čerpatelný beton důkladně zvibrovat či jej vůbec použít. V Důsledku toho vzniká nevhodná mezerovitost betonu, rozsáhlá hnízda neprovibrovaného betonu či volná místa (tzv.kaverny).

„*Pro zajištění tloušťky krycí vrstvy se nesmí používat prvků z hnijících a korodujících materiálů.*“ (citace z TKP, kapitoly 18) Je tedy optimální používat betonová distanční tělíska a před zahájením betonáže je vlhčit pro lepší spojení materiálů. Na stavbě se často setkáváme s distancemi dřevěnými, které jsou nepřípustné. Kovové výztuhy neochráněné protikorozním nátěrem dle předpisu S 5/4 nebo rádlovací dráty také nejsou přípustné.

Pro mostní objekty je ve většině případů požadován zadavatelem pohledový beton. Proto musí projektová dokumentace obsahovat vyznačení ploch, jejichž povrch bude proveden v kvalitě pohledového betonu (musí splňovat požadavky na pohledový beton). „*Pohledový beton musí mít povrch barevně jednotný a stálý (jednotné barevné tónování), rovný a bez větších pórů, maximální hloubka pórů může být 5 mm a maximální průměr pórů 10 mm. Pokud nejsou zhotovitelem splněny předchozí požadavky na pohledový beton, zajistí zhotovitel na své náklady dodatečnou úpravu. V případě, že nelze dodatečnými úpravami docílit barevně jednotný povrch, bude součástí úpravy povrchu sjednocující trvanlivý nátěr.*“ (citace z TKP, kapitoly 18).

Pro provedení požadovaného pohledového betonu je nutno přizpůsobit navrhovaný materiál, systém bednění, správně zvolenou technologii ukládání, hutnění, odbedňování a ošetřování betonu. Obecně se požaduje, aby beton měl homogenní strukturu a zbarvení. Proto je nutné dodržovat, aby pohledově ucelené konstrukce byly

vyráběny z jednoho druhu a stejného zdroje cementu, kameniva, betonovány do jednoho druhu bednění s homogenní kvalitou povrchu bednění, použití stejného odbedňovacího přípravku. Přesto dochází k betonážím, kde se střídá nové bednění s již použitým, není dodržena technologie ukládání, hutnění, ošetřování či odbedňování. Výsledkem jsou výrazné neestetické vzory, odlámané hrany či vysoké množství velkých pórů (tzv. lunkrů) na pohledových plochách mostních konstrukcí.

Často dochází ke snaze schovat chyby z nedodržení technologií betonáže, které se odhalí po odbednění. Je to řešeno rychlou sanací („zamáznutím“) neodsouhlaseným materiálem a technologií. Dle TKP, kapitoly 18 je zakázáno provádění jakýchkoliv oprav bez souhlasu stavebního dozoru. „*Technologický předpis na provedení opravy musí být před zahájením prací na opravách schválen stavebním dozorem. Technologický předpis musí obsahovat potřebné technické parametry a požadavky pro přípravu podkladu, podmínky pro skladování hmot, míchání a aplikaci, pro ošetřování, zkoušení atd.*“

„*Před betonováním monolitických nosných konstrukcí předloží zhotovitel stavebnímu dozoru technologický předpis pro postup betonování. Betonování smí být zahájeno pouze se souhlasem stavebního dozoru. Stavební dozor vyjádří souhlas zápisem do stavebního deníku*.“ (citace TKP, kapitola 18). V některých případech dochází k předložení tohoto technologického předpisu v době, kdy již lze těžko ovlivnit navrhované postupy, často s nimi není seznámen ani dodavatel projektové dokumentace. Nevhodným návrhem postupu betonáže může dojít k tuhnutí spodní vrstvy betonu dříve než byl překryt, propojen a zhutněn s vrstvou vrchní. Tímto dochází ke vzniku nepřípustné geometricky nedefinovatelné pracovní spáry v jednom konstrukčním celku, pro který tímto neplatí požadavek na homogenitu materiálu. Jednotlivé části takto rozděleného celku pak spolu nemusí spolupůsobit

Obr. č. 6: Nepřípustný pohledový beton.

Obr. č. 7: Neplánovaná pracovní spára.

„*Svody a potrubí odvodnění musí prokazovat po celou svou předpokládanou životnost. požadovanou trvanlivost. Pro svislé svody na výšku 3 m a více nad přilehlým terénem je nutno navrhnout odpadní litinové nebo ocelové trouby z nerezové oceli s možností čištění a zabezpečené proti odcizení*.“ (citace z TKP, kapitoly 18). Tyto požadavky nejsou v některých případech respektovány. Před výrobou jednotlivých prvků odvodnění není zadavatel seznámen s výrobní dokumentací, není mu předložena k odsouhlasení. Tak dochází k nedodržení specifikací z projektové dokumentace.

„*Vyztužení říms, způsob jejich betonování, složení a ošetřování betonu je třeba volit tak, aby se zabránilo vzniku trhlin v betonu během jeho tvrdnutí*.“ (citace z TKP, kapitoly 18). Přesto nacházíme velice často trhliny na římsách. V některých případech bylo důvodem nesprávné ošetřování betonu, v jiných vyztužení říms. Pro vznik

některých trhlin však není zatím znám jednoznačný důvod. Přestože byly krátkodobě zkoumány receptury betonu, hustota výztuže i další možné příčiny, nelze důvod přesně určit. Pravděpodobně se jedná o soustavu drobných opomenutí a chyb.

„*V římsách spřažených s nosnou konstrukcí je vždy nutné ve všech místech dilatačních spár nosné konstrukce vždy dilatovat i římsy a zábradlí*.“ (citace z TKP, kapitoly 18). Přes tento požadavek nacházíme řadu mostních konstrukcí, jejichž římsy jsou dilatovány v jiných místech než zábradlí. Jsou i případy, kdy je sloupek zábradlí navržen v místě předpokládaného pohybu krytu (ochrany) mostního dilatačního závěru.

Obr. č. 8 a 9: Oddilatování zábradlí a říms; nevhodné umístění sloupků zábradlí

PROBLÉMY PŘI REALIZACI VODOTĚSNÝCH IZOLACÍ

Požadavky na navrhování a provádění vodotěsných izolací stanovují TKP, **kapitola 22 a TNŽ 73 6280 „Navrhování a provádění vodotěsných izolací železničních mostních objektů“** (v návaznosti na ČSN 73 6242 „Navrhování a provádění vozovek na mostech pozemních komunikací“). Každoročně je upozorňováno na chyby při navrhování a provádění systémů vodotěsných izolací (SVI), přesto se opakují.

Pro mostní objekty je nutné zpracovat dle **Směrnice generálního ředitele SŽDC č. 11/2006 „Dokumentace pro přípravu staveb na železničních drahách celostátních a regionálních“** v rámci projektu dokumentaci (projekt) vodotěsných izolací. Dle tohoto projektu musí dodavatel SVI zpracovat dokumentaci dodavatele (technologický předpis) SVI. Protože však nebývá včas proveden výběr zhotovitele vodotěsných izolací, nezbývá již mnoho času některé nedořešené či chybějící návrhy detailů dopracovat do Technologického předpisu. V jiných případech je Projekt izolací zpracován správně, ale není předán zhotoviteli vodotěsných izolací. Nejčastěji potom časová tíseň vede k improvizacím pracovníků firmy, která aplikuje vodotěsné izolace na stavbě. Některá zvolená řešení přivodí časté problémy, kdy je mostní objekt reklamován kvůli tekoucím izolacím.

„*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*.“ (citace z TKP, kapitoly 22). Zkušenosti z konkrétních staveb železničních mostních objektů ukazují, že v některých případech povrch betonové konstrukce vykazuje při vizuální kontrole různé lokální nerovnosti, trhliny, rýhy, důlky a dokonce i ostré výstupky zbytků výztuže, hřebíky, vázací dráty atp. Přesto je takto „připravený“ povrch předán dodavatelem mostního objektu dodavateli SVI. Dále je

předáván povrch, který nebyl zbaven volných nečistot a prachu, či se vyskytly chemické nečistoty.

Velice často je aplikován penetračně adhezní nátěr na povrch betonové pokladní konstrukce, ze které nebylo odstraněno cementové mléko nebo na špatně očištěnou podkladní konstrukci zašpiněnou např. od bahna. Pokud je natavena vodotěsná vrstva na takto „připravený“ podklad, lze očekávat, že tento systém vodotěsné izolace nebude fungovat v budoucnu (resp. v blízké budoucnosti) jako plnoplošně spojený s podkladní konstrukcí.

Dalším důvodem, proč nemůže fungovat SVI jako plnoplošně spojený s podkladní konstrukcí, jsou různé „typy vysprávek“ podkladní betonové konstrukce. V některých případech se totiž stane, že po odbednění vystupuje na povrch betonu kamenivo. Příčinou mohou být buď chyby ve zvolené technologii betonáže nebo při hutnění betonu. Tato situace bývá následně řešena dvěma způsoby. Pokud nikdo na tento jev neupozorní, je rychle vodotěsná vrstva aplikována na zcela nepřipravený povrch. Druhé řešení je častější - kamenivo je rychle ukryto pod „vysprávku“ („sanaci“) betonu, přičemž v mnohých případech není použito spojovacího můstku. Způsob provádění vede tudíž k otázce, jaká bude životnost a následné fungování spojení starého a nového betonu? Ani v jednom případě není splněna podmínka, že povrch podkladní konstrukce musí zaručit optimální podmínky pro provedení, bezporuchovou a spolehlivou funkčnost systému vodotěsné izolace (po celou dobu předpokládané životnosti).

Obr. č. 10: Přepalování asfaltové vrstvy

Obr. č. 11: Poškození ochrany izolace.

Při realizaci ocelových mostních objektů bývají ve většině případů splněny požadavky TNŽ 73 6280 na přípravu povrchu ocelové podkladní konstrukce - otryskání na stupeň přípravy povrchu Sa 2 1/2 a zbavení veškerých nečistot. Avšak v některých případech nebyly opracovány spoje a styky s požadovanou pečlivostí, takže na podkladní ocelové konstrukci byly ostré hrany a výstupky, které mohou vážně ohrozit funkci SVI.

Dalším vážným problémem bývá nedodržování aplikačních teplot - minimálních i maximálních teplot jednotlivých vrstev SVI. Technologický předpis SVI a technické listy jednotlivých výrobků SVI deklarují aplikační teploty, přesto se setkáváme na mostních stavbách s jejich nerespektováním. Pro připomenutí: Adhezní nátěry na bázi asfaltu lze provádět při teplotě vzduchu a podkladní konstrukce +5 °C (pokud Technologický předpis nestanoví jinak). Adhezní nátěry na bázi pryskyřic lze provádět při teplotě vzduchu obvykle od +10 °C do +40 °C, teplotě podkladní konstrukce od +12 °C do +40 °C a alespoň 3 °C nad teplotou rosného bodu a při relativní vlhkosti vzduchu maximálně 75 %. Vodotěsná vrstva může být prováděna za teplot uvedených v TP a technických listech. Měla by se provádět po vyprchání ředidel (penetračně adhezní nátěry a adhezní nátěry s protikorozními účinky na bázi asfaltu) nebo po vytvrdnutí

všech vrstev (penetračně adhezní nátěry a adhezní nátěry s protikorozními účinky na bázi pryskyřic) – opět není v některých případech dodrženo.

Asfaltové pásy je nutné spojit pečlivě v přesazích (po celé jejich ploše), minimální šířka přesahu by měla být dodržována (podle TNŽ 73 6280). Na některých stavbách, kde je aplikována jednopásová vodotěsná vrstva plnoplošně spojená s podkladní konstrukcí, nebyl respektován požadavek na minimální přesah 80 mm v podélném směru a 100 mm v příčném směru pásů. Byly zaznamenány případy, kdy byl přesah pouhých 30 mm. Proto malé připomenutí: Volně položená jednopásová vodotěsná vrstva na podkladní konstrukci musí mít přesah pásů 150 mm v obou směrech. Špatné provedení svaření v přesazích vede následně k selhání SVI a zatékání vody do mostního objektu. V některých případech nebývá provedeno vzájemné posunutí spojů ve spodní a vrchní vrstvě pásů – při provádění dvoupásové vodotěsné vrstvy - (minimálně 300 mm), což vede ke kumulaci spojů pásů v jednom místě a následně bránění odtoku vody z povrchu.

Obr. č. 12: Nedodržení přesahu pásů

Dalším problémem, zjištěným při vizuální kontrole vodotěsné vrstvy na stavbách mostních objektů, bylo „spálení“ asfaltové modifikované hmoty pásu na několika místech v ploše. Při sledování prací bylo shledáno, že k tomu mohlo dojít ze dvou příčin. Jednak nesprávným seřízením hořáků (příp. kombajnu) nebo delší dobou natavování, kdy došlo až ke vznícení asfaltové hmoty. Tím byly znehodnoceny vlastnosti asfaltového modifikovaného pásu. U takto poškozené vodotěsné vrstvy nelze předpokládat a ani garantovat, že budou splněny její požadované fyzikální a mechanické vlastnosti po celou dobu požadované životnosti.

Při pracích, které následují po provedení systému vodotěsné izolace, dochází k poškození měkké ochranné vrstvy a často i vodotěsné vrstvy. I přesto, že jsou tyto chyby objeveny, je někdy velmi těžké opravit poškozená místa pro velkou hustotu výztuže. K porušení měkké ochranné vrstvy a vodotěsné vrstvy by nemuselo při svařování výztuže dojít, pokud by byla navržena v projektové dokumentaci tvrdá ochranná vrstva. Poruchy vodotěsné izolace by dále nemusely nastat, kdyby byly respektovány požadavky technologických předpisů, např. na chránění měkké ochranné vrstvy během svařování, postup při zřizování kolejového lože atd.

Dalšími chybami, které jsou časté již od projektové dokumentace, je návrh a provádění tvrdé ochranné vrstvy z betonu z nižší třídy betonu, než je předepsána v TKP, kapitole 18 (beton třídy C 30/37). V projektové dokumentaci či TP je totiž nesprávně popisována tvrdá ochranná vrstva jako mazanina, což vede k použití nižších tříd betonu bez vyztužení.

Obr. č. 13: Projektovou dokumentací bylo požadováno plnoplošné spojení vodotěsné vrstvy s podkladní betonovou konstrukcí. Při kontrole bylo zjištěno, že penetračně adhezní nátěr na bázi asfaltu nebyl plnoplošně aplikován, asfaltové izolační pásy byly nedostatečně plnoplošně nataveny (byly ve velkém rozsahu položeny volně).

ZÁVĚR

V příspěvku jsme uvedly pouze některé chyby, se kterými se setkáváme na stavbách mostních objektů. Jsou to chyby různě závažného charakteru, všechny však vedou ke snížení životnosti nejen SVI, ale i k degradaci železničních mostních objektů, a tím i zkrácení jejich životnosti. K mnohým by nemuselo a nemusí docházet při pečlivějším návrhu a provádění betonových konstrukcí a SVI. K tomu se může ještě připočítat i ohleduplnější chování všech pracovníků na stavbě k již provedeným pracím včetně vodotěsných izolací.

V dnešní době, kdy je připraveno a rozpracováno velké množství staveb a v té souvislosti jsou krátké termíny na přípravu projektové dokumentace a výstavbu, dochází a bude docházet k chybám. Avšak mělo by být snahou, aby jich byl minimální počet, byly to nedostatky nedůležité a drobné. Dalším předpokladem ke zmenšení počtu chyb je dodání projektové dokumentace a technologických předpisů včas a v požadované kvalitě. Snahou všech zúčastněných, kteří se podílejí na přípravě i realizaci mostního objektu, by mělo být, aby byla stavba předána v co možná nejvyšší kvalitě.

Zpět do obsahu

Integrální železniční mosty v SRN a jejich výhody pro minimalizaci doby výluk

Dr. Ing. Richard Buba, SSF München

Dipl. Ing. Dieter Stumpf, SSF München

Většina staveb na železnici probíhá v oblasti stávajících tratí a tudíž za plného provozu. Jednou z hlavních priorit investora je přitom zkrácení doby výluky a provozu za snížené rychlosti. S ohledem na tyto požadavky bylo inženýrskou kanceláří SSF vyvinuto několik konstrukčních řešení železničních mostů, která omezení provozu minimalizují. Ve všech případech se jedná o integrální rámové konstrukce. V tomto příspěvku jsou představeny dvě z těchto technologii – příčně zasouvaný rám a metoda poklopu na pilotách.

Úvod

Většina železničních mostů v SRN se staví na stávajících železničních tratích. Ať už se jedná a stavbu nového mostu, rekonstrukci starého mostu či rozšíření stávajícího silničního podjezdu, musí se většinou stavět za plného provozu. Odklon dopravy či náhradní autobusová doprava jsou opatření velmi neoblíbená a často nemožná. Zpoždění vlaků mají nejen negativní vliv na spokojenost zákazníků a image dráhy. Výluky či snížení rychlosti přinášejí i značné přímé ekonomické ztráty způsobené pomalou jízdou, náhradní dopravou a zvýšenými personálními náklady. Snížení rychlosti v úseku stavby způsobuje v neposlední řadě zvýšené energetické náklady v důsledku zpomalení a opětovného zrychlení vlaků, zejména nákladních. Všechny tyto náklady jsou německou dráhou pro každou trať vyčísleny a při výběru konstrukčního řešení zohledněny. Proto se v přímé ekonomické soutěži prosazují technologie, které omezení provozu snižují.

Inženýrská kancelář Schmitt Stumpf Frühauf und Partner vyvinula v minulých letech několik konstrukčních řešení železničních mostů s cílem minimalizovat doby výluk a snížené rychlosti. Pro všechna řešení je příznačné, že se jedná a integrální rámové konstrukce.

Příčně zasouvaný rám

Je-li třeba pod stávající tratí postavit nebo rozšířit podjezd, je velmi efektivní technologie příčně zasouvaného rámu. Princip tohoto řešení je znázorněn na příkladu dvoukolejné trati na obr. 1.

Fáze 1

Po obou stranách trati se „na zelené louce“ postaví monolitický železobetonový rám včetně křídel, izolace a zábradlí. Stavba rámů probíhá bez omezení provozu na trati. Tyto rámy spočívají na provizorních prefabrikovaných základových patkách s teflonovými deskami. Každý z obou rámů tvoří polovinu budoucího mostu. Během noční výluky jedné koleje se zhotoví štětová stěna mezi oběma kolejemi.

Fáze 2

Během výluky jedné koleje se tato kolej demontuje, provede výkop stavební jámy až po štětovou stěnu, položí prefabrikované základové patky s teflonovými deskami a provede zasunutí rámu do konečné polohy. Následně se provede zásyp opěr, položí železniční svršek a kolej se uvede do provozu. Přesun rámu je prováděn hydraulicky rychlostí 5 - 10 m/h. Síla potřebná pro posuv je daná třením mezi opěrou mostu a teflonem a činí cca 3% vlastní tíhy. Dosud největší zasouvaný rám měl rozměry 70 x 40 m a hmotnost 7500 t. Doba výluky je závislá zejména na množství výkopových

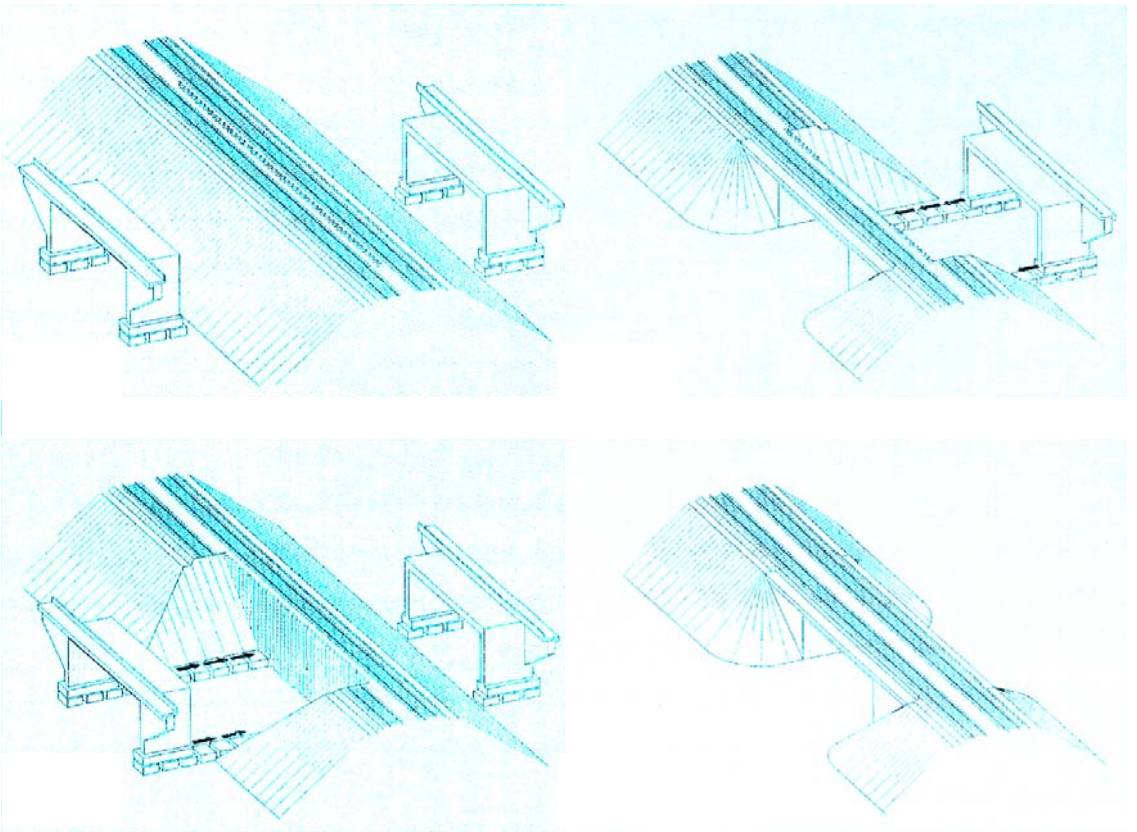
prací a délce přesunu. Většinou se jedná o dvoudenní výluku během víkendu mimo dopravní špičku.

Fáze 3

Během následujícího víkendu se obdobným způsobem provede zasunutí druhého rámu.

Fáze 4

V poslední fázi se provedou zbývající stavební práce (položení vozovky, povrchové úpravy atd.) bez narušení provozu.



Obr. 1 Princip příčně zasouvaného rámu

Popsaná technologie zasouvaného rámu byla do roku 2004 chráněna patentem č. 94 19449 z roku 1989, nositeli patentu jsou inženýrská kancelář SSF a stavební firma Komm, jedním z autorů řešení je pan D. Stumpf. Za posledních 17 let bylo touto technologií realizováno téměř 200 mostů.

Metoda zasouvaného rámu má mnoho výhod jak pro investora, tak pro stavební firmu:

- Zkrácení doby výluk na jeden víkend pro každou kolej
- Snadná stavba rámů mimo trať v nestísněných podmínkách (dostatek místa pro bednění) a s tím spojená vysoká kvalita díla
- Díky rámové konstrukci je možno realizovat velmi šikmé mosty. Na rozdíl od prostě podepřených mostovek nedochází ke zkroucení koleje. To vede často ke snížení rozpětí oproti prostě podepřené mostovce, která musí být z důvodu zkroucení koleje uložena kolmě. Dosud nejmenší realizovaný úhel křížení je 25°.

- Díky rámové konstrukci je možno realizovat mosty s velkou štíhlostí. Pootočení mostovky nad opěrou, které je u železničních mostů limitujícím faktorem, je velmi malé. Běžná štíhlost je obvykle h/L≤1/20.
- Brzdné síly jsou přenášeny mnohem efektivněji než u mostovek uložených na ložiscích.
- Dynamické vlastnosti rámových konstrukcí jsou většinou příznivější než u prostě podepřených konstrukcí. To je výhodou zejména u vysokorychlostních tras.
- Díky odpadnutí ložisek a mostních závěrů je konstrukce trvanlivější a náklady na údržbu nižší.
- Všechny zmíněné výhody vedou zákonitě ke snížení nákladů, zejména uvažujeme-li celkové náklady, kam patří nejen náklady na výluky a pořizovací cena, ale i zvýšená životnost a menší údržba.

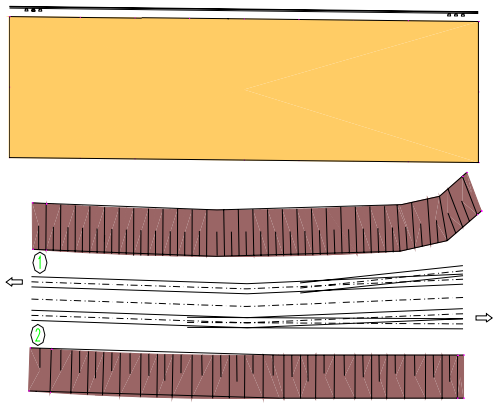
Obr. 2 Příčně zasouvaný rám

Metoda poklopu na pilotách (Deckelbauweise)

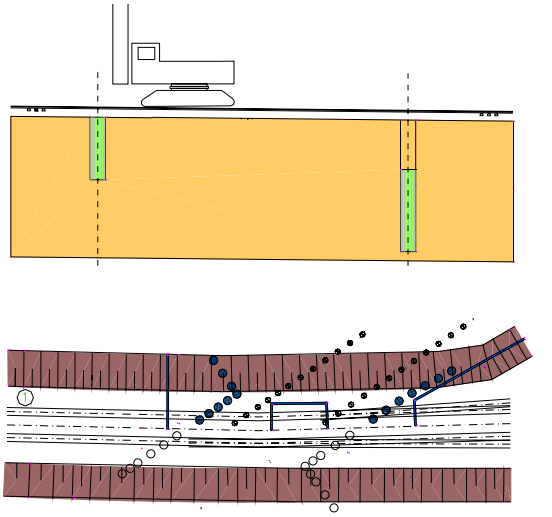
Další technologií pro železniční mosty vyvinutou kanceláří SSF je tzv. „Deckelbauweise“, volně přeloženo do češtiny – metoda poklopu na pilotách. Tato technologie navazuje na metodu příčně zasouvaného rámu a dále ji rozvíjí. Uplatňuje se zejména v následujících situacích:

- Při špatných základových podmínkách, kdy plošné založení není možné.
- V hustě zastavěných oblastech, bez možnosti velkých stavebních jam.
- U vysoce frekventovaných tratí, kde jsou možné pouze noční výluky.
- Při vysoké hladině podzemní vody.

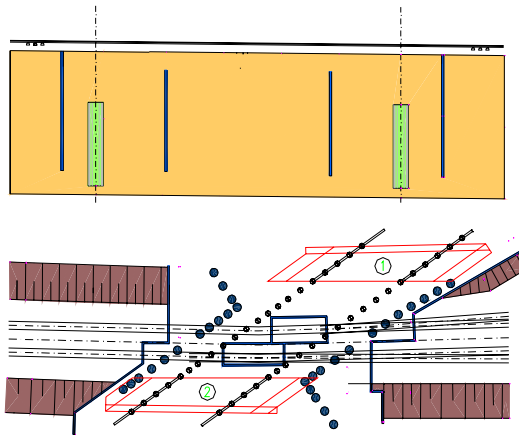
Technologie „poklopu na pilotách“ je znázorněna a popsána na následujících obrázcích.



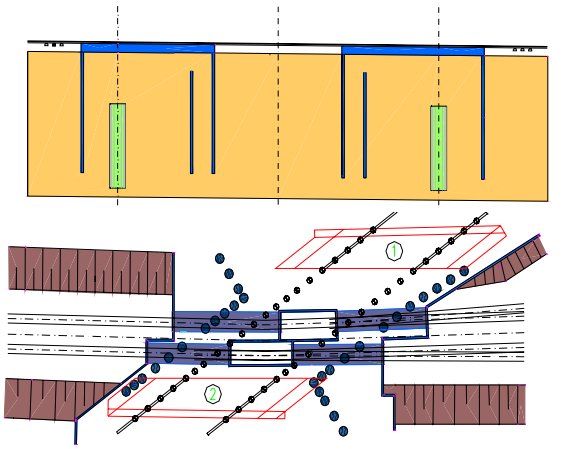
1. Trať před začátkem stavby



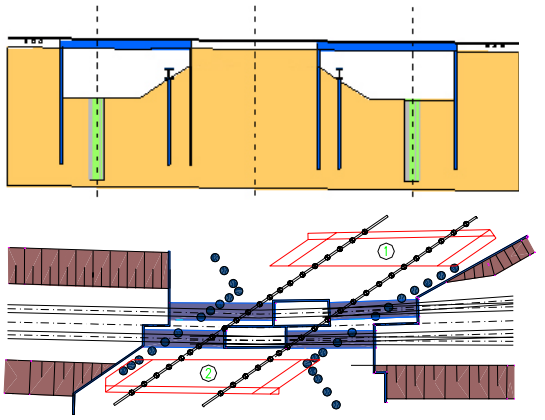
2. Zhotovení pažení a pilot v oblasti kolejí během nočních výluk jedné koleje (≈ 6 h/pilotu)



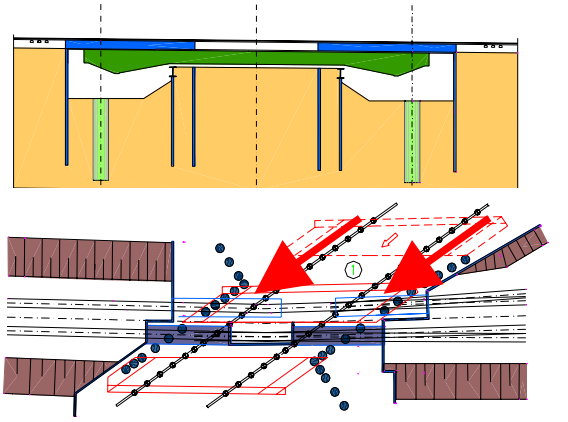
3. Zhotovení železobetonových mostovek (poklopů) na přesouvacích drahách (válcované nosníky) mimo trať bez omezení provozu



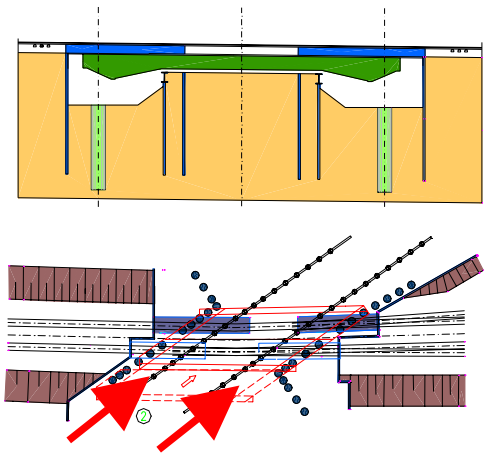
4. Montáž pomocných mostních konstrukcí během jednokolejní výluky. Začátek snížení rychlosti (doba trvání asi 4 týdny)



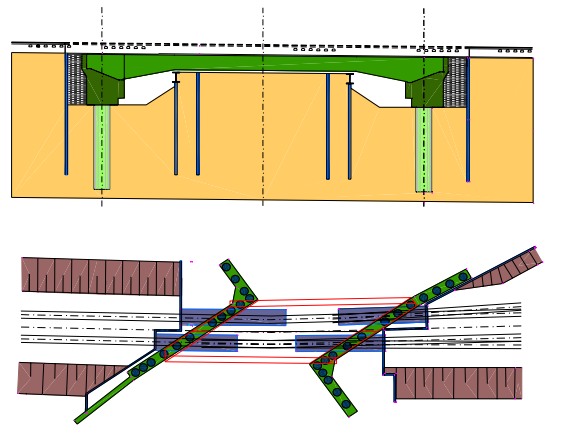
5. Výkop a prodloužení přesouvacích drah pod pomocné mosty bez omezení provozu



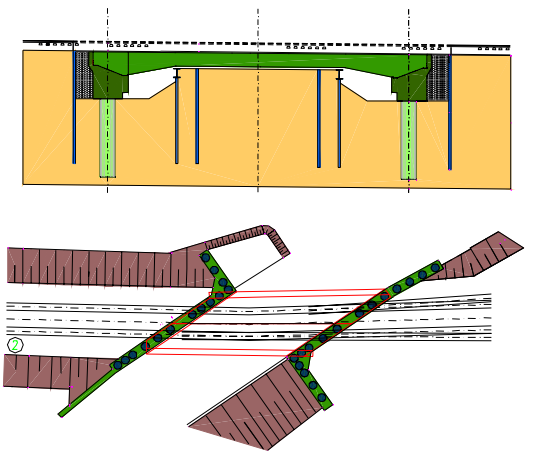
6. Během 6-hodinové výluky: Zasunutí 1. mostovky do konečné polohy. Montáž pomocných mostů mezi mostovku a násyp



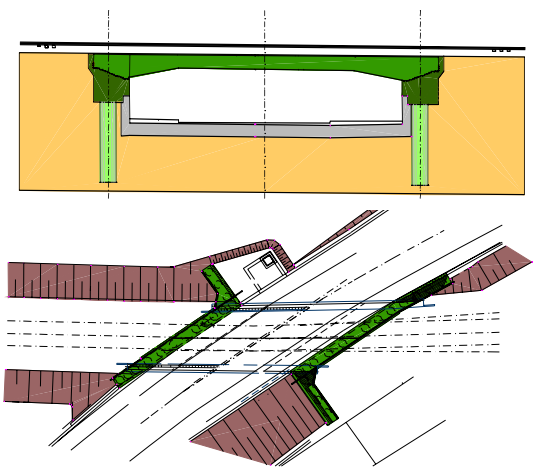
7. Během 6-hodinové výluky: Zasunutí 2. mostovky do konečné polohy. Montáž pomocných mostů mezi mostovku a násyp



8. Dobetonování opěr a rámového rohu v 6-hodinových výlukách jedné koleje



9. Po zatvrdnutí betonu rámových rohů odstranění pomocných mostů, dokončení zásypů a zhotovení svršku (postupně pro 1. a 2. kolej)



10. Zhotovení vany pro silniční podjezd

Obr. 3 Poklop (mostovka) na přesouvací dráze před zasunutím

Obr. 4 Poklop (mostovka) a piloty před betonáží opěry a rámového rohu

Další technologie a vývoj

Popsané technologie příčně zasouvaného rámu a poklopu na pilotách se v praxi velmi osvědčily a patří v Německu již ke standardním konstrukčním řešením. Kromě nich kancelář SSF realizovala i další typy integrálních mostů, jako například dlouhé údolní rámové mosty (obr. 5). V současné době probíhá vývoj a první realizace integrálních zpřažených mostů a vývoj nového druhu zpřažení pomocí tzv. „betonových trnů“, který je spolufinancován z prostředků EU.

Obr. 5 Rámový most přes údolí Rednitztal

Zpět do obsahu

Novelizace kapitoly 19 Ocelové mosty a konstrukce TKP staveb státních drah

Ing. Milan Kučera, GŘ ČD, O13, oddělení železničních staveb

V roce 2006 byla zásadním způsobem aktualizována kapitola 19 TKP staveb státních drah Ocelové mosty a konstrukce. Příspěvek uvádí důvody pro uskutečnění aktualizace a přináší základní informace o obsahu této kapitoly.

Úvod

Ocelové konstrukce a jmenovitě ocelové konstrukce železničních mostů kladou nároky na odbornost návrhu tak i na kvalitu vlastního provádění - tedy výrobu a montáž. Oblast provádění ocelových konstrukcí reguluje z české technické legislativy norma ČSN 73 2601 u obecných ocelových konstrukcí a ČSN 73 2603 u mostních ocelových konstrukcí. Na těchto normách byla také postavena v podstatě dosud platná kapitola 19 TKP. První soubor TKP, ještě pod hlavičkou Českých drah s.o., byl vydán v roce již 1996 a zpracoval jej PRAGOPROJEKT, a. s. a SUDOP PRAHA a. s., přičemž zpracovatelem kapitoly 19 byl Ing. Vladimír Veselý (SUDOP PRAHA a.s.). Kapitola tenkrát obsahovala 23 stran textu a neměla žádné přílohy. Hlavním účel TKP bylo stanovit smluvní závaznost technických norem, které přestaly být v této době obecně závazné a staly se jen platné.

Důvody aktualizace TKP

V další letech byla kapitola 19 v jednotlivých vydáních TKP postupně aktualizována bez externího zpracovatele. Kromě drobných změn byly sledovány změny legislativy a doplňovány aktuální normy. Ostatní mostařské kapitoly byly mezitím aktualizovány zásadněji, což svědčí celkem dobré úrovni zpracování kapitoly 19.

Se vznikem Správy železniční dopravní cesty, státní organizace a s převodem některých činností od Českých drah a. s. byly nejprve převzaty a posléze i (virtuálně) přejmenovány TKP staveb ČD na TKP staveb státních drah. V roce 2007 by měl být vydán celý soubor pod novým názvem.

Zavádění evropské legislativy do souboru českých technických norem mezitím dosti pokročilo. Je to patrno zejména v návrhových norem, kde lze od začátku roku 2007 plně využívat návrhové eurokódy jako ČSN a i u mostů lze tento stav očekávat v relativně brzké době. U provádění ocelových konstrukcí evropskou legislativu zastupuje stále jen přednorma ENV 1090 části 1 až 5, která byla také vydána jako asi dosud platná česká přednorma. Tato norma byla však mezitím od základu přepracována a bude vydána znovu jen ve třech částech, z čehož jedna se týká hliníkových konstrukcí. V průběhu zpracování evropské prováděcí normy je předkládána celá řada připomínek (několik set) a tak lze očekávat, že základní část normy bude předložena k formálnímu hlasování až v polovině roku 2007. To znamená, že podle mého odhadu, shora uvedené české národní technické normy budou ještě platit včetně tříleté souběžné vlastnosti cca do roku 2010 – 2011. Mladší z obou národních prováděcích norem – ta mostařská, pochází z roku 1996 a norma pro obecné ocelové konstrukce pochází dokonce z roku 1988 a je tedy jasné, že se od té doby leccos změnilo a normy pomalu ztrácí na aktuálnosti.

Vývoj se také nezastavil u dalších norem, které mají bezprostřední vztah k výrobě ocelových konstrukcí. Jestliže se kapitoly 19 TKP tak či onak dotýká kolem 170 norem, tak v roce 2005 a 2006 bylo aktualizováno nebo vydáno více 40. Jedná se zejména o normy v oblasti základního, přídavného a spojovacího materiálu. Pro základní materiál vstoupila v platnost řada nových normových technických dodacích podmínek ČSN EN 10025 část 1 až 5. O novelizaci těchto zásadních norem uspořádalo v roce 2006 stavební oddělení 13/1 GŘ ČD technický seminář. Dále je třeba reagovat i na

probíhající novelizaci norem pro svařování, postupy svařování a norem pro provádění kontroly základního matriálu a svarových spojů.

Novinkou v uvozovkách je také ta skutečnost, že řada materiálových norem je již vydána jako normy harmonizované. To znamená, že například pro ocelové konstrukční profily a plechy jako výrobky pro stavbu, dodávané podle řady norem ČSN EN 10025 platí v ČR Zákon o technických požadavcích na výrobky (§ 22 zákona č. 22/1997) a příslušné nařízení vlády (č. 190/2002 Sb.). Tímto nařízením se v souladu s právem Evropských společenství stanoví technické požadavky na stavební výrobky, které mají být uváděny na trh s označením CE. Výrobek může být uveden na trh pouze tehdy, je-li vhodný k určenému použití a splňuje-li požadavky §1 odst. 2 Nařízení vlády 190/2002 Sb. Pokud tedy výrobek splňuje požadavky, umísťuje výrobce na výrobek označení CE a vystavuje prohlášení o shodě. Prohlášení o shodě a osvědčení musí být sepsáno v úředním jazyce členského státu, kde je výrobek používán. Mimochodem připravovaná evropská prováděcí norma je také nově koncipovaná jako harmonizovaná výrobková.

Pro ocelové materiály, dodávané podle materiálových norem, které nejsou dosud harmonizované, dokládá výrobce jako dosud prohlášení o shodě podle § 22 zákona č. 22/1997 Sb. o technických požadavcích na výrobky podle nařízení vlády č. 163/2002 Sb., a to na základě posuzování shody.

Evropské normy povětšině stanovují jen základní požadavky a jinak vyžadují dohodu smluvních stran. Z tohoto faktu také vychází nová filozofie této kapitoly, která tak vytváří podrobnější technickou specifikací investora pro provádění a kontrolu ocelových konstrukcí. Tato skutečnost sebou bohužel přináší podstatný nárůst rozsahu kapitoly. Přestože jsme se snažili obsah co nejvíce redukovat a část textu přesunout do příloh, je rozsah textové části cca 70 stran a 40 stran mají přílohy.

Tak to jsou ve zkratce jen některé důvody, které nás vedly k zadání celkové novely kapitoly 19. Je to mimochodem jediná kapitola TKP, která se v roce 2006 dočkala zásadní novelizace. Jako zpracovatel byla vybrána společnost s mezinárodními zkušenostmi v oblasti stavebnictví, firma Mott MacDonald s.r.o, konkrétním zpracovatelem je Ing. Miloslava Pošvářová.

Obsah a rozsah kapitoly

Jaký je tedy obsah nové kapitoly. Při zadání bylo nutno dodržet stávající předepsanou strukturu užitou u TKP, ač není pro OK zcela vyhovující. Úvodní část je věnována definici pojmů, řeší způsobilost zhotovitele a obsah výrobní a technologické dokumentace dodavatele. Část věnovaná dokumentaci by měla být s souladu s nově vydanou Směrnicí generálního ředitele SŽDC Dokumentace pro přípravu staveb na železničních drahách celostátních a regionálních GŘ 11/2006.

Druhá část řeší kvalitu základních stavebních materiálů. Kromě části věnované konstrukčním ocelím byly nově doplněny požadavky na korozivzdorné austenitické oceli. Zde je taky realizován pokus o včlenění obecných technických podmínek pro dodávky ocelového materiálu pro železniční mosty do TKP, jako náhrady za neuskutečněné samostatné vydání OTP. Na vlastní textovou část proto navazují přílohy, kde jsou uvedeny tzv. povinné a nepovinné volitelné požadavky pro obě základní skupiny ocelí – pro nelegované konstrukční oceli a pro jemnozrnné konstrukční oceli. Nově byla také doplněna problematika spojovacího materiálu včetně jeho protikorozní ochrany. Dodávkami, skladováním a zkouškami materiálu se zabývá i třetí část kapitoly.

Podstatně rozšířena byla část čtvrtá, zabývající se vlastní výrobou a montáží ocelových konstrukcí. Největší pozornost je zde věnována procesu svařování, ať už se to týká specifikací a kvalifikací postupů svařování, kvalifikaci svářečského personálu, provozní

a výstupní kontrole až po skladování a manipulaci.

Kontrole a zkouškám je věnována pátá část. Tato část byla nejvíce rozšířena a specifikuje rozsah a techniku zkoušení jak pro základní materiál tak i pro spoje, opět se zaměřením na svarové. Na vlastní část textovou navazuje obsáhlá příloha řešící podrobně problematiku nedestruktivních kontrol svarových spojů pro všech pět základních metod. Tedy od vizuální kontroly, přes metody magnetické, penetrační, tradiční radiografické metody až po rozšířené ultrazvukové zkoušení.

Část šestá řeší problematiku přípustných odchylek při výrobě a montáží a nově také formuluje podmínky pro zaměřování sestav a stanovení odchylek na dílně a na montáži. Této části se přímo dotýká příloha věnovaná geodetickým metodám zaměřování geometrických sestav a to také jak na dílně i tak na montáži. Tato příloha se sice týká spíše velkých, tvarově složitějších mostů a estakád - ale i takové mosty se u dráhy realizují a připravují

Část TKP „klimatická omezení“ byla využita pro stanovení podmínek obecně pro montážní práce a svařování na staveništi.

Způsobu provádění dílenských přejímek a montážních prohlídek je věnována část osmá. V příloze potom najdeme vzorový obsah protokolu zápisu, respektive soubor otázek, kterým je třeba se věnovat a na co přejímce nezapomenout.

Část nazvaná „Kontrolní měření, měření posunů a přetvoření“ zůstala skoro beze změny a je věnována zatěžovací zkoušce. V podstatě zachovány zůstaly také tradiční části věnované ekologii, bezpečnosti práce a požární ochraně.

Přílohy byly již vesměs zmíněny a je jich v kapitole celkem devět:

A Volitelné požadavky pro výrobky z nelegovaných konstrukčních ocelí podle ČSN EN 10025-2

B Volitelné požadavky pro výrobky z jemnozrnných konstrukčních ocelí podle ČSN EN 10025-3 a ČSN EN 10025-4

C Maximální přípustné tloušťky konstrukčních prvků železničních mostů

D Obsah protokolu zápisu z dílenské přejímky OK mostu

E Obsah protokolu zápisu z montážní prohlídky OK mostu

F Vzor pro Katalogový list svaru

G Nedestruktivní metody kontrol svarů

H Rozměry a přípustné odchylky výroby a montáže ocelových konstrukcí

I Geodetické zaměření dílenských a montážních sestav

Závěr

Návrh kapitoly byl v průběhu zpracování projednáván s širší odbornou veřejností, zejména s vedoucími výrobci ocelových konstrukcí a projekčními organizacemi. Součástí vyjádření bylo také stanovisko k rozsahu kapitoly, které bylo vesměs hodnoceno kladně. V současné době probíhá závěrečné projednání s drážními složkami, jak na straně SŽDC, tak i ČD.

Závěrem doufám, že TKP bude přijata kladně a pomůže zvýšit úroveň oboru ocelových konstrukcí, a to jak na straně zhotovitelské, tak i investorské. K tomu by mělo také napomoci technické školení, které bude provedeno formou technického semináře a bude uspořádáno v tomto roce k vydání kapitoly 19.

Literatura:

ČSN 73 2601:1988 Provádění ocelových konstrukcí; a/1988, Z2/1994, Z3/1998

ČSN 73 2603:1999 Provádění ocelových mostních konstrukcí

ČSN EN 10025: 2005 Výrobky válcované za tepla z konstrukčních ocelí

Část 1: Všeobecné technické dodací podmínky

Část 2: Technické dodací podmínky pro nelegované konstrukční oceli

Část 3: Technické dodací podmínky pro normalizačně žíhané/normalizačně válcované svařitelné jemnozrnné konstrukční oceli

Část 4: Technické dodací podmínky pro termomechanicky válcované svařitelné jemnozrnné konstrukční oceli

Část 5: Technické dodací podmínky na konstrukční oceli se zvýšenou odolností proti atmosférické korozi

Část 6: Technické dodací podmínky na široké výrobky z konstrukčních ocelí s vyšší mezí kluzu, v zušlechtěném stavu

prEN 1090:10/2006 Execution of steel structures and aluminium structures, c.v. 137

Závazné a volitelné požadavky projektové specifikace pro výrobu a montáž ocelové konstrukce podle TKP 19 SŽDC

Poř. číslo	Odkaz na TKP19	Název kapitoly	Podrobná specifikace v TKP 19	Požadavek TKP 19	
				závazný	volitelný
	19.1.1	**Definice pojmů**			
1.		Odpovědnost objednatele	Odpovědnost objednatele ze schválení dokumentace, platí v definovaném rozsahu a uvedené formulaci	**X**	
2.	19.1.2	Vymezení platnosti TKP	Platnost pro jednotlivé typy ocelových konstrukcí	**X**	
3.	19.1.3	Způsobilost dodavatele			
	19.1.3.1	Výroba, montáž, opravy, manipulace s ocelovou konstrukcí	Stanovení závaznosti způsobilosti výrobce, montážní organizace, organizace provádějící opravy a manipulace s konstrukcemi	**X**	
4.	19.1.4	Dokumentace			
5.	19.1.4.1	Výroba ocelové konstrukce	Stanovení rozsahu vypracování částí dokumentace pro výrobu, včetně jejího schválení objednatelem	**X**	
6.	19.1.4.2	Montáž ocelové konstrukce	Stanovení rozsahu vypracování částí dokumentace pro montáž, včetně jejího schválení objednatelem	**X**	
7.	19.1.5	Zatřídění konstrukcí a jejich částí	Tabulka 1 – Zatřídění ocelových mostních konstrukcí Tabulka 2 – Zatřídění ocelových konstrukcí Tabulka 3 – Přehled požadavků na jakost svařování	**X**	
	19.2	**Popis a kvalita stavebních materiálů**			
8.	19.2		Stupeň zarezivění povrchu A podle ČSN EN ISO 8501-1, se souhlasem objednatele stupeň B	**X**	
9.	19.2		Způsob označení položek po dělení	**X**	
10.	19.2.1	Základní materiál pro ocelové mostní konstrukce			
11.	19.2.1.1	Konstrukční válcované a korozivzdorné oceli	Přehled typů konstrukčních ocelí podle ČSN EN 10025-1 až 10025-6 Tabulka 4, je možno volit, ovšem podle statického výpočtu a Přílohy C.1, ta je závazná	**X**	**X**
12.	19.2.1.1		Korozivzdorné oceli a volba jakosti podle místa použití a korozního namáhání - Tabulka 5a		**X**
13.	19.2.1.1		Svařitelné oceli vysokých pevností podle ČSN EN 10025-6, pouze se souhlasem objednatele	**X**	
14.	19.2.1.1		Oceli se zvýšenou odolností proti atmosférické korozi, použití pouze s výslovným souhlasem objednatele, musí být zpracován speciální projekt a specifikace, nejlépe podle TP MD ČR pro pozemní komunikace z roku 2007	**X**	
15.	19.2.1.1		Závaznost objemové hmotnosti pro výpočet jmenovité hmotnosti oceli 7 850kg/m2	**X**	
16.	19.1.4.1 (1.3)		Závaznost stanovení hmotnosti výrobku	**X**	
17.	19.2.1.2	Rozměry a mezní úchylky konstrukčních válcovaných ocelí	Stanoveno podle Tabulky 6	**X**	
18.	19.2.1.3	Stav při dodání	Možnost + AR, +N, +M, volitelný požadavek v Příloze A		**X**
19.	19.2.1.3		Pro mostní konstrukce pouze možnost +N, +M	**X**	
20.	19.2.1.4	Požadované předepsané zkoušky základního materiálu	Specifikace závazné, mechanické zkoušky na vývalek, chemické složení na tavbu	**X**	
21.	19.2.1.4		Další volitelné požadavky v Příloze A a Příloze B		**X**
22.	19.2.1.4		Zkoušky je možno předepsat na plech		**X**

23.	19.2.1.4		Jakost povrchu, minimálně předepsané	**X**	
24.	19.2.1.4		Vnitřní jakost, minimálně předepsané	**X**	
25.	19.2.1.5	Volitelné požadavky na objednávku materiálu	Předepisuje projektant podle 19.2.1.4 a podle Přílohy A a Přílohy B		**X**
26.	19.2.1.6	Oceli na odlitky a výkovky	Minimální požadavky uvedeny		**X**
27.	19.2.1.7	Oceli na lana	Minimální požadavky uvedeny		**X**
28.	19.2.1.8	Elektrody a přídavný materiál pro svařování	Materiál musí odpovídat jakosti základního materiálu a WPS a WPQR pro stanoveného výrobce. Kombinace výrobců jiná, než uvedená ve WPQR není možná.	**X**	
29.	19.2.1.8		Minimální požadavky a podmínky použití uvedeny	**X**	
30.	19.2.1.8 a 19.3.2		Požadavky na jakost – Inspekční certifikát 3.1 podle ČSN EN 10204 pro výrobní skupinu Aa, Ba, ostatní 2.2.Dodavatel dokládá množství spotřebovaného materiálu na konkrétní inspekční certifikát.	**X**	
31.	19.2.1.8		Minimální hodnota nárazové práce 47 J pro příslušnou teplotu podle základního materiálu	**X**	
32.	19.2.1.9	Svorníky (kolíky s hlavou)	Minimální požadavky, označení a podmínky použití uvedeny	**X**	
33.	19.2.1.10	Spojovací prostředky	Minimální požadavky, označení a podmínky použití uvedeny v Tabulce 8 a Tabulce 9 pro pevnostní třídy šroubů 4.6 až 10.9, včetně odpovídajících kombinací s maticemi a podložkami	**X**	
34.	19.2.1.10		Minimální požadavky, označení a podmínky použití pro šroubované spoje z korozivzdorné oceli uvedeny v Tabulce 10 a Tabulce 11	**X**	
35.	19.2.1.10		Protikorozní ochrana šroubů, včetně minimálních požadavků s ohledem na korozní prostředí C3 a C4 – Tabulka 13	**X**	
36.	19.2.2	Základní materiál pro ocelové konstrukce pozemních staveb	Přehled typů konstrukčních ocelí podle ČSN EN 10025-1 až 10025-6 Tabulka 4, je možno volit, ovšem podle statického výpočtu a Přílohy C.2, ta je závazná	**X**	**X**
37.	19.2.2.1	Válcované oceli, odlitky, výkovky, lana	Platí články 19.2.1	**X**	
38.	19.2.2.2	Elektrody a přídavný materiál	Platí články dle 19.2.1.8	**X**	
39.	19.2.2.3	Svorníky	Platí články dle 19.2.1.9	**X**	
40.	19.2.2.4	Spojovací prostředky	Platí články dle 19.2.1.10	**X**	
	19.3	**Dodávka, skladování a průkazní zkoušky materiálů**			
41.	19.3.1.1	Prokazování shody základní materiál	Dodávka výrobků podle ČSN EN 10025-1 až 6/2005 (harmonizovaná norma), postup podle NV 190/2002 Sb. v platném znění. Výrobky jsou označeny CE	**X**	
42.	19.3.1.1		Dodávka výrobků podle jiných materiálových norem, jedná se o normy neharmonizované, postup podle NV 312/2005 Sb.v platném znění	**X**	
43.	19.3.1.1		Typ dokumentu kontroly uveden v Příloze A a Příloze B, v Tabulce 1 a v Tabulce 2	**X**	
44.	19.3.1.1		Pro ocelové mostní konstrukce platí Inspekční certifikát 3.2 dle ČSN EN 10204, přejímka oprávněným zástupcem odběratele v hutích, ČD a.s., Technická ústředna Českých drah	**X**	
45.	19.3.2.2	Dodávka spojovacího materiálu, nýtů, svorníků	Spojovací materiál vysokopevnostních šroubů, matic, podložek – Inspekční certifikát 3.1	**X**	
46	19.3.2.2		Spojovací materiál pro nenosné hrubé a přesné spoje – Prohlášení o shodě s objednávkou 2.2	**X**	

47.	19.3.2.2		Nýty – Prohlášení o shodě s objednávkou 2.2	**X**	
48.	19.3.2.2		Svorníky - – Inspekční certifikát 3.1	**X**	
	19.4	**Dodávka ocelové konstrukce výroba a montáž**			
49.	19.4.1.1		Otryskání základního materiálu před vstupem do výroby	**X**	
50.	19.4.1.1		Identifikace označení základního materiálu před vstupem do výroby	**X**	
51.	19.4.1.1		Odstranění záseků a povrchových poškození u výrobní skupiny Aa, Ba, plynulým přechodem, místní oslabení do 5% jmenovité tloušťky	**X**	
52.	19.4.1.1		Rovinatost plechů a profilů – stanovena v Příloze H	**X**	
53.	19.4.1.1		Dělení základního materiálu: řezáním, stříháním, tepelným řezáním, ruční pouze v místech, které nejsou strojně přístupné. Výšková nerovnost do 1 mm.	**X**	
54.	19.4.1.1		V případě řezání u výrobní skupiny A, B, třída jakosti 1 podle ČSN EN ISO 9013	**X**	
55.	19.4.1.1		V případě výrobní skupiny A se nepovoluje provádět přechod tlouštěk ručním řezáním, ale třískovým opracováním	**X**	
56.	19.4.1.1		Maximální tvrdost hran – v Tabulce 14	**X**	
57.	19.4.1.1		Provedení děr vrtáním pro výrobní skupinu Aa, Ba	**X**	
58.	19.4.1.2	Dosedací plochy plně kontaktního styku	Jestliže projektová dokumentace předepisuje, max,.odchylka před sestavením 0.5 mm	**X**	
59.	19.4.1.6	Specifikace a kvalifikace postupů svařování (WPS a WPQR)	Stanovena pro výrobu i montáž jako 6.2 dle ČSN EN ISO 15607 Kvalifikace na základě zkoušky postupu svařování. Neplatí však, jestliže zkouška postupu není ve shodě s geometrií spoje, s upnutím nebo přístupností spoje. Potom platí 6.6 Kvalifikace na základě předvýrobní zkoušky svařování	**X**	
60.	19.4.1.6		Použití je omezeno: 1.předepsaným způsobem provedení zkoušky dle čl. 9 2. předepsaným druhem spojovacího materiálu podle výrobce 3. nutností vyhodnocování vad svarů výrobcem (nebo montážní organizací)	**X**	
61.	19.4.1.6		Koutové svary mohou svařovat pouze svářeči, kteří byli zkoušeni na koutové svary podle WPS	**X**	
62.	19.4.1.9		Svařování metodou MAG na montáži po schválení objednatelem, nutno doložit WPQR pro svařování na montáži touto metodou	**X**	
63.	19.4.1.10	NDT kontroly svarových ploch	Předepsáno v minimálním rozsahu	**X**	
64.	19.4.1.10	NDT kontroly svarových ploch	V případě zpřísnění je možno, v souladu s Přílohou G		**X**
65.	19.4.1.11	NDT kontroly svarů	Předepsáno v minimálním rozsahu, v případě zpřísnění je možno, v souladu s Přílohou G	**X**	**X**
66.	19.4.1.9 a 19.4.1.11	NDT kontroly svarů	Jakost svarů - Příloha G, pro mostní konstrukce B+, platí pro tupé i koutové svary	**X**	
67.	19.4.1.9 a 19.4.1.11	NDT kontroly svarů	Jakost svarů - v případě zpřísnění je možno, v souladu s Přílohou G		**X**
68.	19.4.1.12	Přivařování svorníků	Předepsáno v minimálním rozsahu	**X**	
69.	19.4.1.13	Mechanické spoje	Předepsáno v minimálním rozsahu	**X**	
70.	19.4.1.13		Třecí plochy provedené nástřikem směsí kovů (např.Zn+Al) - musí být ověřen koeficient tření zkouškami podle ČSN P ENV 1090-1	**X**	
71.	19.4.1.13	Nýtování	Předepsáno v minimálním rozsahu	**X**	

72.	19.4.2	Montáž	Předepsáno v minimálním rozsahu	**X**	
	19.5	**Kontrolní zkoušky**			
73.	19.5.1	Hutního materiálu destruktivní	Je možno provést kdykoliv objednatelem v případě pochybností	**X**	
74.	19.5.2	Hutního materiálu nedestruktivní	Je možno provést kdykoliv objednatelem v případě pochybností	**X**	
75.	19.5.3	Kontrolní zkoušky svarů	Předepsáno v minimálním rozsahu	**X**	
76.	19.5.3		V případě zpřísnění je možno předepsat, v souladu s Přílohou G		**X**
77.	19.5.3	Kontrolní desky na montáži	Nedestruktivní a destruktivní kontroly, v zásadě WPQR, ale jako dodatečná kontrola, může být předepsáno alternativně před zahájením svařování daného spoje	**X**	**X**
78.	19.5.3		Metodika a rozsah zkoušek předepsán v minimálním rozsahu, je možno rozsah rozšířit		**X**
	19.6	**Přípustné odchylky, míra opotřebení, záruky**			
79.	19.6.1	Odchylky při výrobě a montáži	Předepsáno v minimálním rozsahu v Příloze H	**X**	
80.	19.6.1		Odchylky je možno zpřísnit nebo rozšířit podle typu konstrukce		**X**
81.	19.6.1		Metodika geodetického zaměření je uvedena v Příloze I		**X**
82.	19.6.4	Záruky dodavatele	Platí v uvedeném minimálním rozsahu, je možno upřesnit a zpřísnit	**X**	**X**
	19.7	**Klimatická omezení**			
83.	19.7		Platí v uvedeném minimálním rozsahu, je možno upřesnit a zpřísnit	**X**	**X**
	19.8	**Odsouhlasení a převzetí prací**			
84.	19.8		Stanovení minimálního rozsahu kvalifikace pro přejímky ocelových konstrukcí „třetí stranou“ do doby, než bude v platnosti EN 1090-2 a toto ustanovení bude nově upraveno	**X**	
85.	19.8		Stanovení rozsahu pravomocí k rozhodovací funkci zástupce objednatele, která musí být písemně stanovena v případě smluvně pověřeného specialisty. Platí pouze pro výkon kontroly v souladu s TKP 19, a specifikací, neplatí pro jinou činnost.	**X**	**X**
86.	19.8		Rozsah kontroly výroby a montáže a provedení zápisu bude provedeno podle bodů uvedených v Příloze D a E.	**X**	
87.	19.8.3	Technickobezpečnostní zkouška	Platí v minimálním rozsahu	**X**	
	19.9	**Kontrolní měření, měření posunů a přetvoření**			
88.	19.9.2	Kontrolní měření	S ohledem na druh konstrukce a zjištěné odchylky nebo deformace ve výrobě nebo na montáži v rozporu se stanovenými odchylkami, je možno rozhodnutím vedoucího technickobezpečnostní zkoušky nařídit kontrolní měření konstrukce nebo speciální měření konstrukce a to na náklady dodavatele na stanovené období nebo jednorázově při zatěžovací zkoušce mostní konstrukce		**X**
89.	19.9.1	Kontrolní měření	Rozsah kontrolního měření předepisuje v projektové dokumentaci projektant, nebo stanovuje objednatel podle Přílohy H	**X**	

Ing.Miloslava Pošvářová, Mott MacDonald, 7.1.2007

Zpět do obsahu

Tunely na Novém spojení – projekt a zkušenosti z realizace

Ing. Michal Gramblička, SUDOP PRAHA a. s.

Ing. Luděk Rajs, Metrostav a. s.

Příprava stavby „Nové spojení“ má bohatou historii. Od padesátých let 20. století se hledají cesty, jak nahradit desítky let kapacitně a technicky nevyhovující napojení Hlavního nádraží ze severního a z východního směru. Až začátek 21.století dal na tuto otázku odpověď v realizaci této grandiózní stavby s nejdelšími pražskými železničními tunely.

Historie pražského železničního uzlu

Pražská nádraží a železniční síť na území Prahy vznikaly zapojováním tratí z různých směrů, když každá z tratí si budovala své pražské nádraží, aniž by se kdokoliv staral o jejich vhodná propojení. Tak vzniklo r 1830 první pražské nádraží před Bruskou branou na druhé koněspřežné dráze pražsko-plzeňské, o 15 let později byl zahájen provoz na větvi c. k. Severní státní dráhy z Olomouce do Prahy a spolu s již tehdy plánovanou tratí do Drážďan byl pro její pražské nádraží vybrán prostor dnešního Masarykova nádraží. Další pražské nádraží vzniklo v roce 1862 při stavbě České západní dráhy z Prahy do Plzně na Smíchově, pod názvem Nádraží Praha. V roce 1871 vznikla dráha císaře Františka Josefa z Českých Budějovic do Prahy s nádražím Františka Josefa na úpatí Vinohrad (dnešním Hlavním nádražím). Novodobou historii pražského uzlu je možno počítat od r. 1910, kdy vznikla “Pražská nádražní komise”, která měla najít cestu ke komplexnímu řešení pražské železniční sítě s úvahou o oddělení nákladní a osobní dopravy a její soustředění do ústředního osobního nádraží. Realizace prvých počinů v tomto směru přerušila nebo oddálila prvá světová válka. Všechny doplňující stavby zlepšovaly funkci dopravy, nemohly ale odstranit nekoncepčnost historické výstavby. Kromě toho se dostávala zastaralá železniční zařízení do kolize s funkcemi a požadavky na rozvoj města.

„Nové spojení“ - součást přestavby železničního uzlu Praha

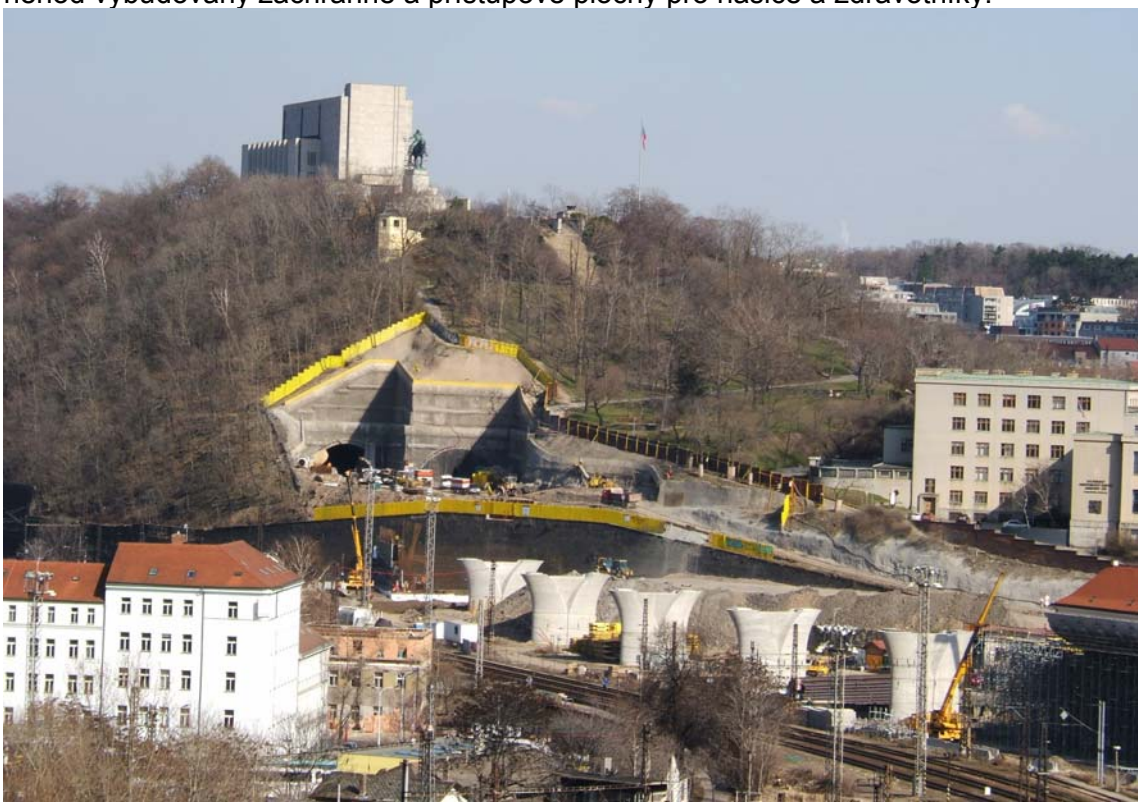
Na přelomu 50. a 60 let 20.století železniční odborníci, dospěli k určení zásad, na kterých mělo dojít k přebudování pražského železničního uzlu a navrhli 7 staveb: Přestavba a modernizace žst. Praha hlavní nádraží , Nové spojení, Rekonstrukce žst. Praha - Libeň horní nádraží, Rekonstrukce žst. Praha - Vršovice osobní nádraží, Rekonstrukce seřaďovacího nádraží Vršovice, Holešovická přeložka a Odstavné nádraží jih. Tyto stavby byly postupně realizovány, kromě staveb pro osobní dopravu nejpodstatnějších: „Nového spojení” a dokončení přestavby a modernizace žst. Praha hlavní nádraží.

Spolu se změnou společenských poměrů na počátku 90.let minulého století došlo k enormnímu nárůstu pohybu osob především jízd do zaměstnání. Většina pracovních míst, zejména těch atraktivních, je soustředěna do pražské aglomerace a tím narostla i potřeba zavedení příměstské dopravy do centra a začlenění železniční dopravy do systému integrované hromadné dopravy hlavní města Prahy (PID) a jejího okolí. Nezbytnost takovéto alternativy veřejné dopravy se odhalila i v průběhu povodně v roce 2002, kdy železnice prakticky jako jediná nezklamala a pro veřejnou dopravu plnila městu neocenitelné a nenahraditelné služby.

Stávající železniční spojení hlavního nádraží s Libní bude zrušeno a na tělese dnešní vítkovské trati se vybuduje stezka pro cyklisty a pěší a navazující klidové zóny, čímž bude dosaženo propojení vrchu Vítkova s přilehlou zástavbou městské části Žižkov.

Technické řešení podzemních staveb

Již vyražené železniční tunely pod Vítkovem se svojí délkou cca 2680 m řadí k nejdelším v soustavě železničních tunelů ČD. Dva dvoukolejné tunely jsou vedeny v podélné ose masivu, s průměrnou osovou vzdáleností 32 m. Tunely v podzemí kříží podchod pro pěší ze Žižkova do Karlína, kanalizační stoku a energokanál PRE Pražačka. Portály obou tunelů jsou sdružené, vjezdový – západní portál je umístěn ve svahu v blízkosti Vojenského muzea a výjezdový - východní je situován do prostoru portálu stávající tratě z Libně. Oba portály jsou v příkrých svazích Vítkova a tím jsou určeny také vysoké stěny hloubených stavebních jam, když maximální výška stěn je přes 27 m. Tunely jsou navzájem propojeny 4 chodbami, které poslouží jako únikové v případě požáru vlakové soupravy uvnitř tunelu. Na obou portálech budou pro případ nehod vybudovány záchranné a přístupové plochy pro hasiče a zdravotníky.



Obr. 1 Stavební jáma západního portálu

Inženýrsko – geologické poměry

Tvar vrchu Žižkova byl v minulosti upraven lomovou činností a výstavbou Národního památníku. Předpokládaný výskyt oblasti lomů byl situován do prostoru Vojenského muzea, jižního a východního okraje Národního památníku a do míst při jižním úpatí vrchu Žižkov. Výška lomů dosahovala až 10 m. Mimo této výrazné lomové činnosti se v celém souvrství skaleckých křemenců vyskytovala řada drobných lomů. Lomy byly s terénem zarovnány navážkami s převahou křemenců, které byly odtěžovány v rámci výstavby Národního památníku.

Vítkov je výrazný morfologický element v krajině Prahy. Jeho výrazný hřbet tvoří vůči denudaci odolné skalecké křemence. Vrstvy skaleckých křemenců jsou mocné cca 100 m a na jihu jsou stratigraficky i tektonicky omezeny vůči nadložním souvrstvím dobrotivských břidlic a na severu vůči podložním souvrstvím šáreckých břidlic. Styk šáreckých břidlic a skaleckých křemenců na severním svahu Vítkova tvoří geologický profil, který je zařazen do návrhu chráněných území. Při ražbě byly

zastiženy paleozoické, středněordovické šárecké břidlice a nadložní dobrotivské souvrství ve facii skaleckých křemenců.

Hydrogeologické poměry

Původně byla hladina podzemní vody zaklesnutá do skalního podkladu s poměrně značným výkyvem v závislosti na atmosférických srážkách. Vlivem výstavby podzemních prostor pod Vítkovem (kryty CO s větracími systémy a se studnami, které zabezpečují chlazení a zásobování podzemních prostor, tunel pro pěší, železniční tunel pod Vítkovem, výstavba kanalizace apod.) byly původní hydrogeologické poměry narušeny. Protože většina podzemních prostor se nachází pod projektovanou niveletou železničních tunelů je zřejmé, že ražení železničních tunelů probíhalo nad ustálenou hladinou podzemní vody.

Obr. 2 Ražba komory pro napínání trakčního vedení

Technické řešení

Tunely jsou tvořeny dvěma úseky budovanými v otevřené stavební jámě, které jsou společné pro severní i jižní tunel a samostatnými raženými úseky.

Prostorové konstrukce svislých stěn stavebních jam tvoří soustava svislých mikropilot, opatřených vrstvou armovaného stříkaného betonu, které jsou kotveny přes žlb. převázky trvalými horninovými kotvami. Stěna je vždy členěna na dva výškové stupně. Kotvy mají trvalou antikorozní ochranu a jsou dlouhé 10 až 22 m s kořeny dl. až 6 m.

Horninové pilíře obou portálových stěn s min. tl. od 3 m do 6 m jsou staženy tyčovými kotvami. V nejkritičtějších profilech jsou na kotevních hlavách kotev osazeny dynamometry a kotevní síla je pravidelně kontrolována.

Stavební jámy obou tunelů budou po realizaci hloubených tunelů zasypány a terén bude vrácen do původního profilu. Svahy budou opět ozeleněny a začleněny do parkové úpravy okolního prostoru.

Ostění raženého tunelu je dvouplášťové, dočasné a trvalé s mezilehlou izolační folií v oblasti horní klenby. Spodní klenba tunelu ani úseky s tunelovým dnem nejsou izolovány.

Dočasné ostění je tvořeno stříkaným betonem tl. od 0,20 m do 0,30 m, vyztuženým ocelovými sítěmi, hydraulicky upínanými svorníky dl. 3 až 6 m, ocelovými příhradovými ramenáty a v úsecích ohrožených nestabilitou přístropí předráženými nebo předvrtávanými ocelovými jehlami. Předpokládané procentuální rozdělení na základě vrtného průzkumu se v praxi ukázalo příliš pesimistické, když zastoupení jednotlivých

technologických tříd (od III. pro mírně zhoršené, IV a V pro nejsložitější podmínky) bylo rozděleno po cca třetinách. Ve skutečnosti tvořily oblasti, ve kterých bylo využito nejlehčí třídy přes 60% z délky.

Ražený portál severního vítkovského tunelu

Trvalé ostění tl. 0,35 m až 0,60 m ve výklencích pro trakční vedení je tvořené vyztuženým, nebo nevyztuženým monolitickým betonem C25/30. Vzhledem k přijaté koncepci drenážně/ izolační vrstvy mezi dočasným a trvalým ostěním se při stavbě, ani při provozu nepředpokládá vytvoření hydrostatického tlaku (kapacita odvodňovacích drenáží je řádově vyšší, něž průzkumem zjištěné množství podzemních vod). Proto bylo možné navrhnout minimální vyztužení trvalé betonové konstrukce a podstatnou část realizovat z prostého betonu. Maximální délka jednotlivých tunelových pasů je 12,38 m. Na základě zkušeností z ražeb se spodní klenba použije pouze v připortálových úsecích, ve výklencích pro napínání trakčního vedení a při přecházení tunelu pro pěší.

Tab. 1 Základní parametry tunelů

technologická třída	**3.**	**4a.**	**4b.**	**5a.**
šířka výrubu (m)	12,40	12,50	12,50	12,60
výška výrubu (m)	9,50	9,55	10,15	10,20
plocha výrubu (m^2)	95,53	97,08	106,47	110,28
plocha STP (m^2)	72,90			

Tunely jsou vedeny v podélné ose vrchu Vítkova. Směrově je trať určována protisměrnými oblouky s přechodnicemi. Tunely ve směru západ východ (proti směru ražeb) stoupají ve sklonu 3,3 ‰. Statické výpočty projektů byly provedeny v pěti nejkritičtějších profilech tunelů a bylo provedeno matematickým modelováním programem RIB MKP. Jedním z nejdůležitějších výsledků statických výpočtů byl i předpoklad o poklesech na povrchu. Pokles v ose tunelu se předpokládal 12 mm, ve skutečnosti byla tato hodnota dosažena pouze nad jižním tunelem, nad severním tunelem dosáhla 22 mm. Vzhledem k tomu, že trasy tunelů nepříznivě křižují stavbu Národního památníku, bylo sledování vývoje kotlin a kontrola stavu Památníku jedním z nejdůležitějších součástí výstavby. V souvislosti s výstavbou tunelů byla dále prováděna podrobná geotechnická měření pro kontrolu stability výrubu a ověření předpokladů chování horninového masivu: konvergenční, extenzometrická a inklinometrická měření, měření deformací hlavních nosných konstrukcí budovy památníku, vzájemných posunů jednotlivých jejích částí, měření deformací povrchu terénu a měření účinků trhacích prací.

Nadloží tunelů je v celé délce (mimo portály) prakticky neměnné a průměrně dosahuje 40 m. Nejbližším nadzemním objektem je budova Národního památníku, se základem cca 37 m od vrchlíku klenby tunelů. V podzemí se tunely přibližují ke krytům CO na vzdálenost cca 34 m, přecházejí cca 5 m nad spojovací chodbou pro pěší, vedenou z Tachovského nám. do ul. Pernerovy, dále cca 10 m nad kanalizací a v oblasti

výjezdového portálu cca 21 m nad raženým kolektorem PRE. Zvýšená pozornost byla věnována části krytů CO, ve kterém jsou umístěny citlivé měřící a kalibrační přístroje.

Obr. 3 Návrh úpravy západního portálu

Tunely jsou ve shodě s ČSN 73 7508 Železniční tunely, vybaveny přístupovými komunikacemi pro integrovaný záchranný sbor. Především jsou v předportálí nástupní a záchranné plochy pro hasičský záchranný sbor ČR, východní strana je k tomuto účelu vybavena rampou. Pro zásah HZS jsou v tunelech připraveny suchovody a v každém druhém bezpečnostním výklenku hydranty. Soustava podélných vedení je přepojena spojovacími chodbami tak, aby bylo možné provést zásah i z druhého tunelu. K tomuto účelu jsou spojovací chodby mezi jižním a severním tunelem vybaveny protipožárními dveřmi. Spojovací chodby slouží také k možnosti požárního větrání, založeného na vytvoření přetlaku v zasaženém tunelu a tím k prodloužení doby umožňující únik pro cestující vlaku. Všechny tyto prvky jsou však podpůrné pro základní bezpečnostní systém ČD reagující na požár ve vlaku a omezující vjezd vlaku do tunelu, nebo vyvezení soupravy z tunelu. Tunel je vybaven patřičným bezpečnostním značením všech únikových prostor.

Ražba tunelů byla založena na principech nové rakouské tunelovací metody. Rozpojování pevných hornin na přídi byla prováděno pomocí trhacích prací, v místech tektonicky porušených hornin byly využity tunelové bagry. Jiné rozpojování není prakticky možné ani z technického ani z ekonomického hlediska. Dodavatelé razičských prací Metrostav a.s. (jižní tunel) a Subterra a.s. (severní tunel) se rozhodli postupovat společně od východního portálu, který vybudoval Metrostav a.s. a kde je umístěno také zařízení staveniště. Západní portál buduje Subterra. Při úpadní ražbě byla čelba členěna horizontálně. Pouze v místech s nejnepříznivějšími podmínkami a ve výklencích pro napínání trolejového vedení byla kalota dělena. Po odtěžení a dopravě vyrubané horniny z čeleb na mezideponii před výjezdovým portálem se tato, po naložení na železniční vozy uložila na skládku, případně bude využita na opětovný zásyp hloubených portálů. Tento velice ekologický způsob převozu statisíců kubických metrů vytěžené horniny, prakticky přes centrum metropole byl jednou z podmínek realizace. Stavba tímto způsobem odvozu svoje bezprostřední okolí výrazněji nepoškodila.

Ražba jižního tunelu byla zahájena v květnu 2005 a po počátečním opatrném postupu v místech cca 65 m dlouhého pilíře východního portálu bylo pravidelně vyraženo 5 až 6 m denně ve třech postupových cyklech. Ražbu severního tunelu bylo možné zahájit až po zpřístupnění jeho raženého portálu, co bylo dosaženo v srpnu téhož roku. Také v něm probíhali práce v pravidelných cyklech, když postupy bylo nutné omezit pouze kvůli blízkým podzemním objektům, především jadernému urychlovači, vzdálenému pouhých 70 m. Zkušenosti dodavatele, nasazení optimální strojní mechanizace, zavedení optimalizace vrtných schémat a použití obrysových trhavin pak umožnily dodavateli výkony při ražbách plného profilu od 100 do 130 m plného profilu tunelu za měsíc. Dosažené měsíční výkony však značně ovlivňovala doba pro použití ražení pomocí trhacích prací, která byla od 7.00 do 21.00 hod. Mimo tuto dobu není možné tento způsob rozpojování využít, protože stavba tunelů se nachází

v bezprostřední vzdálenosti od centra města. Ražby obou tunelů byly dokončeny v létě roku 2006.

V poslední čtvrtině ražené délky obou tunelů čekal nejtěžší objekt – komplex Národního památníku na vrchu Vítkově. Stavebně technický stav budovy Národního památníku, která se za dobu své životnosti využívala několika způsoby (od památníku za I. republiky, přes sklad wehrmachtu v době II.světové války a mauzoleum, po roce 1989 opět k památníku) a více méně se systematicky neudržovala, není nejlepší. Přestože ražba tunelů neohrozila statickou funkci budovy, byla zvýšená pozornost věnována především nosným prvkům, obkladům stěn a uměleckým dílům. Před budovou, nad hrobem neznámého vojína, na jezdecké soše Jana Žižky z Trocnova probíhalo komplexní seismické měření a pro ochranu na otřesy nejcitlivějších částí byl podstavec opatřen podpůrným lešením a tlumícími vrstvami.

Obr. 4 Návrh úpravy východního portálu

Závěr

Výstavba tunelů Nového spojení je pro dopravou extrémně zatížené centrum české metropole výrazným přínosem, když umožní ekologicky šetrné dopravě vstup do centra města tak, že všechny další systémy městské hromadné dopravy jsou v bezprostředním dosahu cestujících železnice. Další výhodou tohoto dopravního schématu je vzájemné propojení pražských předměstí tak, že na ústředním nádraží Praha hl. n. bude možné křižovat a napojovat trasy všech příměstských velkokapacitních železničních souprav. Zvýšením přepravní rychlosti bude dále možné snížit intervaly mezi jednotlivými soupravami příměstských vlaků, když dnes je tento takt 30 min. Po dobudování záchytných parkovišť na většině železničních stanic na předměstí se centru výrazně uleví od silniční dopravy, která v dnešní době již několikrát ročně kolabuje. Nezanedbatelným přínosem je vytvoření rekreačně oddechových ploch před východním portálem a jejich propojení s centrálními parky metropole.

Foto : Michal Gramblička, David Cyroň, Michal Beňovič

Zpět do obsahu

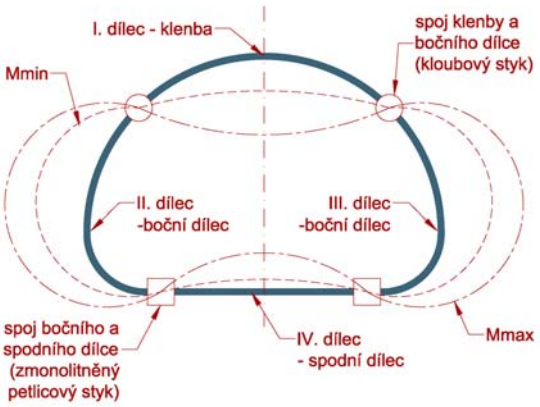
Prefabrikované železniční mosty a tunely zhotovené systémy Matière®

Ing. Pavel Bulejko, ABM GROUP Ltd., divize ABM Czech

Přesýpaných konstrukcí patentovaného systému Matière® bylo od roku 1982, kdy byl systém vyvinut, po celém světě v řádné licenci zhotoveno již na 10,000. Článek se zabývá několika zajímavými konstrukcemi použitými jako železniční most či tunel.

Stručná historie a představení systémů Matière®

Francouzká firma Matière byla založena již roku 1932. Z počátku se firma úzce specializovala na pokládku vodovodních řádů, kolektorů či stok. S výkopem nebo zářezem, pokládkou objektu a následným zásypem má tedy firma bohaté zkušenosti, které se zúročily v roce 1982, kdy byl dokončen vývoj a byl úspěšně uveden na trh patentovaný systém Modularch CM4®. Původním záměrem francouzských inženýrů bylo rozdělit železobetonovou konstrukci, prefabrikovat ji a transportovat dílce na místo stavby, kde následně dojde k rychlé montáži zasypaného objektu.



Obr. 1 Vůbec první objekt na světě zhotovený systémem Matière Modularch®, (Francie, červenec 1983) a vpravo geometrie a schema příčného rozdělení

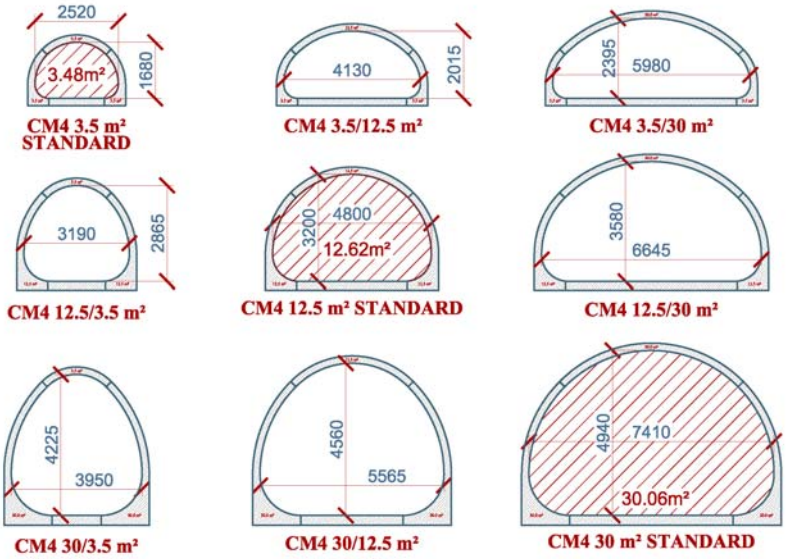
Přesýpaných konstrukcí a systémů je nepřeberné množství, existují systémy různých tvarů a používají se různé materiály – monolitický beton, prefa prvky, ocel nebo dokonce i dřevo. Výjimečnost patentovaného systému Matière Modularch CM4® mezi ostatními systémy přesýpaných konstrukcí spočívá v pěti základních charakteristických a jedinečných prvcích tohoto železobetonového prefabrikovaného systému (obr. 1):

- geometrie příčného řezu
- unikátní rozdělení tohoto řezu právě na čtyři dílce
- kloubový spoj bočního dílce a klenby nezaměnitelného tvaru
- důmyslné umístění tohoto kloubového spoje zaručující kombinování jednotlivých kleneb a bočních dílců mezi sebou
- použití speciálně navržené vertikální stojiny pro vícerozponové konstrukce

Výše uvedené zaručuje Matière® systémům několik zajímavých vlastností, které přispěly k jejich obrovské popularitě ve světě. Předně je to rychlost výstavby objektů (viz. dále most ve Venette). Ta je dána jednak jednoduchým zakládáním, ale především pak konstrukcí bočních dílců a klenby, které nepotřebují při montáži žádné podpůrné konstrukce ani skruže. Rychlost výstavby tak může dosáhnout až 15 běžných metrů objektu za den. Prvky není problém na stavbu rychle dopravit, a to právě díky rozdělení příčného profilu na čtyři menší dílce. V podélném směru je pak

© 2007 ABM Group Ltd.

objekt rozdělen na prstence široké 2,5 metru. Běžná hmotnost dílců je kolem 15 t (pro větší dílce pak do 35 t), což při dnešních možnostech těžké mechanizace nepředstavuje pro montáž absolutně žádný problém. Unikátní geometrie systému obloukové konstrukce má spolu s klenbovým efektem a započítáním vlivu interakce se zásypovým materiálem pozitivní vliv při statickém navrhování a přispívá k dosažení optimálního využití prostě vyztuženého betonu. Prvky jsou silné pouze 180-300mm, odstupňováno ve 40mm krocích. Důmyslné umístění spoje bočního dílce a klenby, jenž je zajištěn válcovým kloubem umožňujícím pootočení po celou dobu životnosti objektu, je možno kombinovat různé prvky mezi sebou a dosáhnout tak velkého množství kombinací, přesně pak násobek mezi počtem kusů bednění pro klenbu a boční dílec. Např. pouze šestnáct bednících forem (řekněme devět pro klenbu a sedm pro boční dílec) zaručuje již 63(!) různých profilů bohatě pokrývající požadavky projektantů a klientů (obr. 2).

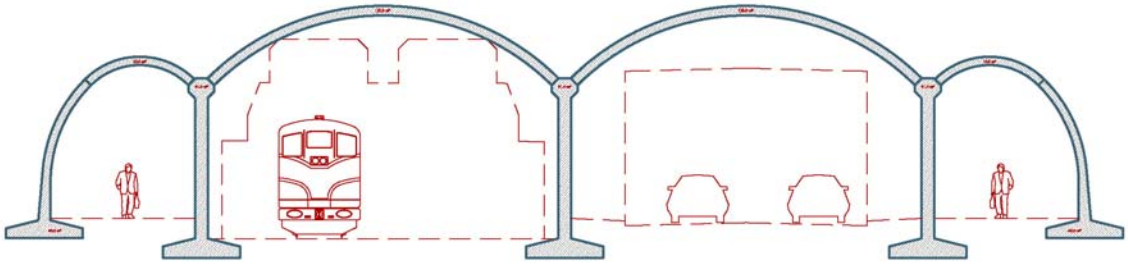


Obr. 2 Flexibilita systému Matière Modularch CM4®, původní menší prvky z 80. let

Z obr. 2 je také patrné značení systému. To vychází z plochy vepsané do standardního profilu. Standardní profil je profil se shodným poloměrem bočního dílce a klenby. Různé kombinace jsou pak značeny jako např. CM4 30/12,5m², kdy první je označení bočního dílce a druhé označení klenby. Pohodlné kombinování dílců je zajištěno bedněním umožnující regulovat tloušťku prvků pro každý jednotlivý dílec.

Evoluce systémů Matière®

Se zvyšující se oblibou systému Matière Modularch® se samozřejmě začal zvětšovat maximální rozpon konstrukce v jednom poli. Na počátku byl rozpon konstrukcí 3-5 metrů, nyní není problém vytvořit objekt s rozponem v jediném poli přes 20 metrů.



Obr. 3 Příklad užití vertikálního prvku a nahrazení spodního dílce patkami

© 2007 ABM Group Ltd.

Pro tyto větší rozpony se pak IV. element (spodní dílec) transformoval do podoby patky rozšiřující boční dílce vnějším směrem. Již v roce 1986 byl sortiment rozšířen o vertikální stojinu (řešení opět patentově chráněno) umožňující tvorbu vícerozponových objektů, teoreticky bez omezení počtu polí (obr. 3).

Na základě mnohaletých zkušeností s obloukovými přesýpanými systémy Matière® vyvinuli francouzští inženýři zcela nový rámový systém pro lepší vykrytí silničních a železničních průjezdných profilů a to převážně pro objekty s nižším nadnásypem, kde je obtížné umístit obloukovou konstrukci. Tento systém, skládající se opět ze 4 základních prvků, sdílí všechny výhody s výše popsaným obloukovým systémem, pouze příčný profil je čtverec či obdélník. Patentovaný systém Opti-Cadre® je určen pro rozpony od 4,0 metrů až po max. 14,5 metru (po 500 mm krocích) se světlou výškou do 8 metrů (po 100 mm krocích). Na rozdíl od obloukového systému se dílce neoznačují dle plochy vepsané, ale jednoduše dle rozponu a výšky.

Obr. 4 Schématické řezy systémem Opti-Cadre®

I. Železniční mosty ze systémů Matière®

Objektů zhotovených z těchto patentovaných systémů sloužící jako železniční most nebo propustek je globálně řádově tisíce. Z důvodu omezeného prostoru se podívejme pouze na dva zajímavé zdokumentované případy.

Most ve Venette (Francie, 1992) zde uvádím, jelikož se jedná o první železniční most ze systému Matière® který byl smontován a uveden do provozu během pouhých 31 hodin. Pokud připočteme předchozích cca 17 hodin na demontáž stávajícího svršku a provedení zářezu dostáváme se k úctyhodnému výsledku celkové výluky pouhých 48 hodin! Na základě tohoto úspěšného pokusu byl tento postup aplikován pro mnoho jiných mostů a propustí zhotovených uvedeným systémem po celém světě.

Obr. 5 Zachycení průběhu výstavby mostu ve Venette

Nový podjezd a podchod ve stanici McDonagh (Irsko, 2005). Tyto dva objekty jsou součástí soukromého projektu nového komerčního centra s rozpočtem 120 mil

© 2007 ABM Group Ltd.

euro (přes 3 mld. korun) rozkládajícího se na pozemku 51 tis. m² v samém středu města Kilkenny a v těsné blízkosti vlakového nádraží. Součástí projektu byla samozřejmě nová infrastruktura a jako řešení příjezdu k novému objektu byly z hlediska bezpečnosti a plynulosti provozu upřednostněny podjezd a podchod před klasickým jednoúrovňovým křížením. Projekce, výroba a instalace dvou železničních objektů byla svěřena firmě ABM, která pro Irské Dráhy zhotovila již řadu objektů. Ve spolupráci s hlavním projektantem, firmou Arup, pak byl zvolen systém Matière Opti-Cadre®, který nahradil původní návrh projektanta - předepnuté prefanosníky uložené na pilotové stěně. Nový návrh byl jednak finančně výhodnější, ale hlavně dokázal razantně zkrátit dobu výluky. Podjezd byl kompletně smontován během šesti pracovních dní, včetně prefabrikovaného nástupiště a parapetů, které také dodala firma ABM. Podjezd má pak ještě jednu zajímavost – objekt má dvě různá rozpětí, kterým bylo potřeba kopírovat navrženou komunikaci, která má ostré horizontální zakřivení.

Obr. 6 Průběhu montáže podchodu (vlevo) a podjezdu (vpravo)

II. Železniční tunely ze systémů Matière®

Zajímavější kapitolou jsou jistě přesýpané železniční tunely. Tunely zhotovené z uvedených systémů jsou převážně ve Francii a Japonsku, a to i na vysokorychlostních tratích typu LGV nebo Shinkansen. Začněme však dvěmi konstrukcemi z Irska.

Přesýpaný tunel Lagavooren z roku 2002 se nachází na dálničním tahu M1 spojující dvě největší irská města Dublin a Belfast. Zhotovení zadávacího projektu stavby bylo tradiční – projektant navrhl všechny objekty pro tento úsek a to, logicky, bez ohledu možností potencionálního vítěze tendru. Po získání zakázky si však hlavní dodavatel nechal zhotovit analýzu a právě tento objekt, původně navržený komplikovaně jako dva mosty vedle sebe, složené z prefabrikovaných předepjatých nosníků a složitým založením na pilotách, poskytoval prostor pro ušetření nákladů a zároveň zjednodušení a zkrácení doby výstavby. Dalším rozhodujícím faktorem bylo udržení stávající tratě v provozu a limitace stavebních prací v jejím okolí. Po vyhodnocení několika alternativních návrhů bylo vybráno řešení – objekt zhotovit jako prefabrikovaný obloukový tunel. Důvody výběru byly následující: prefabrikovaný systém bude rychle smontovaný; montáž bude mít minimální efekt na provoz tratě; následující práce (hydroizolace, zásyp) mohou být prováděny za mírného nebo žádného omezení provozu tratě; základy obloukové konstrukce budou dále od tratě, čímž se sníží složitost založení; návrh velkorozponové obloukové konstrukce nabídl klientovi dodatečný prostor pro vybudování druhé koleje v budoucnosti. Jako vítězný prefabrikovaný obloukový systém byl pak vybrán systém Matière Modularch CM4® z nabídky firmy ABM, především díky samostabilizačním bočním dílcům nepotřebující žádné vzpěry a klenbě nepotřebující skruž. Montáž bočních dílců probíhala nejprve na jedné straně v celé délce objektu (41 prvků), poté se jeřáb přesunul na druhou

© 2007 ABM Group Ltd.

stranu tratě a vztyčil boční dílce na druhé straně. To zaručovalo minimální zásah do chodu železniční dopravy, jelikož montáž kleneb proběhla v jednom taktu během dvou dní. Výše popsaný postup byl zjevně nesmírně náročný na vytyčovací práce, a proto byly použity ty nejmodernější geodetické pomůcky, díky kterým všechny klenby dosedly perfektně na boční dílce a nebylo tak třeba jediný boční dílec přemisťovat. Konstrukce byla navržena na mimořádné zatížení - jako zatížení při vykolejení vlakové soupravy uvnitř tunelu se počítalo s 1500kN v podélném a 3000kN v příčném směru. Navrženy byly i dva monolitické trámy, které spojují jednotlivé klenbové dílce. To pro případné selhání bočního dílce při nárazu soupravy a tím zachycení klenby, kterou zničený boční dílec podepíral. Tunel Lagavooren je tvořen ze systému Matière CM4 52 m² x 225 m² a má rozpon 17.5 metrů a světlou výšku cca 6 metrů, celková délka tunelu je 102.5 metrů. Skládá se z 41 prstenců 2.5 metru širokých, každý prstenec má 3 prefabrikované dílce. Těchto celkem 123 dílců bylo vyrobeno během 9 týdnů a montáž pak zabrala pouhých 7 pracovních dní.

Obr. 7 Montáž bočních dílců a pohled na hotový portál tunelu Lagavooren

Přesýpaný tunel ST05-Linda byl smontován v září loňského roku jako součást právě probíhající stavby dálnice na hraničním pomezí mezi Irskou republikou a Severním Irskem. Zakázka byla opět stylem „design and build“, což nechávalo hlavnímu dodavateli volné ruce a ten tak mohl pečlivě zvážit všechny možné varianty. Dálnice se v tomto úseku kříží s hlavním koridorem Belfast-Dublin a výstavba jakéhokoliv objektu mohla probíhat pouze v nočních hodinách mezi 23.00 a 05.00. S ohledem na stejné podmínky jako u předchozího objektu a navíc faktor omezené pracovní doby opět vedl k výběru řešení od firmy ABM. Tentokrát byl navržen objekt portálového průřezu s rozponem 14.5 m z důvodu malého krytí nad tunelem pro umístění obloukové konstrukce. Pro takto masivní prvky bylo nutno zmenšit modulový rozměr ze standardních 2490 mm na 1750 mm, a i přesto stropní dílec vážil úctyhodných 60 tun.

Obr. 8 Montáž tunelu ST05-Linda a pohled na hotový portál tunelu v provozu

© 2007 ABM Group Ltd.

Stupeň šikmosti železnice k dálnici byl 38°. To představovalo komplikovaný statický návrh na koncích tunelu z důvodu nerovnoměrného zatížení od zásypu. Navíc klient požadoval speciální povrchovou úpravu exponovaných ploch nezasypaných prvků, což mělo za následek modifikaci bednění a změnu technologie prefabrikace pro tyto exponované boční dílce. U stropních prvků byl také požadavek na provedení výztuže pro ukotvení ochranných monolitických bariér. Tyto však byly také šikmo k objektu, což vyžadovalo přesné osazení této výztuže na armovací koše. Tunel je tedy tvořen systémem Matière Opti-Cadre®. Celková délka tunelu je 77m a je složen ze 44 prstenců, tj. 132 dílců celkem. Montáž celého tunelu proběhla během jedenácti šestihodinových nočních směn a použitý jeřáb měl nosnost 500t. Konstrukce byla následně zaizolována a zasypána, zatímco trať byla v plném provozu. Veškeré práce se provádějí v bezpečné vzdálenosti od tratě a výstavba dálnice tak pokračuje s mírným předstihem oproti plánu.

LGV Est européenne je nově budovaná vysokorychlostní trať spojující Paříž a Štrasburk. LGV Est je pozoruhodný projekt s rozpočtem 4mld euro (přes 100 mld korun). Celková délka tohoto koridoru je 406 km s provozní rychlostí 320km/h, maximální pak 350 km/h. Cesta mezi oběma městy má zabrat jednu hodinu a padesát minut. Výstavba byla rozdělena do dvou fází. První fází je úsek z Paříže směrem na východ k hranicím s Luxemburskem v délce 300 km a bude uveden do provozu během léta tohoto roku, druhý úsek pak má být dokončen někdy kolem roku 2010. Na prvním úseku je celkem 5 přesýpaných objektů. Jedním z nich je i 70 m dlouhý přesýpaný tunel O.A. 13.120. Tento objekt severovýchodně od Paříže poblíž města Ocquerre je zhotovený ze systému Matière Modularch CM4® 91m² x 120 m².

Obr. 10 Smontovaný objekt O.A.13.120 (vlevo) a dokončený objekt (vpravo)

Ze zajímavostí ohledně tohoto objektu zmiňme problém bludných proudů. Řešení je poměrně jednoduché a finančně nenáročné. Jde o ocelové zemnicí tyče vystupující z jednotlivých prefabrikátů které jsou pak mezi sebou propojeny a uzemněny páskovou ocelí. Další technickou zajímavostí je aerodynamika vysokorychlostní vlakové soupravy řítící se rychlostí 350 km/h a výsledný efekt na objekt - tlak vzduchu na vnitřní stranu ostění tunelu před soupravou a naopak podtlak vzduchu tvořící se za soupravou. Pro oba stavy se uvažuje normové zatížení o velikosti 5 kN/m². Větší problém představuje první případ, jelikož tlak zevnitř má tendenci klenbu (která je volně uložena v jamkovém kloubu) nadzvedávat, což je potřeba řešit hlavně v oblasti portálů, kde většinou není dostatečné přitížení nadnásypem nad konstrukcí. Technický detail spojení klenby a bočního dílce je opět velice jednoduchý a mimochodem hojně využívaný v Japonsku, kde je však používán i z důvodu jištění spoje a zabránění vypadnutí klenby z jamkového spoje v případě zemětřesení. V Japonsku mají Matière® systémy obrovskou popularitu hlavně díky svému unikátnímu rozdělení na staticky nezávislé dílce, což je právě ideální konstrukční řešení pro oblasti se zvýšenou seizmicitou.

Více informací a fotografií systémů Matière® se nachází na přiloženém CD-ROM.

© 2007 ABM Group Ltd.

Matière®

TECHNICKÉ INFORMACE

PŘESÝPANÉ KONSTRUKCE : MOSTY : PODCHODY : TUNELY : PODZEMNÍ MÍSTNOSTI

ABM czech

© 2007 ABM Group Ltd.

MATIÉRE MODULARCH® CM4 64/185 m² - hloubený tunel San José, Španělsko 1992

© 2007 ABM Group Ltd.

© 2007 ABM Group Ltd.

1. ÚVOD - HISTORIE FIRMY MATIÈRE

Bylo to už v roce 1932, kdy pan Louis MATIÈRE položil základy firmě zabývající se pokládkou vodovodních řádů a zavlažovacích systémů ve venkovských oblastech. Po získání dostatečných zkušeností v oboru se pak rozhodl rozšířit své pole působnosti i na pokládku řádů v městských oblastech. Od té doby se velikost zakázek jen zvětšovala - velkoobjemové rezervoáry, čerpací vodní stanice, sytémy městských stok, velkoprůměrové vodovodní městské řády. Ve Francii je tak díky firmě MATIÈRE položeno téměř 50,000 km potrubí všeho druhu - litinové, ocelové, PVC, betonové s průměrem od 7 cm až do 200 cm.

Nabyté zkušenosti v oboru umožnily v šedesátých letech firmě rozšířit své pole působnosti i o rozvody ropy a ropných derivátů. Uspěch firmy byl ohromný a to i přes silnou dominaci nadnárodních společností. Do dnešního dne tak firma MATIÈRE položila kolem 3,500 km rozvodů plynu, olejů a speciálních vysokotlakých rozvodů s průměrem od 7 cm až do 75 cm.

Ve snaze o stabilizaci počtu kmenových zaměstnanců a vyhnutí se potenciálního nebezpečí být úzce vázán na jeden speciální obor se tak firma v roce 1973 rozšiřuje o závod silničních staveb. Za pomoci moderních strojů a prostředků a pod vedením vysoce kvalifikovaných pracovníku se podařilo firmě postavit zhruba 400 km silnic a dálnic.

Měnící se technologie a nevyzpytatelnost trhu si vyžaduje od firmy myslící na budoucnost neustálý vývoj a adaptaci. A tak v roce 1975 firma MATIÈRE staví první mikro-hydroelektrárnu s výkonem 8,000 kW. K dnešnímu dni 14 takovýchto elektráren zásobuje elektrickou energií soukromé osoby a firmy, komunity a samozřejmě i firmu MATIÈRE samotnou.

Výše popsané zcela jasně demonstruje, že inovace, vývoj a otevřenost změnám jsou nejlepší přípravou na budoucnost. Pro zajištění budoucnosti firmy nestačí být pouze kvalifikovaný ale také kreativní. A právě schopnost přicházet stále s něčím novým a originálním dokázal syn Louise, Marcel MATIÈRE na počátku let osmdesátých. Přišel totiž s progresivní metodou stavby propustí, mostů a podchodů. Jeho snahou bylo rozdělit železobetonovou konstrukci tak, aby ji bylo možné přesně prefabrikovat, transportovat a následně rychle sestavit pomocí unikátních kloubových spojů přímo na místě stavby. První objekt tohoto typu byl realizován ve Francii již roku 1983. Systém, který byl oceněn několika významnými cenami z různých výstav a který byl během uplynulého čtvrtstoletí několikrát vylepšen patentovanými úpravami, je licencován ve více jak 20ti zemích po celém světě. K dnešnímu dni byl využit pro více jak 10,000 konstrukcí - mostů pod i nad silnicemi a železnicemi, pod letištními plochami ale i pro účely podzemních retenčních nádrží nebo místností, hloubených tunelů a nebo portálů ražených tunelů.

Každá fáze firmy MATIÈRE poukazuje na skutečnost, že nezůstává stát na jednom místě, ale že pokračuje ve vývoji v inovativním duchu.

Obr. 1 - Výstavní stánek firmy MATIÈRE na výstavě INTERMAT v roce 1988

2. PŘEDSTAVENÍ SYSTÉMU

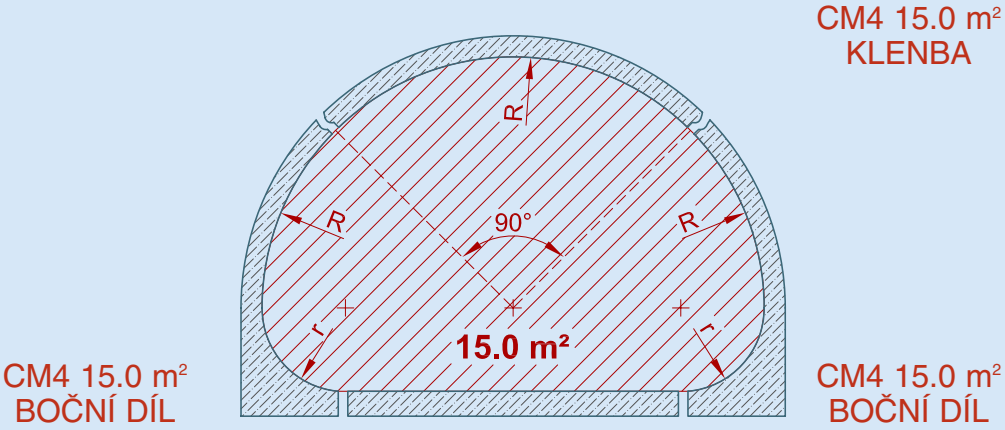
2.1 MODULARCH® - klenbový systém

Obr. 2 - Zkušební sestavení systému CM4® v prefa podniku

Klenbový MATIÈRE systém je nazýván Modularch®. Pokud je sestaven ze čtyř dílců (obr. 3) pak se označuje jako Conduit Modularch Four, zkráceně CM4. Skládá se ze čtyř základních prvků:

a) Monolitická nebo prefabrikovaná vnitřní deska nebo vnější patky
b) Dvě prefabrikované symetrické postranní zdi křivkovitého profilu
c) Klenbový prefabrikovaný strop

Jelikož původním účelem systému bylo využití pro hydraulické aplikace, základní Modularch CM4® systém se dělí podle průřezové plochy která nabízí výběr již od 3,5m² až do 120,0m² (na zakázku i více), což odpovídá čistému rozponu v jednom poli od 2,5m až do zhruba 20m (obr. 3). Právě podle průřezové plochy standardního prstence se pak označuje příslušný boční díl a klenba tuto plochu tvořící. Horizontální styk je řešen jako kloubový a je tvořen podélným "poloválcovým" kloubem (součást klenby) vsazeným do podélné jamky (součást zdi). Díky vtipně řešenému detailu, kdy každý boční díl přechází v klenbu přesně pod úhlem 45°, je možno boční dílce a klenby jednotlivých velikostí mezi sebou libovolně kombinovat. To zaručuje systému jedinečnou flexibilitu při hledání vhodného řešení pro zadaný úkol.



Obr. 3 - Příčný řez standardní CM4® 15,0 m² a princip značení dílců

© 2007 ABM Group Ltd.

Tloušťka prefabrikovaných bočních dílců a kleneb je pro jednu konstrukci konstantní a pohybuje se nejčastěji v rozmezí 180 až 340 mm, odstupňováno v 40mm krocích. Podélný rozměr dílců je většinou limitován možností dopravy a jako základní je brán modulový rozměr 2500 mm. Způsobu ukončení konstrukce je hned několik (insitu opěrné zdi, různé druhy vyztužených násypů - viz. obr 5). Výhodný pro CM4® systém je použití standardních bočních dílců se zkosenými hranami tvořícími přirozený přechod z uzavřeného prstence do otevřeného portálu (obr. 4).

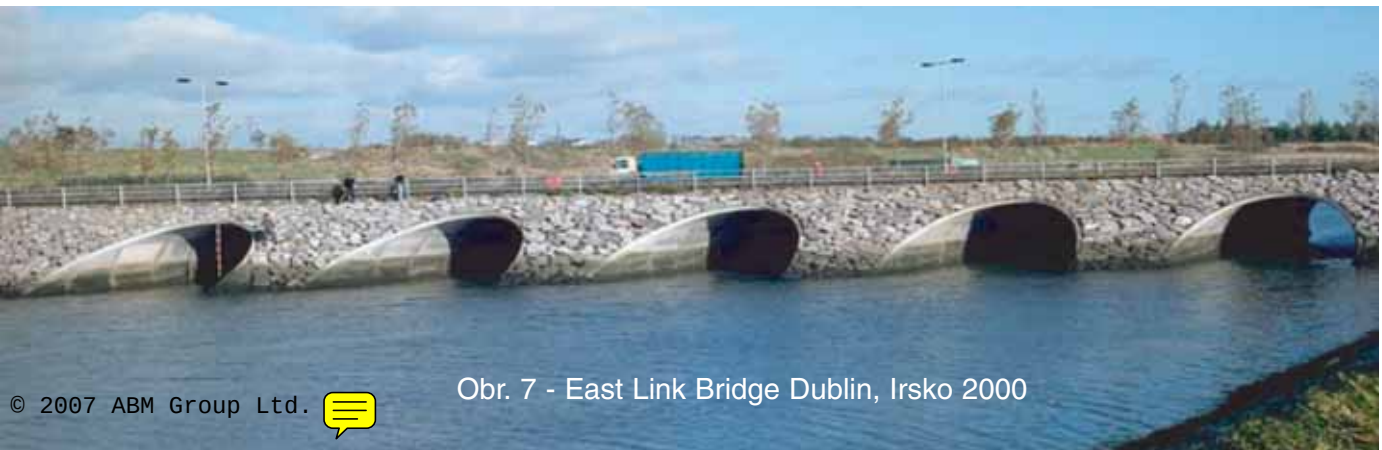
Portál raženého tunelu, Španělsko 1992

Most pod N11, Irsko 2003

Obr. 4 a 5 - Různé možnosti zakončení CM4® konstrukce

Systém může být rozšířen z jednokomorového na vícekomorový použitím speciálních vnitřních vertikálních zdí obsahujících v koruně dva zrcadlově umístěné jamkové spoje (obr. 6) a nebo jednoduše spárováním základních prstenců (obr. 7). Pro menší zakázky s kratšími rozpony a průřezovou plochou do 25 m^2 je MODULARCH® systém nabízen i ve verzích skládajících se pouze ze dvou - Modularch CM2® nebo tří - Modularch CM3® prefadílců (viz. obálka).

Obr. 6 - Hloubený tunel San Jose, Španělsko 1992



Obr. 7 - East Link Bridge Dublin, Irsko 2000

© 2007 ABM Group Ltd.

© 2007 ABM Group Ltd.

2.2 OPTI-CADRE® - obdélníkový průřez

Obr. 8 - Zkušební sestavení systému Opti-Cadre® v prefa podniku

Systém Opti-Cadre® sdílí mnoho společných charakteristik se systémem Modularch CM4®. Opět se skládá ze čtyř základních prvků, nicméně v tomto případě je příčný profil obdélníkového tvaru (obr. 8). Máme tak zde:

a) Monolitická nebo prefabrikovaná vnitřní deska nebo vnější patky pro větší rozpony
b) Dvě prefabrikované symetrické postranní zdi tvaru klasické opěrné zdi
c) Prefabrikovaný portálový strop s krátkými vertikálními částmi (obvykle kolem 2m)

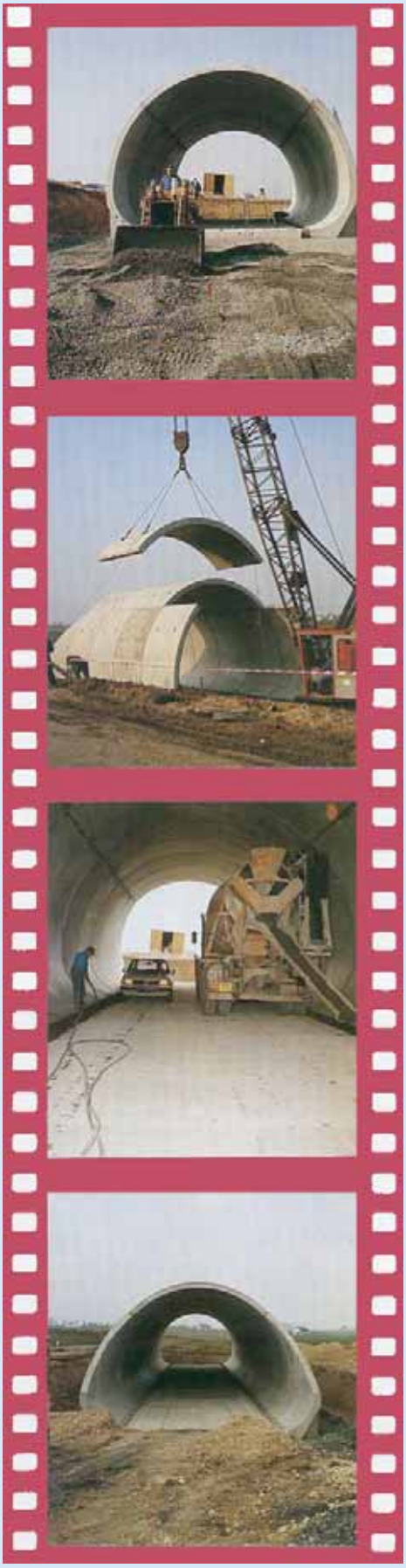
Opti-Cadre® je určen pro rozpony od 4,0 metrů až po max. 14,5 metrů se světlou výškou obvykle do 8 metrů. Na rozdíl od systému Modularch® se dílce neoznačují dle plochy vepsané, ale jednoduše dle rozponu a výšky. Převážně pro kratší rozpětí je možno použít pouze jednoho spodního dílce tvaru “U” a portálového stropu, čímž eliminujeme jakoukoliv nutnost pro insitu betonáž. Alternativně je možno použít pouze insitu základovou desku a pak již samotný portálový strop. Modulový rozměr je opět běžně 2500mm, pro větší rozpony zpravidla nad 10 metrů je pak nutno rozměr modulu zmenšit z důvodu hmotnosti dílců. Tloušťka konstrukce se běžně pohybuje mezi 300mm až 500mm v 50mm krocích.

Letiště Ch.de Gaulle, Francie 2000

Rozšíření stávajícího mostu, Irsko 2002

Obr. 9 a 10 - Různé příklady použití systému Opti-Cadre®

3. VÝROBA A MONTÁŽ



3.1 Prefa výroba

Prefabrikované dílce jsou vyráběny v certifikovaných výrobnách. Bednění pro jednotlivé dílce je z důvodu požadované vysoké přesnosti a požadavku na opakované použití ocelové. Vázání armatury probíhá mimo formu, zkompletovaná klec se pak do bednění zasouvá v celku. K zhutnění se používají externí příložné i ponorné vibrátory. Mimořádná péče je věnována procesu tuhnutí a tvrdnutí betonu. Třída betonu vychází z požadavků místních norem (např. Irsko a UK - C50/60).

3.2 Příprava na stavbě a montáž

Z důvodu vysokých nároků na přesnost je při montáži prefabrikovaných dílců kladen velký důraz na podkladní vrstvu, která má spolu s přesnou prefabrikací klíčový vliv na výsledné dílo. Z tohoto důvodu je vyžadováno použití podkladní betonové mazaniny C20/25 v tloušťce minimálně 75 mm pro větší konstrukce, resp. pískové (případně suché písko-cementové) stabilizační lože tloušťky 30 mm pro menší konstrukce. Původní zemina pod mazaninou musí mít odpovídající únosnost ve shodě se statickou zprávou. Případný nevyhovující material musí být odstraněn a nahrazen materiálem odpovídajících hodnot a to minimálně do úrovně kde se nachazí podloží požadovaných kapacit.

3.3 Hydroizolace

Izolace je obecně řešena volně loženými bitumenovými pásy navařenými k sobě v překrývajících se stycích a ke konstrukci pak na koncích izolace, tj. kolem portálů konstrukce a podél spodního okraje postraních zdí. Vytvořená membránová izolace je po celé ploše chráněna geotextilií proti poškození při zasypání. Alternativně je možno použít kombinace moderních nástřikových/nátěrových izolačních hmot. Horizontální a vertikální spáry mezi prefa dílci jsou většinou těsněny trvale pružnými tmely a to i z estetického a praktického (zanášení spar nečistotami) hlediska. U patky konstrukce je na vnější straně po obou stranách vedena podélně s konstrukcí perforovaná drenážní trubka odvádějící srážkovou vodu. Detailní návrh hydroizolace pak výchází z požadavku na konkrétní situaci a mostní konstrukci v závislosti na prostředí, v němž bude konstrukce umístěna, a je součástí projektové dokumentace objektu.

3.4 Zasypání

Nejkritičtější fází výstavby je právě samotné zasypání mostní konstrukce, poněvadž právě zásyp je nedílnou součástí statického modelu pro Matière přesypané systémy. Zasypání, které musí z principu probíhat v horizontálních vrstvách podél mostní konstrukce a souběžně po obou stranách, je potřeba věnovat zvýšenou pozornost. Volba zeminy pro zasypání a její rozsah v příčném řezu, tloušťka jednotlivých vrstev (nejběžněji 300 mm) a způsob a rozsah hutnění je opět součástí projektové dokumentace (Obr.12).

© 2007 ABM Group Ltd.

REFERENČNÍ STAVBY - ABM GROUP Ltd.

Nový most přes železnici pod dálnicí M1 - délka 102,5 metru

Nový most přes řeku Lee, silnice N21

Most na obchvatu města Blackpool

© 2007 ABM Group Ltd.

REFERENČNÍ STAVBY - SVĚT

Tunel Konoshita, Japonsko

Most ve městě Honoeye Fall, NY, USA

Nový most poblíž města Lisabon, Portugalsko

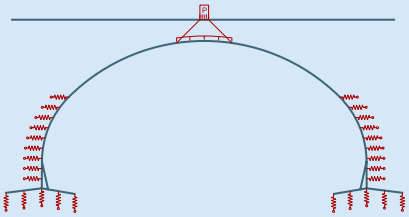
© 2007 ABM Group Ltd.

4. ZAKLÁDÁNÍ, STATICKÝ MODEL A ANALÝZA

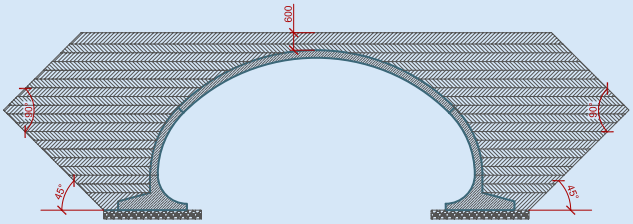
Přesýpané konstrukce obecně jsou extrémně vhodné i do prostředí se špatnými základovými podmínkami. Násyp totiž nepřitěžují, nýbrž jsou jeho součástí. Přesýpané objekty Matière se tak obejdou bez speciálního zakládání, přechodových desek, ložisek či dilatací. Tím pádem jsou velice ekonomické. A to jak při samotné výstavbě, tak i během celé doby své životnosti, neboť jsou logicky snadnější na údržbu.

Statické analýzy a výpočty pro Matière konstrukce jsou založeny na využití mechanických vlastností zásypových materiálů a jejich spolupráci s prefabrikovanou konstrukcí. Jednoduše řečeno, vertikální zatížení způsobuje přetvoření Matière konstrukce a toto její horizontální přetvoření je pak konfrontováno právě se zásypovým materiálem, ve kterém je vyvolán tlak. Zásypový materiál tak konstrukci výrazně pomáhá zvýšit únosnost při použití velice tenkých prefabrikovaných prvků, řádově 200-300 mm tloušťky oproti konvenčním konstrukcím s tloušťkami od 600 mm výše.

Analýza se provádí pomocí užití dvojrozměrného modelu a za využití počítačových programů. Vstupní data (geometrie, zatížení, podpory, tuhosti atp.) jsou generována programem CM4SE® vyvinutým přímo firmou Matière. Samotný statický výpočet je pak prováděn programem Robot Millennium britské společnosti Integrated Structural Software Ltd. Klenbový systém CM4® je analyzován jako 2D prutová konstrukce zanedbávající příčnou distribuci zatížení. Výsledné reakce betonového profilu v každém styčném bodě prutové konstrukce jsou zpracovány a statický návrh je proveden dle příslušných norem. Výsledný návrh bere v potaz geotechnické vlastnosti zásypové zeminy v těsném sousedství s prefabrikovanou konstrukcí a je založeno na příslušné geotechnické tuhosti zeminy, která je zahrnuta ve statickém výpočtu ve formě Winklerova modelu, jehož principem je simulace interakce zeminy a konstrukce pomocí tzv. Winklerových pružin. Modul pružnosti příslušné zásypové zeminy se stanovuje pomocí tzv. Menardovy teorie. Tato hodnota je závislá na geometrii konstrukce a na oedometrickém modulu Eoed. Oedometrický modul je stanoven zkouškou zatěžovací deskou (sledování deformace pod zatížením). Příslušné hodnoty použité při návrhování vycházejí z historických dat a předešlých testů a jsou vybírány tak, aby poskytkly co nejvíce konzervativní design.



Obr. 11 - Statický model



Obr. 12 - Schema zásypu

5. ZÁVĚR

Matière přesýpané konstrukce nacházejí uplatnění především jako:

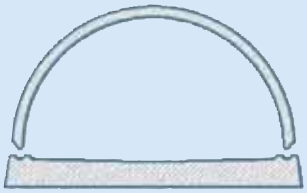
a) mosty a podchody (přes a pod dálnicemi a železnicemi, ale i např. pod letištními runways)
b) hydraulické konstrukce (mosty, propustě, retenční nádrže)
c) podzemní místnosti a úkryty (sklady, střelnice, bazény)
d) hloubené tunely
e) portály ražených tunelů

Mezi největší výhody Matière přesýpaných konstrukcí patří:

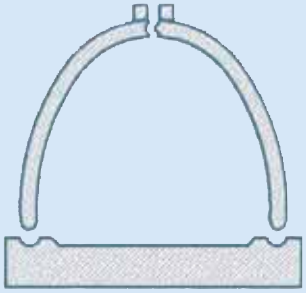
a) ekonomicky elegantní řešení díky použití tenkostěnných prefabrikovaných prvků
b) větší kontrola přesnosti a kvality výroby u prefa prvků oproti in-situ monolitům
c) velká flexibilita systému poskytující širokou škálu profilů
d) vysoká rychlost výstavby, snížení odstávek stávajících komunikací na minimum
e) vysoká životnost konstrukce a minimální nároky na údržbu (díky absenci ložisek, dilatací...)
f) jednoduché založení systému díky interakci s okolní zeminou

© 2007 ABM Group Ltd.

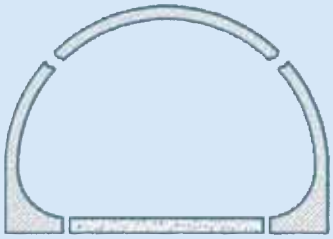
SCHÉMA SYSTÉMU MATIÈRE MODULARCH® A OPTI-CADRE®



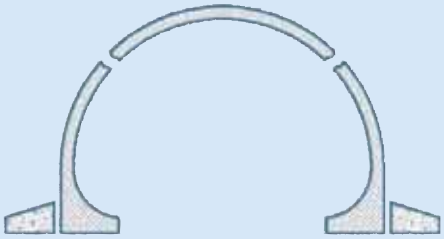
MATIÈRE MODULARCH® CM2



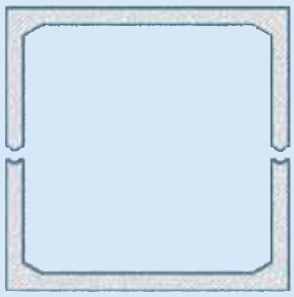
MATIÈRE MODULARCH® CM3



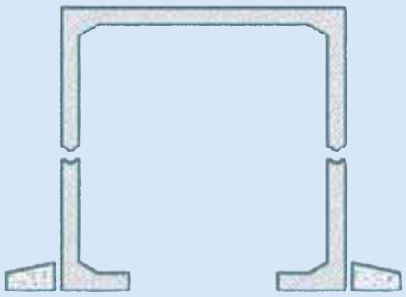
MATIÈRE MODULARCH® CM4 INVERT



MATIÈRE MODULARCH® CM4 PATKY

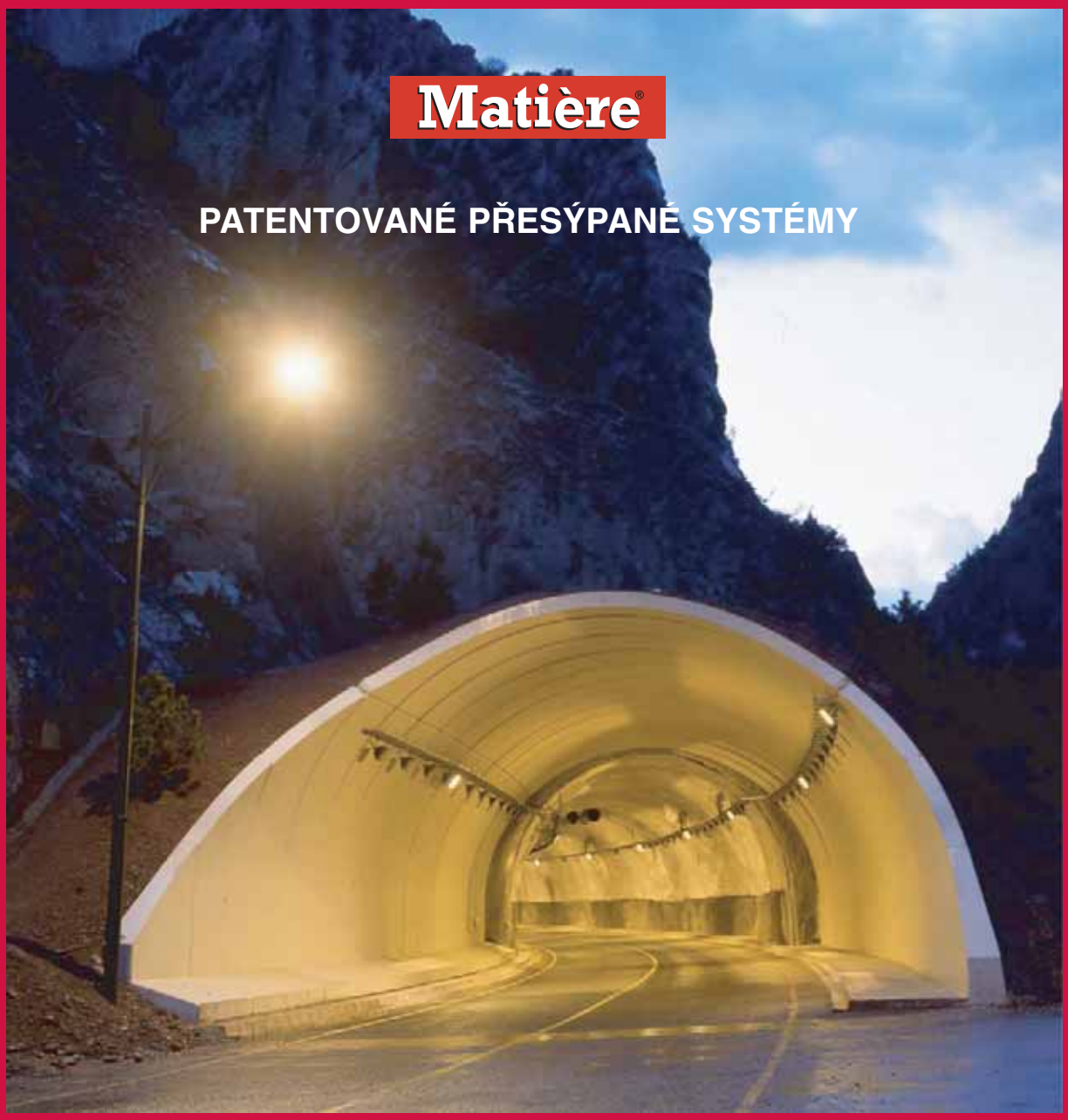


MATIÈRE OPTI-CADRE® INVERT



MATIÈRE OPTI-CADRE® PATKY

© 2007 ABM Group Ltd.



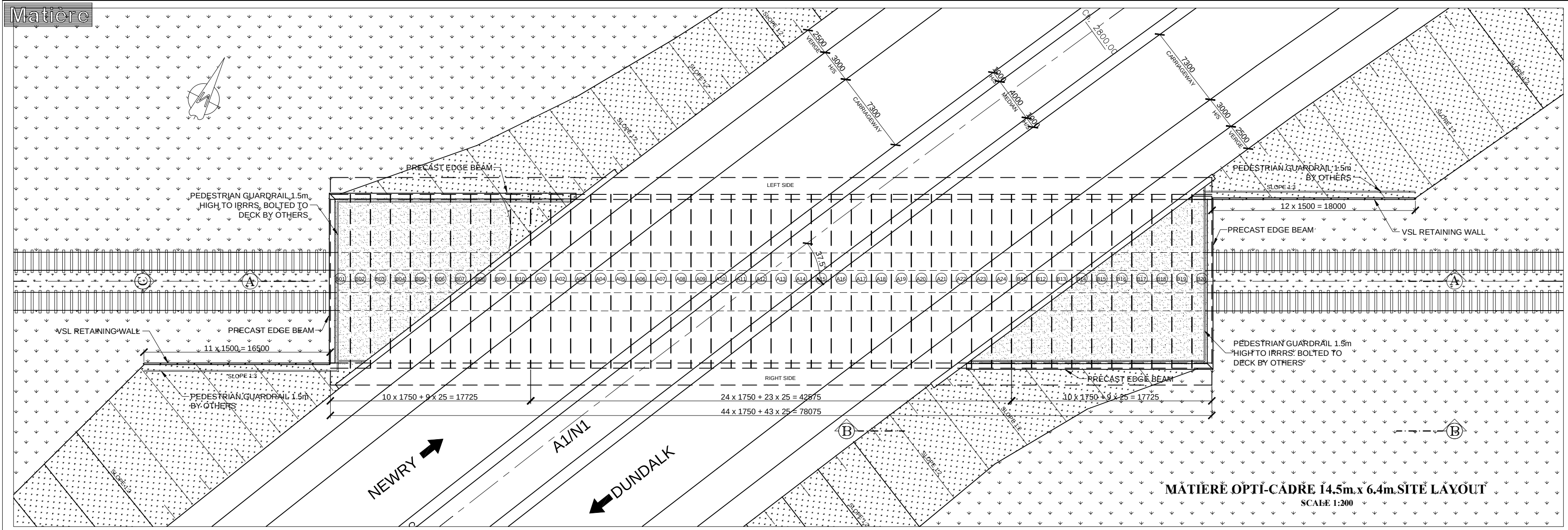
ABM czech

Výhradní držitel licence firmy Matière pro Českou republiku a Slovensko

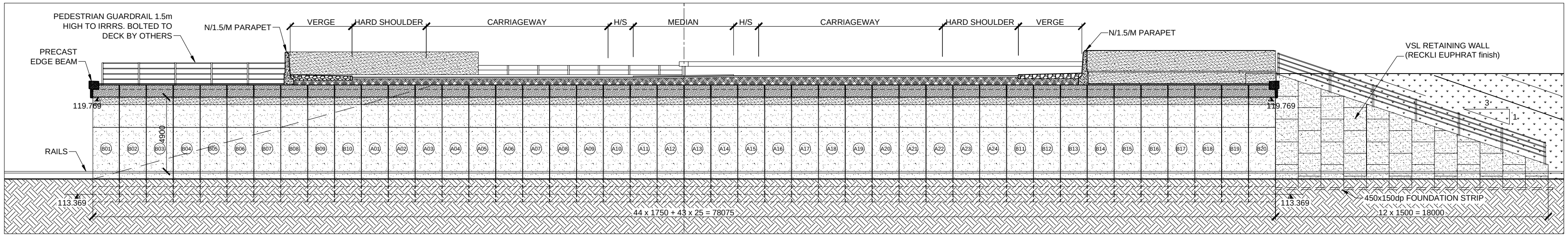
ABM Group Ltd.
Kontaktní adresa v České republice:
Rajchardov 341, 252 09 Hradištko, PRAHA - ZÁPAD
Mob: +420 777 ABM CZE (226 293), Fax: +420 257 741 269
www.abmczech.cz

© 2006 ABM Group Ltd. Všechna práva vyhrazena. V06/10a

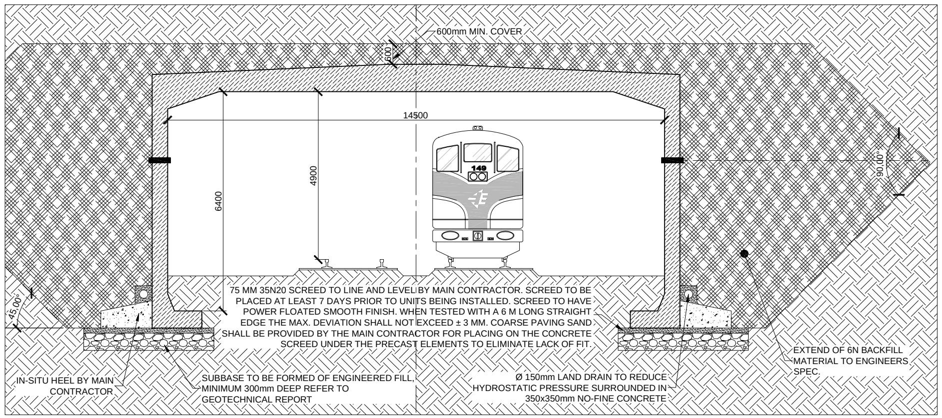
Matière



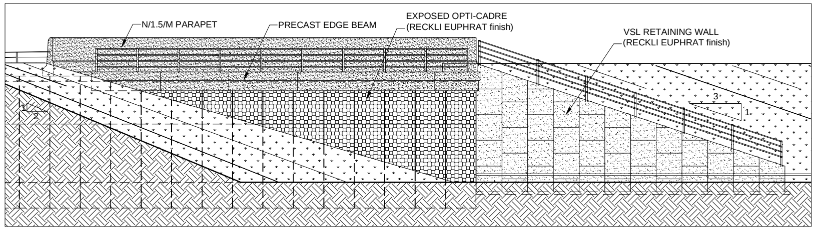
MATIERE OPTI-CADRE 14.5m x 6.4m SITE LAYOUT
SCALE 1:200



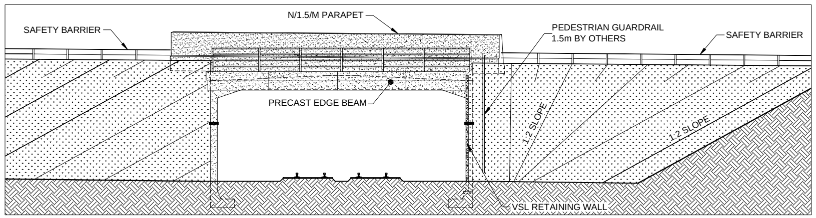
MATIERE OPTI-CADRE 14.5m x 6.4m LONGITUDINAL SECTION A-A
SCALE 1:150



MATIERE OPTI-CADRE 14.5m x 6.4m TYPICAL BACKFILL
SCALE 1:75



MATIERE OPTI-CADRE 14.5m x 6.4m EAST SIDE ELEVATION B-B
SCALE 1:150



MATIERE OPTI-CADRE 14.5m x 6.4m WEST SIDE FRONT ELEVATION C
SCALE 1:150

PQVGU<

MATIERE SPECIFICATION
STRUCTURE SHALL BE MATIERE PRE-CAST CONCRETE UNITS DESIGNED, SUPPLIED AND ERECTED BY ABM DESIGN & BUILD Ltd. IN ACCORDANCE WITH STANDARD MATIERE SPECIFICATION

PRECAST CONCRETE GRADE 50N20 NOMINAL COVER TO BE 30mm
IN-SITU CONCRETE GRADE 50N20 NOMINAL COVER TO BE 40mm
STEEL GRADE 460 TYPE 2

THE UNITS SHALL BE PRECAST BY AN APPROVED ISO 9000 FIRM

DESIGN OF UNITS SHALL COMPLY WITH BS 5400.

THE SHAPE OF THE COMPLETED CULVERT SHALL MATCH THE DIMENSIONS SHOWN ON G.A. DRAWING.

BACKFILLING: GRADE 6N GRANULAR FILL IN ACCORDANCE WITH TABLE 6/1 OF N.R.A. SPEC. THE MATERIAL MUST BE PLACED IN A BALANCE MANNER ON BOTH SIDES OF THE STRUCTURE AND COMPACTED IN ACCORDANCE WITH CLAUSE 612 OF THE N.R.A. SPEC. THE RELATIVE LEVEL DIFFERENCE ACROSS THE STRUCTURE SHOULD NEVER EXCEED 250mm. THE MINIMUM TOP COVER OVER THE STRUCTURE SHOULD NEVER EXCEED THE FIGURE STATED ON THE FINAL DESIGN. BACKFILLING MUST NOT COMMENCE UNTIL THE IN-SITU CONCRETE HAS BEEN CURED FOR A PERIOD OF 7 DAYS MIN WITH CONCRETE STRENGTH VERIFIED BY 7 DAY RESULTS FROM CUBE TESTS.

JOINT SEALING WILL BE BY THE MAIN CONTRACTOR TO THE ENGINEERING SPECIFICATIONS

SUBSOIL AND OTHER DESIGN DETAILS WILL BE REQUIRED FOR THE FULL DESIGN.

PRO DETAIL KLOUBU PROSÍM KONTAKTUJTE NAŠI KANCELÁŘ

OVERALL FINAL LENGTH OF STRUCTURE MAY VARY DUE TO ACTUAL JOINT WIDTH 20-30mm

THIS DRAWING NEEDS TO BE READ IN CONJUNCTION WITH ALL RELEVANT DRAWINGS

TGH	FCVG	TGXKUKQP	D[	EJMF

RWTRQUG QH KUUWG<
CRRTQXCN

fgukip#) #dwknf
WPKV#4D.#HGNVTKO#DWUKPGUU#RCTM
UY QTFU.#Eq0#FWDNKP
VGN0#23+#:;2#2;3;####HCZ0#23+#:;2#2;54
yyy0cdo fgukipcpfdwknf0kg

ENKGPV<
PQTVJ TQWVG#LX

EQPUWNVCPV<
TRU#Eqpuwnvkpi#Gpikpggtu#Nvf0

RTQLGEV<
C3 P3#PGY T[#VQ#FWPFCNM# NKPM#TQCF

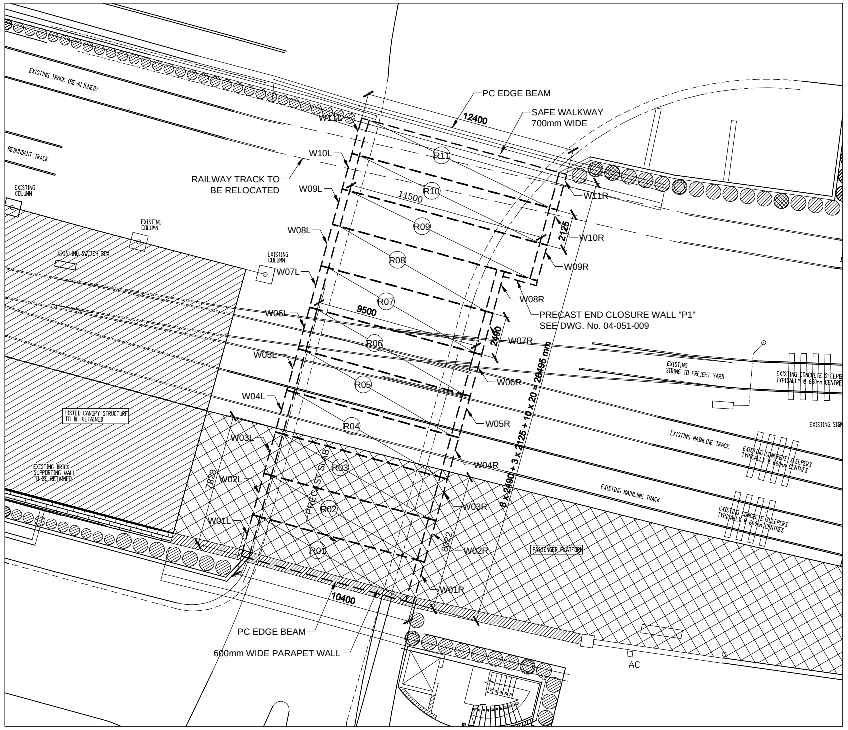
LQD<
TCKNY C[#DTKFIG UVTWEVWTG#UV27

VKVNG<
O CVKGTG#QRVKECFTG#360o#z#306o# IGPGTCN#CTTCPIGO GPV

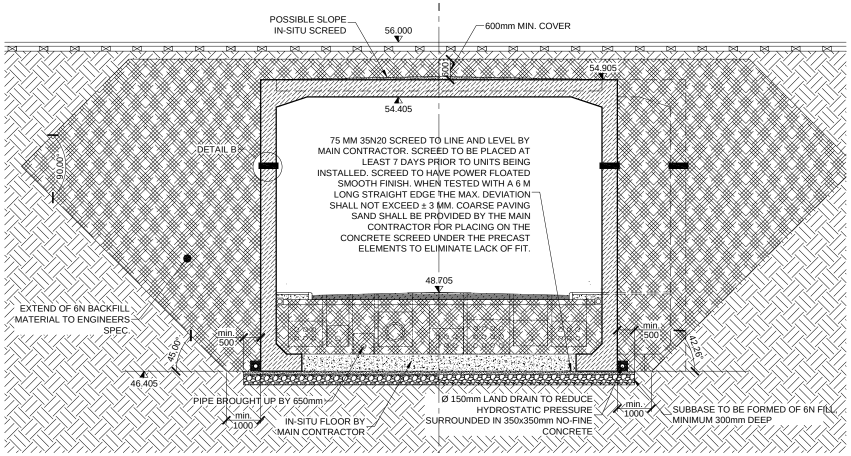
FTP#D[< RD	UECNG< CU#UJQY P	LQD#PQ< 26276
FCVG< 42123 4228	FTI#Pq< 26276 2723	TGX<

© 2007 ABM Group Ltd.

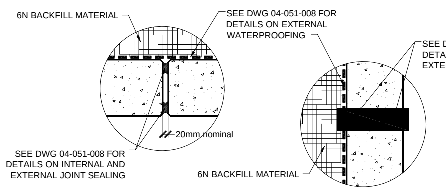
Matière



MATIERE OPTI-CADRE SITE LAYOUT
SCALE 1:150



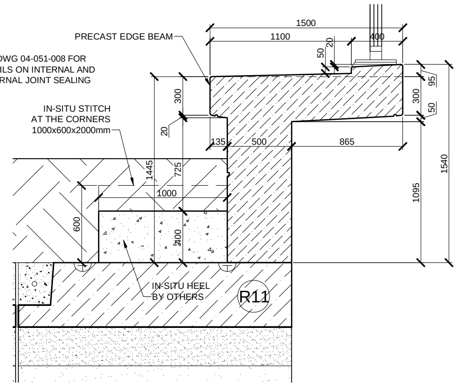
MATIERE OPTI-CADRE TYPICAL BACKFILL
SCALE 1:75



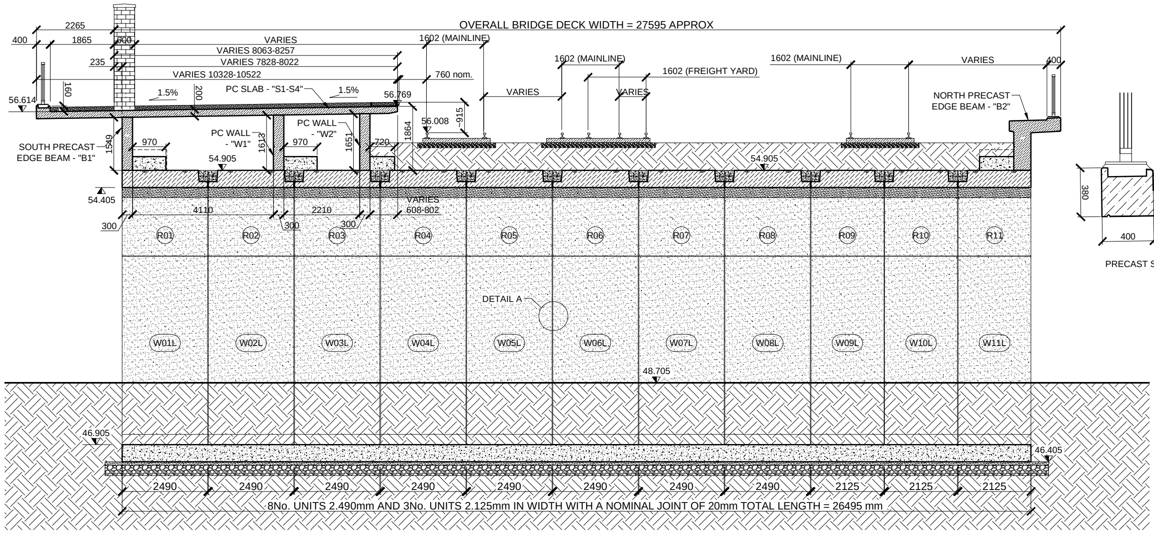
DETAIL A - HORIZONTAL SECTION **DETAIL B - VERTICAL SECTION**

DETAIL "A" AND "B"
SCALE 1:10

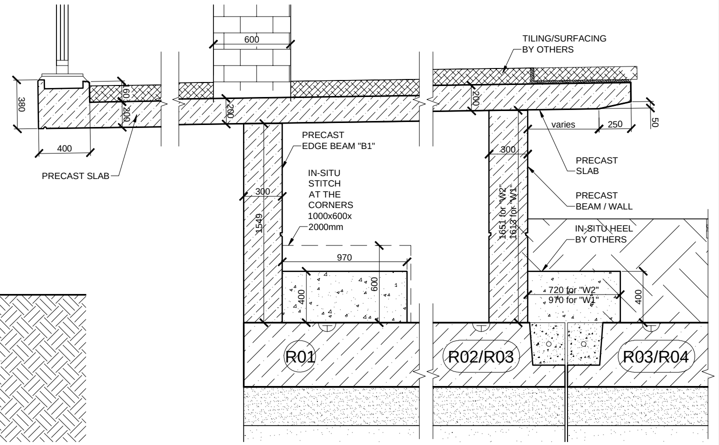
PRO DETAIL KLOUBU PROSÍM KONTAKTUJTE NAŠI KANCELÁR



NORTH EDGE BEAM DETAIL
SCALE 1:20



MATIERE OPTI-CADRE LONGITUDINAL SECTION
SCALE 1:75



SOUTH EDGE BEAMS AND SLAB DETAILS
SCALE 1:20

PQVGU<

MATIERE SPECIFICATION
STRUCTURE SHALL BE MATIERE PRE-CAST CONCRETE ARCHED UNITS DESIGNED, SUPPLIED AND ERECTED BY ABM DESIGN & BUILD Ltd. IN ACCORDANCE WITH STANDARD MATIERE SPECIFICATION

PRECAST CONCRETE GRADE 50N20 NOMINAL COVER TO BE 30mm
IN-SITU CONCRETE GRADE 50N20 NOMINAL COVER TO BE 40mm
STEEL GRADE 460 TYPE 2

THE UNITS SHALL BE PRECAST BY AN APPROVED ISO 9000 FIRM

DESIGN OF UNITS SHALL COMPLY WITH BS 5400.

THE SHAPE OF THE COMPLETED CULVERT SHALL MATCH THE DIMENSIONS SHOWN ON G.A. DRAWING.

BACKFILLING: GRADE 6N GRANULAR FILL IN ACCORDANCE WITH TABLE 6/1 OF N.R.A. SPEC. THE MATERIAL MUST BE PLACED IN A BALANCE MANNER ON BOTH SIDES OF THE STRUCTURE AND COMPACTED IN ACCORDANCE WITH CLAUSE 612 OF THE N.R.A. SPEC. THE RELATIVE LEVEL DIFFERENCE ACROSS THE STRUCTURE SHOULD NEVER EXCEED 250mm. THE MINIMUM TOP COVER OVER THE ARCH SHOULD NEVER EXCEED THE FIGURE STATED ON THE FINAL DESIGN. BACKFILLING MUST NOT COMMENCE UNTIL THE IN-SITU CONCRETE HAS BEEN CURED FOR A PERIOD OF 7 DAYS MIN WITH CONCRETE STRENGTH VERIFIED BY 7 DAY RESULTS FROM CUBE TESTS.

JOINT SEALING WILL BE BY THE MAIN CONTRACTOR TO THE ENGINEERING SPECIFICATIONS

SUBSOIL AND OTHER DESIGN DETAILS WILL BE REQUIRED FOR THE FULL DESIGN.

OVERALL FINAL LENGTH OF STRUCTURE MAY VARY DUE TO ACTUAL JOINT WIDTH 15-25mm

THIS DRAWING NEEDS TO BE READ IN CONJUNCTION WITH ALL RELEVANT DRAWINGS!

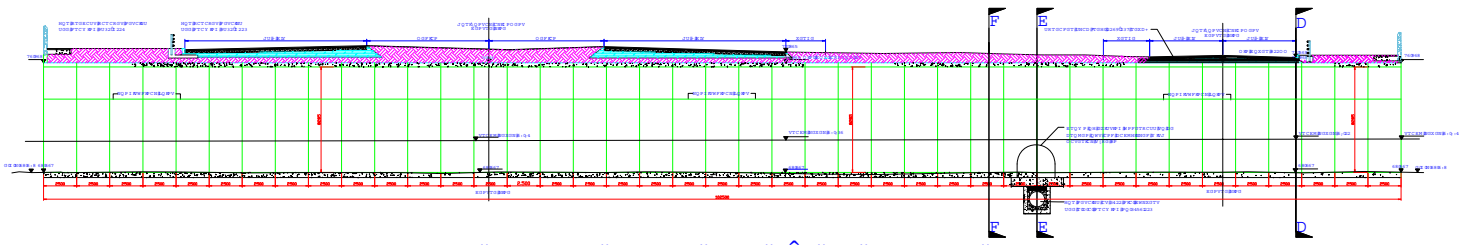
EQPUVTWEVKQP

ABM

© 2007 ABM Group Ltd.

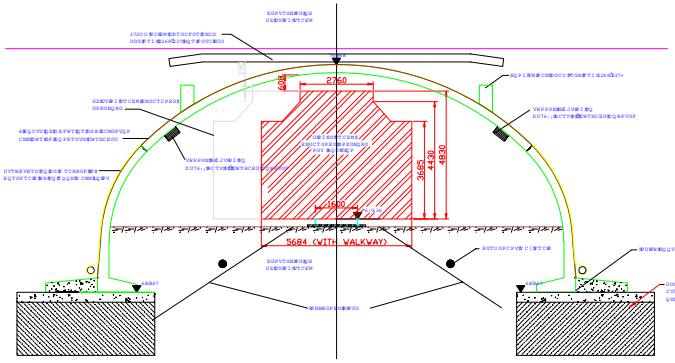
Matterc

DO NOT SCALE IF IN DOUBT ASK



NQPIKVWFKPCN#UGEVKQP#CNQPI#NKPG#C ÛC #Q H#D CVKGTG#UVTWEVWTG

UECNG#<422

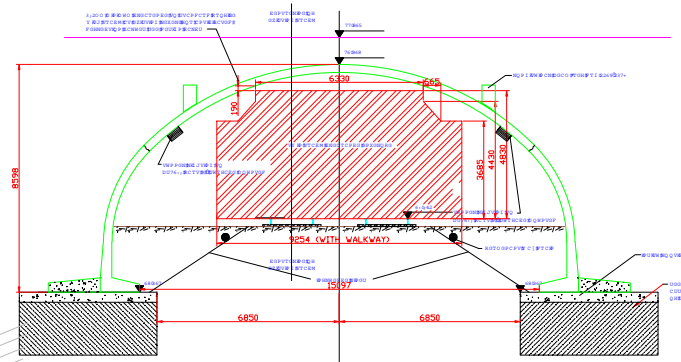


UGEVKQP#D#ÊD

#JKPING#VTCEM#JVCPFCTF

UVTWEVWTG#E WCIG

UECNG#<322

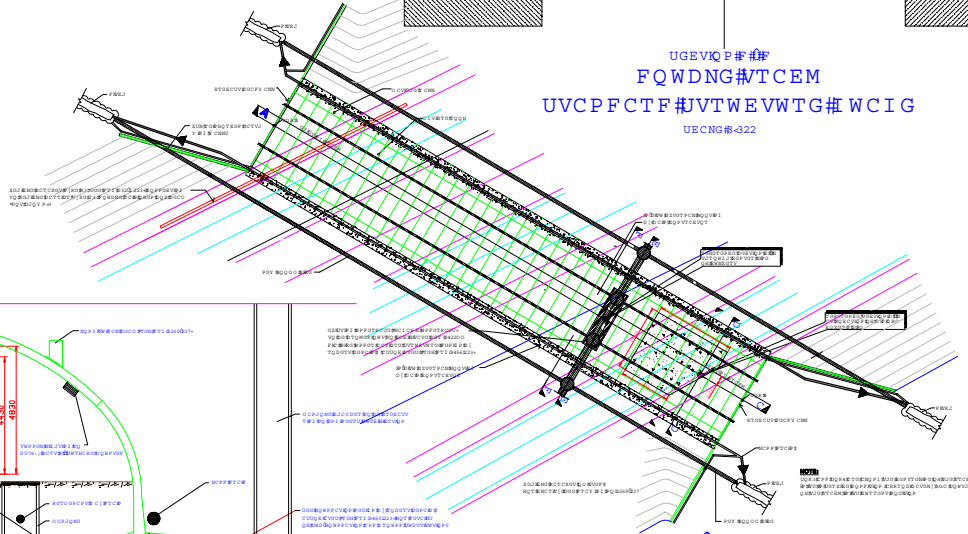


UGEVKQP#F#ÊF

FQWDNG#VTCEM

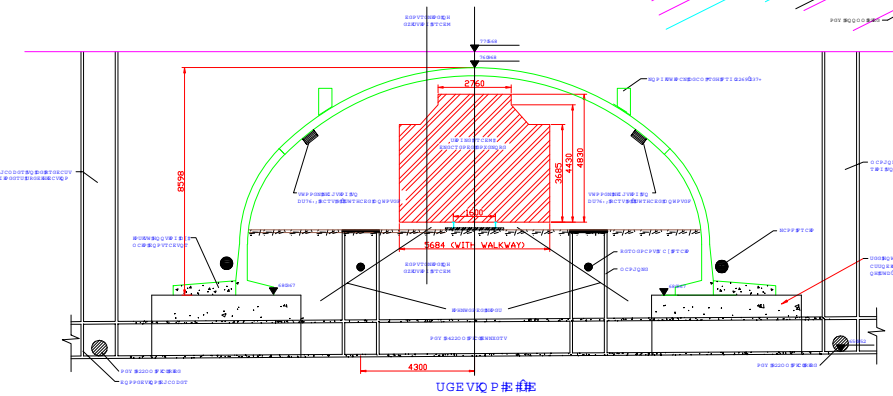
UVCPFCTF#JVTWEVWTG#E WCIG

UECNG#<322



RNCP#ÊD CVKGTG#JVTWEVWTG

UECNG#<722



UGEVKQP#E#ÊE

#JKPING#VTCEM#JVCPFCTF

UVTWEVWTG#E WCIG

UECNG#<322

PQVGU<

O CVKGTG#SEGIEKNEC VKQP

UVTWEVWTG#CNQPI#NKPG#C VKGTG#TQÛCUVKEQPETGVG

CTEJGPFKPFKTGUIUPGF#NKNGSNGFKEPFKETGVGF#[

CDG#EQPUVTWEVKQPFVF#NGVGF#[

VZGNFKFKTUIUCNNGNGTÛCUVKE[#CFKEETQXF

EQ#Q22#NKEQ#CFFKEF#EQPETGVGLCNNGQ#NKQUFF#E

RTGÛCUVKP1O

PGUE P#QUFKFKTUIJCNNGQ SN[#K XQ#EFKVG220

SPVGTPCNNGQ#JFKSEKNEC VKQP#QUNCUG#6

VZGNEJCGQ#NKQUFKEQ SNGVGF#KNGTVKEJCNN

O CVEJJKQGFKQGPUQPUJQY P#QPJKQGFTCY KP1#

TGN	FCVG	YGXEKQP	D[	EJKF

RNTRQUG#QHHCUNG<

EQPUVTWEVKQP

C|D|O

Eqpuvtwevkqp#NVÉ0

WPÊV#D JÊGNVTÊD#WUÊGUU#RCTM

UVQTFUJÊqÊWDNÊ

VGNQ#23<#;2#6;3;#HH#HC2Q#23<#;2#6;54

ENKGPV

OGCVJ#EQWPV[#EQWPEKN

RTQLGEV

PQTVJGTP#D QVQTY C[

EQPVTCEV#PQ09

UVTWEVWTGU#PQ0U#2## 34

VWNG

IGPGTCN#CTTCPIGOGPV

RNCP#CPF#GEVKQPU#H

EO6#404#CNN#4704#QQH

FTP#D{ RQI0	UECNG CU#JJQY P	LQD#Q 2269
FCVG 43Ô27Ô223	PTI#q 2269Ô36	TGX

© 2007 ABM Group Ltd.

Matière

MODULARCH® CM4 TABULKA

	CM4 3.5m² KLENBA	CM4 5 m² KLENBA	CM4 7.5 m² KLENBA	CM4 10 m² KLENBA	CM4 12.5 m² KLENBA	CM4 15 m² KLENBA	CM4 20 m² KLENBA	CM4 25 m² KLENBA	CM4 30 m² KLENBA	CM4 40 m² KLENBA	CM4 52 m² KLENBA	CM4 64 m² KLENBA	CM4 91 m² KLENBA	CM4 120 m² KLENBA	CM4 185 m² KLENBA	CM4 225 m² KLENBA	CM4 245 m² KLENBA
CM4 3.5m² BOČNÍ PRVEK	CM4 3.5 m² STANDARD	CM4 3.5/5 m²	CM4 3.5/7.5 m²	CM4 3.5/10 m²	CM4 3.5/12.5 m²	CM4 3.5/15 m²	CM4 3.5/20 m²	CM4 3.5/25 m²	CM4 3.5/30 m²	CM4 3.5/40 m²	CM4 3.5/52 m²						
CM4 5 m² BOČNÍ PRVEK	CM4 5/3.5 m²	CM4 5 m² STANDARD	CM4 5/7.5 m²	CM4 5/10 m²	CM4 5/12.5 m²	CM4 5/15 m²	CM4 5/20 m²	CM4 5/25 m²	CM4 5/30 m²	CM4 5/40 m²	CM4 5/52 m²	CM4 5/64 m²					
CM4 7.5 m² BOČNÍ PRVEK	CM4 7.5/3.5 m²	CM4 7.5/5 m²	CM4 7.5 m² STANDARD	CM4 7.5/10 m²	CM4 7.5/12.5 m²	CM4 7.5/15 m²	CM4 7.5/20 m²	CM4 7.5/25 m²	CM4 7.5/30 m²	CM4 7.5/40 m²	CM4 7.5/52 m²	CM4 7.5/64 m²					
CM4 10 m² BOČNÍ PRVEK	CM4 10/3.5 m²	CM4 10/5 m²	CM4 10/7.5 m²	CM4 10 m² STANDARD	CM4 10/12.5 m²	CM4 10/15 m²	CM4 10/20 m²	CM4 10/25 m²	CM4 10/30 m²	CM4 10/40 m²	CM4 10/52 m²	CM4 10/64 m²	CM4 10/91 m²				
CM4 12.5 m² BOČNÍ PRVEK	CM4 12.5/3.5 m²	CM4 12.5/5 m²	CM4 12.5/7.5 m²	CM4 12.5/10 m²	CM4 12.5 m² STANDARD	CM4 12.5/15 m²	CM4 12.5/20 m²	CM4 12.5/25 m²	CM4 12.5/30 m²	CM4 12.5/40 m²	CM4 12.5/52 m²	CM4 12.5/64 m²	CM4 12.5/91 m²	CM4 12.5/120 m²			
CM4 15 m² BOČNÍ PRVEK	CM4 15/3.5 m²	CM4 15/5 m²	CM4 15/7.5 m²	CM4 15/10 m²	CM4 15/12.5 m²	CM4 15 m² STANDARD	CM4 15/20 m²	CM4 15/25 m²	CM4 15/30 m²	CM4 15/40 m²	CM4 15/52 m²	CM4 15/64 m²	CM4 15/91 m²	CM4 15/120 m²	CM4 15/185 m²		
CM4 20 m² BOČNÍ PRVEK	CM4 20/3.5 m²	CM4 20/5 m²	CM4 20/7.5 m²	CM4 20/10 m²	CM4 20/12.5 m²	CM4 20/15 m²	CM4 20 m² STANDARD	CM4 20/25 m²	CM4 20/30 m²	CM4 20/40 m²	CM4 20/52 m²	CM4 20/64 m²	CM4 20/91 m²	CM4 20/120 m²	CM4 20/185 m²	CM4 20/220 m²	
CM4 25 m² BOČNÍ PRVEK	CM4 25/3.5 m²	CM4 25/5 m²	CM4 25/7.5 m²	CM4 25/10 m²	CM4 25/12.5 m²	CM4 25/15 m²	CM4 25/20 m²	CM4 25 m² STANDARD	CM4 25/30 m²	CM4 25/40 m²	CM4 25/52 m²	CM4 25/64 m²	CM4 25/91 m²	CM4 25/120 m²	CM4 25/185 m²	CM4 25/225 m²	CM4 25/245 m²
CM4 30 m² BOČNÍ PRVEK	CM4 30/3.5 m²	CM4 30/5 m²	CM4 30/7.5 m²	CM4 30/10 m²	CM4 30/12.5 m²	CM4 30/15 m²	CM4 30/20 m²	CM4 30/25 m²	CM4 30 m² STANDARD	CM4 30/40 m²	CM4 30/52 m²	CM4 30/64 m²	CM4 30/91 m²	CM4 30/120 m²	CM4 30/185 m²	CM4 30/225 m²	CM4 30/245 m²
CM4 40 m² BOČNÍ PRVEK		CM4 40/5 m²	CM4 40/7.5 m²	CM4 40/10 m²	CM4 40/12.5 m²	CM4 40/15 m²	CM4 40/20 m²	CM4 40/25 m²	CM4 40/30 m²	CM4 40 m² STANDARD	CM4 40/52 m²	CM4 40/64 m²	CM4 40/91 m²	CM4 40/120 m²	CM4 40/185 m²	CM4 40/225 m²	CM4 40/245 m²
CM4 52 m² BOČNÍ PRVEK			CM4 52/7.5 m²	CM4 52/10 m²	CM4 52/12.5 m²	CM4 52/15 m²	CM4 52/20 m²	CM4 52/25 m²	CM4 52/30 m²	CM4 52/40 m²	CM4 52 m² STANDARD	CM4 52/64 m²	CM4 52/91 m²	CM4 52/120 m²	CM4 52/185 m²	CM4 52/225 m²	CM4 52/245 m²
CM4 64 m² BOČNÍ PRVEK				CM4 64/10 m²	CM4 64/12.5 m²	CM4 64/15 m²	CM4 64/20 m²	CM4 64/25 m²	CM4 64/30 m²	CM4 64/40 m²	CM4 64/52 m²	CM4 64 m² STANDARD	CM4 64/91 m²	CM4 64/120 m²	CM4 64/185 m²	CM4 64/225 m²	CM4 64/245 m²
CM4 91 m² BOČNÍ PRVEK					CM4 91/12.5 m²	CM4 91/15 m²	CM4 91/20 m²	CM4 91/25 m²	CM4 91/30 m²	CM4 91/40 m²	CM4 91/52 m²	CM4 91/64 m²	CM4 91 m² STANDARD	CM4 91/120 m²	CM4 91/185 m²	CM4 91/225 m²	CM4 91/245 m²
CM4 120 m² BOČNÍ PRVEK						CM4 120/15 m²	CM4 120/20 m²	CM4 120/25 m²	CM4 120/30 m²	CM4 120/40 m²	CM4 120/52 m²	CM4 120/64 m²	CM4 120/91 m²	CM4 120 m² STANDARD	CM4 120/185 m²	CM4 120/225 m²	CM4 120/245 m²

PRO DVOU A VÍCE KOMOROVÉ KOMBINACE
PROSÍM KONTAKTUJTE NAŠI KANCELÁŘ

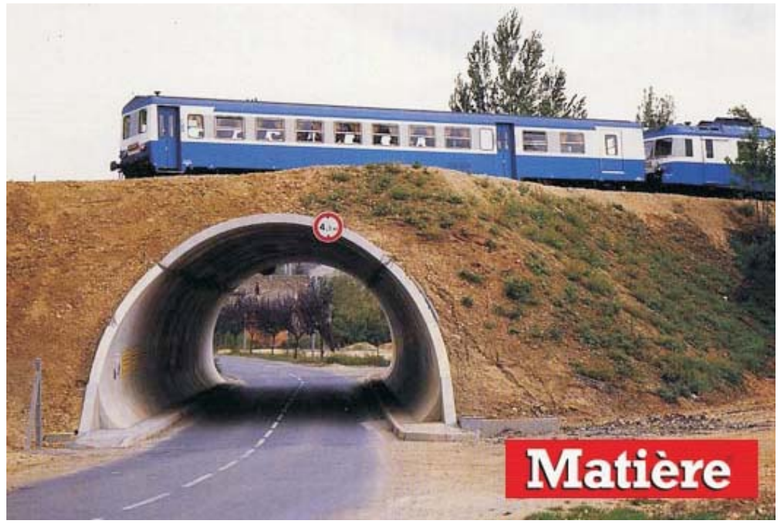
ABM czech
RAJCHARDOV 341, HRADIŠTKO
252 09, PRAHA - ZÁPAD
TEL. +420 777 226 293
FAX. +420 257 741 269
www.abmczech.cz

©2006 ABM GROUP Ltd. - VÝHRADNÍ DRŽITEL LICENCE FIRMY MATI ÈRE PRO ČESKOU REPUBLIKU · ROZMĚRY ZAOKROUHLENY NA 5mm. TLOUŠŤKA DÍLCŮ JE POUZE INDIKATIVNÍ. BĚŽNÁ ŠÍŘE DÍLCŮ JE 2490mm. VEŠKERÁ VÝKRESOVÁ DOKUMENTACE A TECHNICKÉ DETAILY PODLÉHAJÍ PATENTOVÉ OCHRANĚ S MAJETKOVÝMI DŮSLEDKY V PŘÍPADĚ JEJICH PORUŠENÍ!

© 2007 ABM Group Ltd.

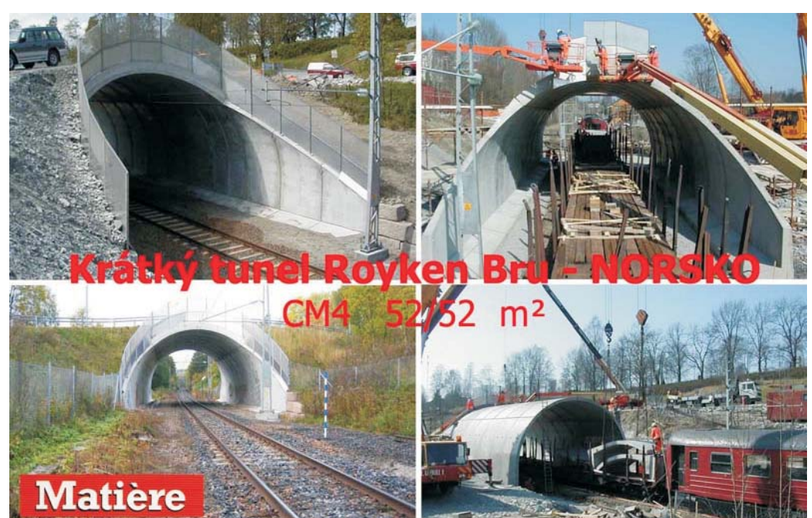
Fotogalerie

Francie



Japonsko

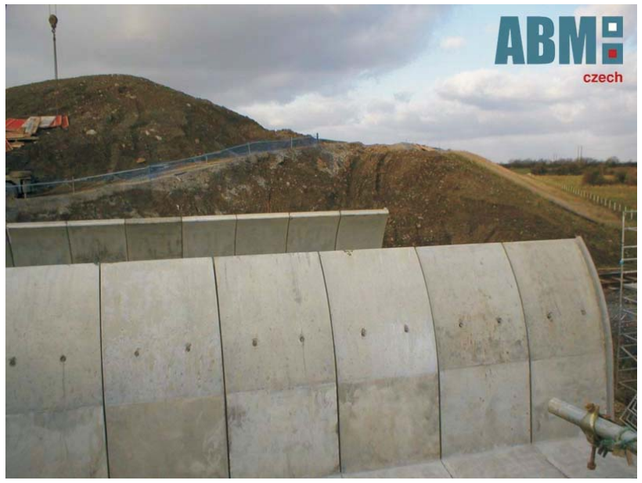
Norsko

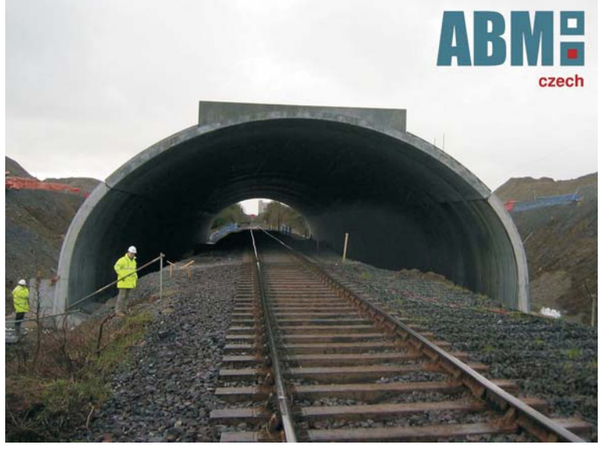


© 2007 ABM Group Ltd.

Fotogalerie

Irsko - Lagavooren





© 2007 ABM Group Ltd.

Fotogalerie

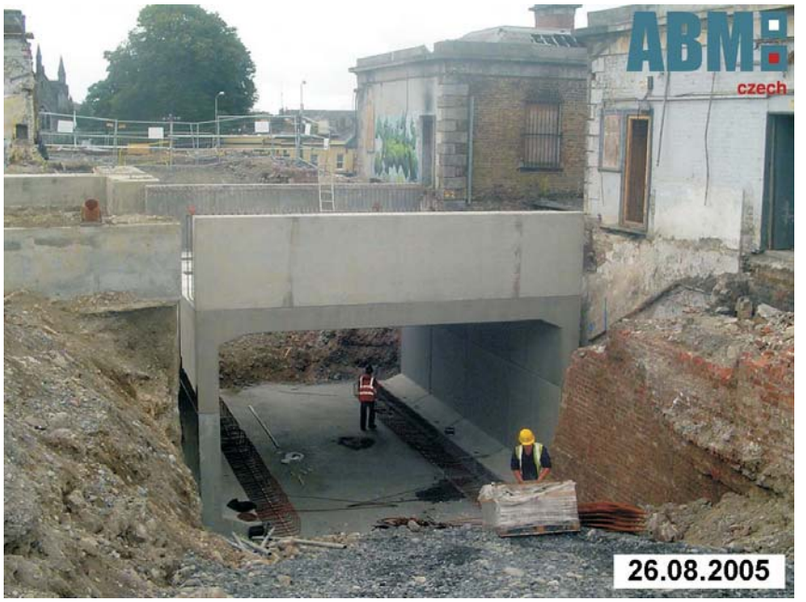
Irsko - McDonagh Pedestrian

Zemní práce

Montáž

Podkladní beton

Smontovaný objekt



Osazení parapetu

© 2007 ABM Group Ltd.

Fotogalerie

Irsko - McDonagh Vehicular

Místo budoucího podjezdu

Celkový pohled na nádraží

Zemní práce

Zářez

Montáž

Montáž

Montáž

Montáž

Montáž

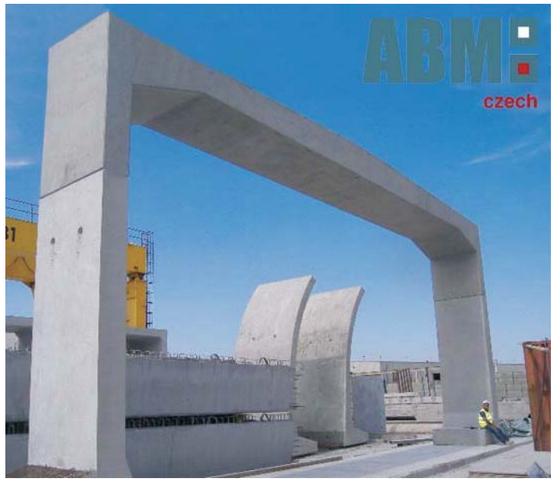
Betonáž dna

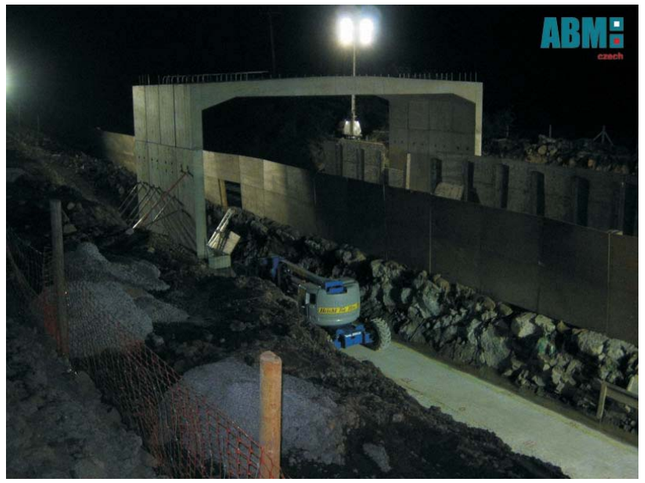
Hotový, zasypaný a zatížený most

© 2007 ABM Group Ltd.

Fotogalerie

Irsko - Linda





© 2007 ABM Group Ltd.

Zpět do obsahu

Tunel Praha Beroun - nové železniční spojení

Ing. Jiří Růžička, METROPROJEKT Praha a.s.

Ing. Otakar Hasík, METROPROJEKT Praha a.s.

Po základní informaci o projektu na loňské konferenci se soustředíme na poslední poznatky ze zpracování přípravné dokumentace nejrozsáhlejšího tunelového projektu v ČR. Došlo k významnému posunu, byla vybrána a stabilizována trasa tunelu a rovněž krystalizuje velikost příčného řezu. Předjednávají se možná staveniště. Shromažďují se požadavky na prostoroy pro vybavení tunelu.

Výsledky rizikové analýzy

Byly sestaveny dva expertní týmy, a to tým VÝSTAVBA, který se zabýval oblastí nebezpečí a rizik souvisejících s realizací tunelu a tým PROVOZ, týkající se provozu tunelu. Obě oblasti se od sebe velmi podstatně liší z mnoha hledisek.

U VÝSTAVBY tunelových objektů se podle ITA Guidelines (2004) rozlišují nebezpečí a rizika ohrožující bezpečnost, zdraví a život zaměstnanců, zdraví a život třetích osob, majetek třetích osob, zejména stávající budovy a inženýrské stavby, památkové chráněné objekty a infrastrukturu přilehlou k tunelu, environment, a to zejména zemědělskou půdu, vody a ovzduší, lhůtu dokončení výstavby, rozpočet výstavby.

Pro aspekt PROVOZ není zatím unifikován jednotný soupis základních nebezpečí a rizik. Lze uvažovat nebezpečí požáru, exploze, únik toxických látek z vlakové soupravy, srážku, vykolejení, zastavení vlakové soupravy v důsledku vlastní poruchy nebo poruchy zařízení tunelu s následnou evakuací cestujících a vlakové čety, popř. s panikou vzniklou v důsledku obav z neznámého nebezpečí, terorismus, sabotáž nebo jiná zlovolná činnost, ztráta zdraví a životů lidí pracujících v tunelu na údržbě a opravách, ztráta majetku způsobená poškozením konstrukcí a vlakových souprav, vniknutí třetích osob a zvířat do tunelu, poškození konstrukce tunelu nárazem vykolejení vlakové soupravy, poškození konstrukce a zařízení tunelu požárem, aerodynamický účinek projíždějící vlakové soupravy, nefunkčnost technických a elektronických zařízení tunelu (např. ucpání odvodnění).

Při absolutním odhadu rizika je u aspektu PROVOZ situace podstatně lepší než u aspektu VÝSTAVBA. Především odpadá neurčitost způsobená horninovým masivem a dále jsou známá data o nehodách na volné trati, eventuálně o nehodách v tunelech. Rizikové události v tunelu mají vesměs stejnou nebo podobnou podstatu (zdroje nebezpečí) jako obdobné události na volné trati. Jejich následky jsou však v tunelovém prostoru horší vzhledem ke stísněným podmínkám, obtížné dosažitelnosti místa události, složitým únikovým cestám a dalším evidentním okolnostem.

Realizace scénáře nebezpečí během projektu nemusí nastat! Realizace nebezpečí má vždy náhodnou povahu, a proto může, ale nemusí nastat. Tím, že se na nebezpečí upozornilo, byla učiněna nějaká opatření k jeho eliminaci nebo omezení

Výsledky analýz nejsou pochopitelně překvapující, neboť nebezpečí, která jsou na počátcích vyšetřených posloupností segmentů, zdrojů a souběhů, se dají jednotlivě zpravidla snadno předvídat i bez analýz rizika. Analýza rizika poskytuje ale konzistentní obraz o celém projektu, nikoliv o jeho izolovaných částech. Jednotlivá rizika včetně jejich hodnocení jsou zpracována v tabulkách.

Z výsledku analýzy rizika vyplývají doporučení pro investora, projektanta popř. další. Směřující k minimalizaci rizik projektu a týkají se management rizika, pojištění, bankovních záruk, prevence sporů, zadávání.

Geologické poměry

Jedním z hlavních problémů ražby dlouhých tunelů je, že nelze nikdy předem zjistit přesný, úplný a kontinuální obraz geologických poměrů po celé délce tunelů (délka tunelu 24,7 km a výška nadloží přesahuje 100 m). Trať prochází oblastí staršího paleozoika tvořící centrální část Barrandienu. Horniny paleozoika leží diskordantně na podloží kadomsky zvrásněných hornin proterozoika. Celkový stav poznání oblasti je sice pokročilý, ale chybí např. moderní výzkum strukturně tektonický, je nedostatek informací z velkých hloubek.

Jádro pražské pánve Barrandienu tvoří sled sedimentů a vulkanitů ordovického až devonského stáří. Horniny byly zvrásněny varijským vrásněním, porušeny příčnou i podélnou zlomovou tektonikou.

Západní část tunelu prochází ordovické horniny - prachovité břidlice, prachovce a křemence kosovského souvrství a silurské horniny. Horniny siluru zastupují graptolitové břidlice a vápnité břidlice. V spodní části siluru převládají břidlice a jílovce, hojné jsou vložky diabásů. V svrchním siluru jsou v hojnější míře zastoupeny vápence. Vyznačují se velkou faciální různorodostí (časté střídání břidlic, různých vápenců a produktů vulkanismu porušených tektonickými přesmyky).

Ve východní části tunelu v devonských horninách převládá karbonátový vývoj z podložního siluru. V lochkovském souvrství jsou facie radotínských a kotýzských vápenců. V pražském souvrství lze odlišit řadu vápenců (loděnické, slivenecké, řeporyjské, koněprusské). Zlíchovské souvrství tvoří šedé vrstevnaté vápence s rohovci. Ve vápencích devonského stáří je nutno předpokládat značné zkrasovatění. Současný stav prozkoumanosti dovoluje topograficky vymezit severní hranici možného zkrasovění (s přesností cca 100m) Tato hranice probíhá směrem k ZJZ od jižního okraje Prahy-Radlic přes Novou Ves, jižní okraj Ořechu, jižní stranu Tachlovic a Mezouně do Sv. Jana pod Skalou. Podle výsledků rešerše, opřených o dlouholeté karsologické výzkumy Českého krasu, nelze v tomto území vymezit hloubkové pásmo, které by bylo mimo dosah zkrasovění. Naopak lze očekávat projevy zkrasovění v celém hloubkovém rozsahu vápencových těles, která jsou zvrásněna do hloubky až cca 700 m.

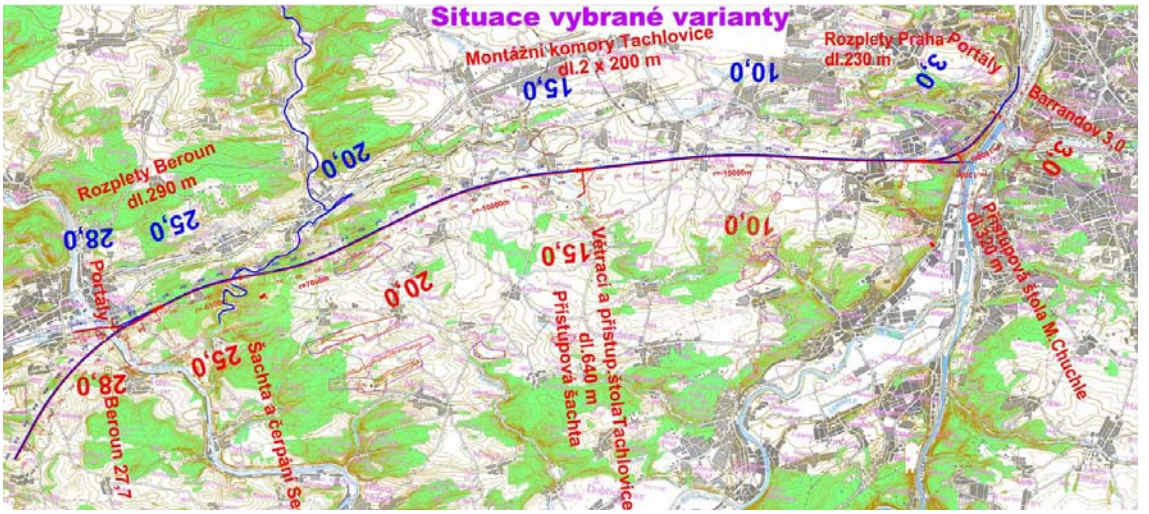
Severně od této hranice lze výskyt krasových dutin zcela vyloučit. Dalejské břidlice se vyznačují převahou zelenavých, výše až načervenalých vápnitých břidlic. Srbské souvrství je tvořeno prachovci a břidlicemi. Mocnost v jádrech synklinál může přesáhnout 250 m.

Výběr výsledné varianty trasy s ohledem na geologické podmínky pro tunelování

Geologické podmínky jsou jedním z hlavních faktorů určující vedení trasy a její úpravy. Na jednáních o geologických poměrech bylo shodně konstatováno, že zdrojem nejvážnějších rizik a nebezpečí pro ražbu strojem TBM je výskyt krasových jevů (naražení krasových dutin, vodní průvaly). Přitom hranice mezi ordovikem a polohou zkrasovatělých souvrství devonských vápenců je známá. Trasa se současně vyhýbá oblastem s ložisky nerostných surovin a poddolovaným územím.

Hodnocení různých variant trasy je provedeno dle zpracované rizikové analýzy. Při výběru z variant jsou uvažovány následující podmínky: umístění portálů tunelu (nebezpečí zablokování pozemků nebo protesty sdružení), průchod trasy obydleným územím - střety zájmů, možnost vedení tratě pro 300 km/hod, separace nové vysokorychlostní trati od stávající trati a možnost mimoúrovňového křížení, možnost umístit zařízení staveniště, reálnost postupu a odvoz rubaniny, možnost dopravy po železnici, možnost dopravy po silnici, geologické vlastnosti trasy - ražba v ordoviku, siluru nebo devonu, geotechnické vlastnosti trasy ve vazbě na metodu výstavby (problémy při střídání stratigrafických formací, ordovik, silur, devon), výskyt kaveren

při ražbě, krasové jevy, průchod dobývacím prostorem nebo jeho ochr.pásmem, zástavba nad tunelem, průchod chráněnými oblastmi, výstupy na povrch v chráněných oblastech, křížení pozemních komunikací a nutnost úpravy stávající trati, výjimečné nároky na větrání v době ražení, délka (cena) tunelů.



Obr. 1 Situace

Úsporný příčný řez tunelu a jednokolejné tunely v celé trase

V předcházejících dokumentacích byly uvažovány varianty s různě velkými profily tunelu. Rozdíl plochy příčného řezu mezi úsporným a velkým (uvažovaným v předpisech německých drah) je 25% , což pro celou délku tunelu znamená rozdíl v nákladech cca 6,5 mld. Kč.

Vzhledem k trasovaní tunelů s mimoúrovňovým křížením odbočující koleje došlo k důsledné segregaci protisměrné dopravy. Nebude tedy docházet k nepříznivému působení tlakové vlny na cestující v běžných vlakových soupravách jedoucích v protisměru. Ve vysokorychlostních vlakových soupravách jsou cestující chráněni proti těmto nepříznivým účinkům tlakovým utěsněním vnitřního prostoru vlaku.

To umožnilo investorovi zvolit úsporný příčný řez tunelu. Současně rozhodl, že budou realizovány 2 tunelové trouby současně, což je velký přínos pro kvalitu a bezpečnost dopravy, od prvního okamžiku bude v provozu plnohodnotná dvoukolejná trať. Z hlediska vlivu stavby na prostředí bude okolí obtěžováno nejkratší možnou dobu. Pochopitelně pokud není stavba časově rozdělena do etap, tak i celkové náklady stavby jsou nejmenší.

Příčný řez tunelu a ražba TBM

Velkoprofilovým razícím strojem TBM bude ražena větší část tunelů – od rozpletů Prahy až do Berouna. Téměř všechny dlouhé tunely ve světě byly raženy pomocí strojů TBM. Je k tomu mnoho důvodů :

- přibližně 3x rychlejší postup ražby oproti konvenční metodě, tím je tunel levnější,
- stroje jsou stále dokonalejší po velkém počtu strojem vyražených tunelů ve světě,
- je vyšší bezpečnost práce, ve stroji jsou pracovníci nepřetržitě chráněni, nemohou tedy být zasaženi závalem,
- stroj má přesnou kontrolu objemu odtěženého materiálu a současně nenarušuje okolí výrubu trhacími pracemi, nedochází tedy k nekontrolovanému odtěžení horniny a vzniku volných prostor za ostěním. Poklesy na povrchu jsou minimální.

- kruhový profil je staticky nejvýhodnější, tedy nejbezpečnější při přiměřených nákladech.

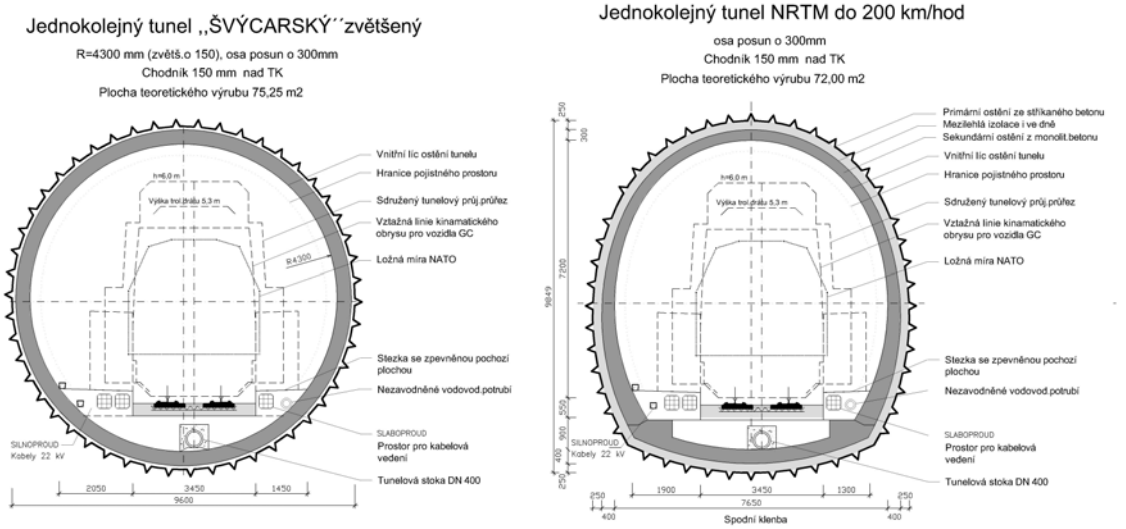
Vzhledem k předpokladu procházení úseků s horninami relativně malé tvrdosti bude zvolen typ stroje bez přítlačných desek (rozpěr). To znamená, že tunel ražený TBM bude mít jednoplášťové ostění montované z železobetonových segmentů o které se budou opírat lisy TBM při posunu stroje a přítlaku razicí hlavy. Jednoplášťové ostění montované z železobetonových segmentů bude z vodonepropustného betonu, dílce budou po obvodu opatřeny těsněním, tedy ostění bude vodotěsné.

Příčný řez tunelu a konvenční ražba NRTM

Konvenční metodou NRTM budou raženy jednokolejné tunely od Pražských portálů Hlubočepy a Malá Chuchle směrem k rozpletům, dále rozplety u Prahy i u Berouna, přístupové štoly resp.šachty, montážní komory, propojky a technologické prostory. Jsou pro to jednoznačné důvody :

- časté změny příčného řezu (každý z jmenovaných prostor má jiný tvar),
- jedná se o díla pro přípravu nasazení strojů TBM,
- v pražské oblasti kde je největší rozsah geologických poměrů s krasovými jevy, které jsou NRTM podstatně lépe překonatelné,
- přístupová štola Malá Chuchle resp.další díla mohou být současně využita jako díla geologického průzkumu,
- díla ražená NRTM, např přístupy a montážní komory mohou být provedena včas v předstihu před vlastní stavbou, resp.ražbou TBM a dojde ke zkrácení celkového času, dále ražba NRTM může probíhat současně s TBM.

Tunely prováděné NRTM budou mít obvyklou skladbu ostění, tedy primární ostění ze stříkaného betonu, mezilehlou izolaci a sekundární ostění z monolitického betonu. Izolace bude celoplošná typ ponorka, tedy i ve dně. Sekundární ostění bude mít spodní klenbu v celé délce, která bude odolávat tlakové podzemní vodě. Vodotěsné ostění eliminuje pokles hladiny podzemní vody (vyschlé studny, suchý les).



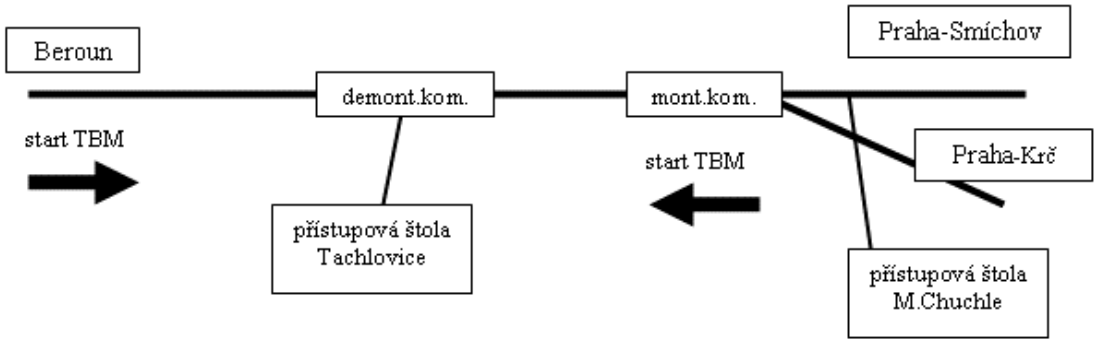
Obr. 2 řez TBM, řez NRTM

Návrh postupu výstavby, přístupů pro montáž razících strojů a odvoz rubaniny

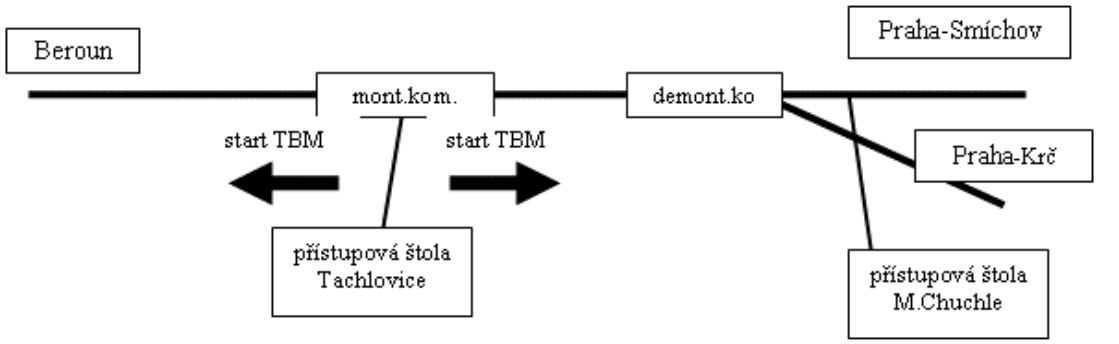
Ražba tunelu TBM v délce cca 22 km je pro jeden stroj příliš mnoho z časových důvodů. Dlouhodobý reálný postup stroje se dá uvažovat minimálně 10m/den. Z toho plyne, že jeden stroj by 22 km razil přibližně 7 let. To je příliš dlouhý horizont. Rozbory

cen za tunel ukazují, že více než polovina celkové ceny je tvořena komponentem závislým na čase. Rozhodující tedy je celková doba ražby. Je tedy nutno jeden jednokolejný tunel razit současně dvěma stroji. Možné postupy ražby jsou vyznačeny na následujícím schematu.

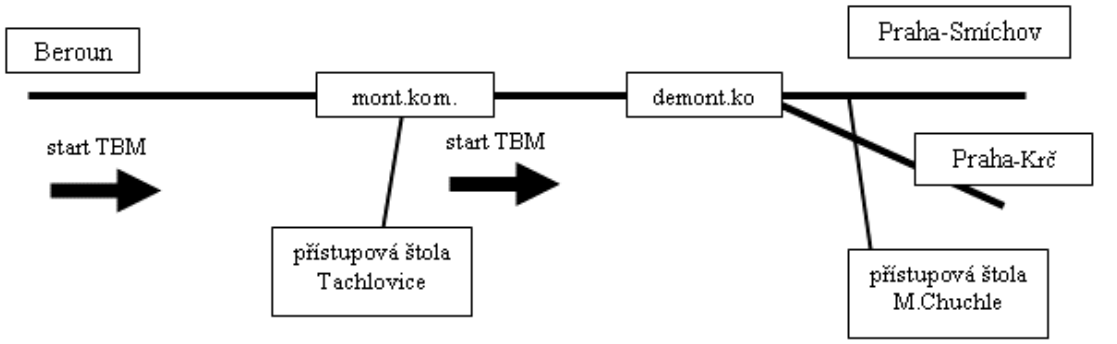
1. **od obou portálů proti sobě**



2. **od přístupové štoly uprostřed na obě strany** (nejvýhodnější=1 ZS)



3. **od portálu a od přístupové štoly uprostřed ve stejném směru ražby** (možná i varianta směřující z druhé strany)



Obr. 3 Postupy ražby - schéma

Při objemu materiálů přemisťovaných při ražbě takto dlouhých tunelů je velkým problémem logistika, výroba a doprava prvků ostění a zejména doprava rubaniny.

V části POV jsou dokumentovány návrhy ploch před portály tunelů a u přístupových štol nutné pro mezideponie rubaniny a mezisklad tubinků.

Při ražbě razicími stroji může dojít při průchodu geologickými poruchovými pásmy k obtížím, zastavení ražby a je nutno provést opatření, zlepšit horninové poměry. V tom případě je práce podstatně jednoduší a rychlejší, pokud se dá prorazit pomocná štola z jednoho tunelu do druhého a z ní opatření provést. K této situaci již několikrát ve světě došlo, příklady řešení jsou známé. I z toho důvodu je nutno doporučit ražbu obou jednokolejných tunelů souběžně. Potvrzuje to zpracovaná riziková analýza.

Zpět do obsahu

Směrnice generálního ředitele SŽDC č. 11/2006

Dokumentace pro přípravu staveb na železničních drahách celostátních a regionálních

Ing. Petr Hofhanzl, SŽDC, státní organizace, Odbor provozuschopnosti

V uvedeném příspěvku je představen zcela nový dokument zabývající se přípravou investiční výstavby v prostředí SŽDC - Směrnice generálního ředitele č.11/2006 (Dokumentace pro přípravu staveb na železničních drahách celostátních a regionálních). Samotná směrnice navazuje na známý dokument Opatření vrchního ředitele DDC č.j. 1009/94 ze dne 22. 12.1994. Směrnice se komplexně (z pohledu všech profesí) zabývá obsahem a rozsahem vybraných projektových stupňů v investiční výstavbě u SŽDC.

Úvod

Postupně se vyvíjející požadavky na technické parametry železničních staveb, aktualizovaná, resp. nová legislativa (interoperabilita), celková zastaralost a nepřehlednost stávajícího dokumentu „Opatření vrchního ředitele DDC (Členění a směrný obsah a rozsah přípravné a projektové dokumentace) č. j. 1009/94 ze dne 22. 12. 1994“ si vynutily zpracování zcela nového uceleného dokumentu – Směrnice generálního ředitele č. 11/2006 ”Dokumentace pro přípravu staveb na železničních drahách celostátních a regionálních” (dále jen směrnice GŘ č. 11/2006).

Problematikou dokumentace mostních objektů se současně zabývaly Obecné technické podmínky Českých drah, s.o. pro dokumentaci železničních mostních objektů“ ze dne 29.06.2000 pod č. j. 794/2000-O13. Obsah tohoto dokumentu se podařilo včlenit do směrnice GŘ č. 11/2006 tak, aby OTP Českých drah, s.o. pro dokumentaci železničních mostních objektů mohly být zrušeny.

Směrnice GŘ č. 11/2006 je závazným podkladem pro určení předmětu plnění při zadávání dokumentací staveb, jejichž zadavatelem je Správa železniční dopravní cesty, státní organizace.

Tato směrnice GŘ č. 11/2006 se zabývá pouze vybranými stupni dokumentace související s územním a stavebním řízením a realizací staveb.

ČLENĚNÍ DOKUMENTACE PRO PŘÍPRAVU STAVEB

A. Obecná část

Úvodní ustanovení

Požadavky na zhotovení dokumentace

Projednání dokumentace

Provádění změn dokumentace

Stupně dokumentace (členění)

Všeobecně ke zpracovávaným dokumentacím

Související dokumenty

B. Přílohy

Příloha 1	Přípravná dokumentace – PD
Příloha 2	Projekt – P
Příloha 3	Projektové souhrnné řešení – PSŘ

Příloha 4 Dopracování projektového souhrnného řešení – DPSŘ

Příloha 5 Dokumentace dodavatele – DD

PŘÍLOHA 1 - PŘÍPRAVNÁ DOKUMENTACE (PD)

Účel dokumentace

Přípravná dokumentace vyjadřuje požadavky na stavbu do podrobností potřebných pro:

- Určení koncepce, rozsahu díla, umístění a časového vymezení realizace stavby včetně posouzení stavby z hlediska vlivu na životní prostředí (EIA),
- stanovení a projednání rozsahu trvalého a dočasného záboru pozemků a staveb nebo jejich částí,
- stanovení celkových investičních nákladů, a z toho plynoucí ekonomické hodnocení a pro zajištění finančních prostředků na přípravu a realizaci stavby,
- projednání a schválení navrženého řešení,
- projednání v územním řízení a pro vydání územního rozhodnutí o umístění stavby,
- registraci stavby u ISPROFIN (informační systém programového financování staveb) u staveb financovaných s účastí státního rozpočtu ČR, nebo garantovaných úvěrů,
- uzavření smlouvy o dílo na vypracování projektu stavby, respektive projektového souhrnného řešení stavby.

Přípravná dokumentace stanoví:

- Funkci, rozsah a účinky stavby,
- seznam všech známých účastníků územního řízení,
- územně technické podmínky pro realizaci stavby, včetně napojení na dopravní infrastrukturu, inženýrské sítě, vliv stavby na životní prostředí,
- způsob řešení stavby,
- soulad s příslušným schváleným územním plánem,
- zdůvodnění potřeby výstavby a její efektivnost.

Členění přípravné dokumentace (PD)

A Průvodní zpráva

B Souhrnná část

C Situace stavby

D Technologická část

E Stavební část

F Organizace výstavby (v PD je obsahem B.6 Organizace výstavby)

G Náklady a ekonomické hodnocení

H Doklady

I Geodetická dokumentace

Základní skladba přípravné dokumentace mostních objektů

- Technická zpráva
- Výkresy
- Výpočty
- Výkaz výměr

PŘÍLOHA 2 - PROJEKT (P)

Účel dokumentace

Projekt na podkladě schválené PD rozpracovává a upřesňuje náplň, technické řešení, stavební postupy stavby a vyjadřuje požadavky na stavbu do podrobností potřebných pro:

- Projednání a schválení navrženého řešení stavby,
- stavební řízení a vydání stavebního povolení,
- realizaci stavby, včetně zpracování dokumentace dodavatele,
- vypracování dokumentace skutečného provedení stavby,
- podrobné a úplné ocenění stavby.

Projekt stanoví:

- Definitivní funkci, rozsah a účinky stavby,
- splnění podmínek územního rozhodnutí, schvalovacího a posuzovacího protokolu přípravné dokumentace, respektive zdůvodňuje změny oproti přípravné dokumentaci, seznam všech známých účastníků územního řízení,
- dodržení podmínek posudku EIA, ochranných pásem,
- úplné technické řešení pro realizaci stavby,
- předpokládanou organizaci výstavby včetně časového plánu stavby.

Členění projektu (P)

A Průvodní zpráva

B Souhrnná část

C Situace stavby

D Technologická část

E Stavební část

F Organizace výstavby

G Náklady a ekonomické hodnocení

H Doklady

I Geodetická dokumentace

Základní skladba projektu mostních objektů

- Technická zpráva
- Výkresy
- (Dokumentace vodotěsných izolací)

- (Dokumentace protikorozní ochrany ocelových konstrukcí)
- Výpočty
- Výkaz výměr

PŘÍLOHA 3 - PROJEKTOVÉ SOUHRNNÉ ŘEŠENÍ (PSŘ)

Účel dokumentace

- Rámcově se uvádí, že rozsah dokumentace se pohybuje v rozsahu cca 40 – 70% projektu u rozhodujících technologických a stavebních částí.
- Dokumentace ve stupních PSŘ a DPSŘ dohromady tvoří společně náplň projektu (P).
- Stanovuje technické řešení v rozsahu stupně PSŘ, tzn. nikoliv do podrobností potřebných pro realizaci stavby.
- Dokumentace slouží především pro vydání stavebního povolení.
- Předpokládá dopracování následujícího stupně DPSŘ.

Členění projektového souhrnného řešení (PSŘ)

Shodné jako v projektu

Základní skladba projektu mostních objektů

- Technická zpráva
- Výkresy
- Výpočty
- Výkaz výměr

Technická zpráva - rozsah v zásadě shodný s projektem (P).

Výkresová část

- Na rozdíl od projektu se pro nový stav zpracovávají pouze přehledné výkresy.
- U rozhodujících železobetonových konstrukcí výkresy tvaru a výkresy výztuže, požadavky na druh a jakost výztuže.
- Schematické výkresy stavebních a montážních postupů, včetně pomocných konstrukcí.
- V případě užití mostních provizorií výkresy provizorií, včetně jejich uložení a dalších souvisejících úprav.

Statický výpočet

Provádí v podrobnostech potřebných pro:

- Jednoznačné určení rozměrů všech částí nosných ocelových konstrukcí, určení materiálových charakteristik, stability a deformací,
- jednoznačné určení rozměrů betonových a železobetonových konstrukcí a jejich částí, materiálových charakteristik, průměru a množství výztužných prutů s ohledem na možnosti provedení,
- určení rozměrů, vyztužení a stability částí spodní stavby objektu,
- posouzení všech rozhodujících stavebních fází a montážních stavů.

PŘÍLOHA 4 - DOPRACOVÁNÍ PROJEKTOVÉHO SOUHRNNÉHO ŘEŠENÍ (DPSŘ)

Účel dokumentace

- Dodavatel stavby, popřípadě zadavatel zajišťuje dopracování projektového souhrnného řešení - DPSŘ.
- DPSŘ se zpracovává na podkladě schváleného PSŘ po vydání stavebního povolení a výběru dodavatele stavby.
- DPSŘ doplňuje a upřesňuje zpracované a schválené projektové souhrnné řešení (PSŘ) do úplného obsahu stupně projekt (P), aby bylo postačujícím podkladem pro zhotovení dokumentací dodavatele a pro realizaci stavby.
- Dokumentace ve stupních PSŘ a DPSŘ společně tvoří náplň projektu (P).
- Vypracované části stupně DPSŘ se v závěrečné fázi sloučí s částmi stupně PSŘ a společně tak vytvoří dokumentaci zpracovanou v rozsahu stupně projekt (P).
- Souhrnné části dokumentace nejsou součástí DPSŘ.

PŘÍLOHA 5 - DOKUMENTACE DODAVATELE (DD) MOSTNÍCH OBJEKTŮ

Obsahová náplň dokumentace dodavatele mostních objektů

Účel dokumentace

Ocelové konstrukce - Obsah a rozsah dokumentace dodavatele

Betonové konstrukce - Obsah a rozsah dokumentace dodavatele

Vodotěsné izolace - Obsah a rozsah dokumentace dodavatele

Protikorozní ochrana OK - Obsah a rozsah dokumentace dodavatele

Účinnost této směrnice je od 30.06.2006

Směrnice nahrazuje tyto dokumenty:

Opatření vrchního ředitele DDC (Členění a směrný obsah a rozsah přípravné a projektové dokumentace) č.j. 1009/94 ze dne 22. 12.1994.

Obecné technické podmínky Českých drah, s.o. pro dokumentaci železničních mostních objektů“ ze dne 29.06.2000 pod č.j. 794/2000-O13.

Plné znění Směrnice generálního ředitele č. 11 „Dokumentace pro přípravu staveb na železničních drahách celostátních a regionálních“ je možné stáhnout z internetové adresy www.szdc.cz (http://www.szdc.cz/soubory.php).

Zpět do obsahu

Rekonstrukce mostu v km 106,213 tr. Chlumec nad Cidlinou - Trutnov

Ing. Libor Marek, Ing. Radim Brůžek, TOPCON servis s.r.o.

Výměna původní šikmé příhradové ocelové konstrukce, více jak 100 let staré, za novou šikmou příhradovou nosnou konstrukci s průběžným kolejovým ložem na původní spodní stavbě.

Územní podmínky

Most leží na jednokolejné neelektrifikované trati Chlumec n. Cidlinou - Trutnov. V km 106,213 překračuje v úhlu cca 57^0 řeku Labe ve městě Hostinné. Nejvyšší traťová rychlost na mostě je 80 km/h, díky havarijnímu stavu mostovky a železničního svršku byla omezena na 10 km/h.

Původní stav

Nosná ocelová konstrukce, z roku 1905, nevyhovovala svou zatížitelností železničnímu provozu na mostě. Prvková mostovka byla ve velmi špatném stavu – podélníky byly silně zkorodované, jejich zavětrování bylo nefunkční, rovněž příčníky měly silně zkorodované pásnice. Brzdné ztužidlo bylo částečné odpadlé. Příhradové hl. nosníky měly silně zkorodovány úhelníky na dolních pásech a napojení výztuh svislic na příčník. Vzdálenost osy koleje od pásů hl. nosníků bylo 2,085 m. Všechny mostnice byly vážně poškozeny. Držebnost svršku byla dočasně zlepšena dílčí výměnou pražců vkládaných na stojato mezi vyhnilé mostnice. Dříky opěr jsou z pískovcového pravidelného řádkového zdiva, plošně založené. Ocelová konstrukce byla na spodní stavbu uložena pomocí 4 ocelolitinových ložisek. Díky špatnému stavebně-technickému stavu mostovky a železničního svršku hrozilo vyhlášení havarijního stavu.

Obr. 1 Původní most

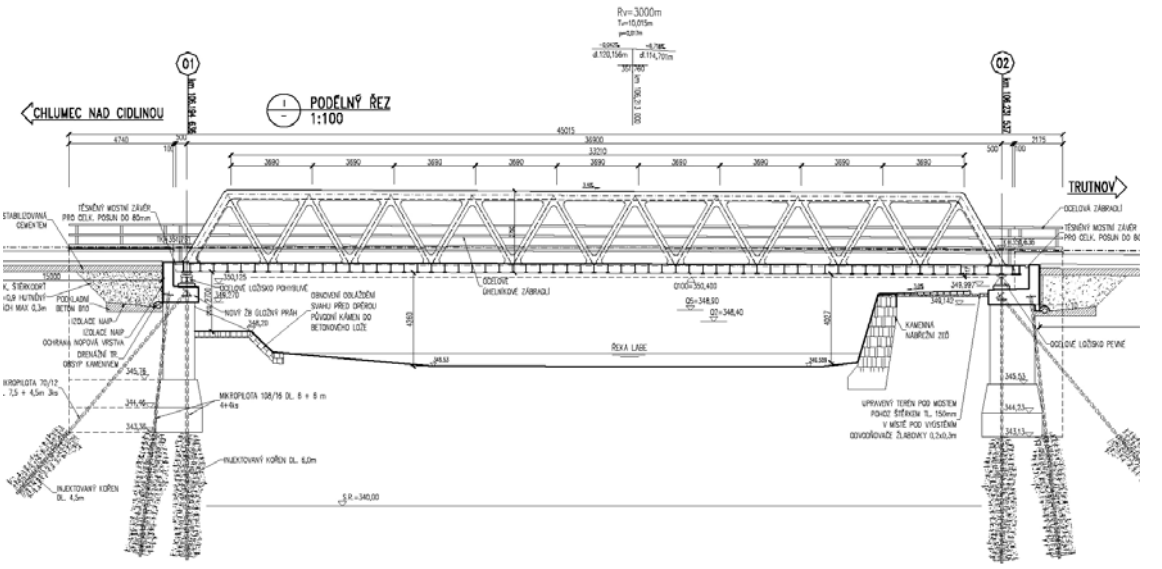
Návrh rekonstrukce

Nová OK z oceli S355 J2+N je tvořena příhradovou bezsvislicovou konstrukcí s dolní plechovou ortotropní mostovkou, tvořící žlab kolejového lože, uloženou na sanované spodní stavbě se zesíleným podzákladím mikropilotami.

Statická soustava:	prostý nosník o jednom poli
délka přemostění:	35,775 m
rozpětí:	36,9 m
stavební výška:	0,985 m
světlost mostu kolmá:	30,4 m
šikmost mostu:	pravá 57,85°
šířka mostu:	6,39 m
volná výška nad normální hladinou:	řeky Labe cca 3,6 m
Rezerva nad Q100:	0,117 m
osová vzdálenost hl. n.:	5,87 m
Max. změna výšky TK:	+ 129 mm
Návrhové zatížení:	zatěžovací schéma vlaku ČD Z

Most se nachází v širé trati a v přímé. Na mostě je MPP 2,5.

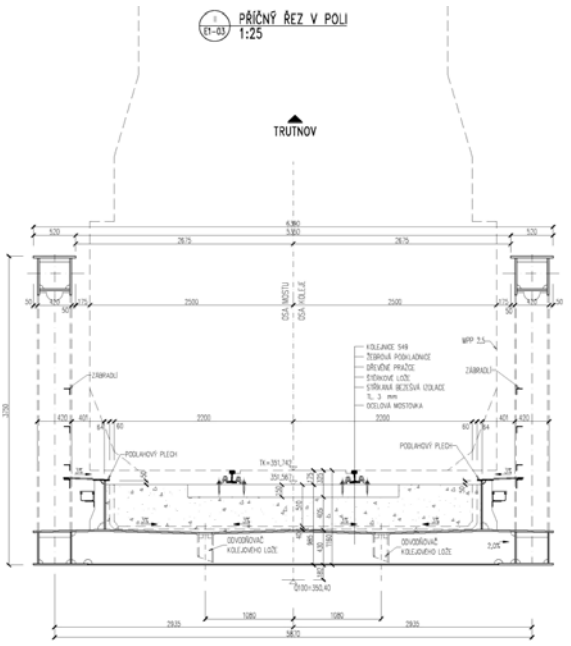
Pod mostem teče řeka Labe, která je vlevo po toku řeky vymezena kamennou nábřežní zdí.



Obr. 2 Podélný řez mostem

Nosná konstrukce

Příhradový ocelový svařovaný most s dolní mostovkou a průběžným kolejovým ložem. Příhradový bezsvislicový nosník o teoretické výšce 3,75 m má vedeny diagonály pod úhlem 60,0°. Dolní a horní pás hlavního nosníku je tvořen uzavřeným svařovaným průřezem. Průřez horního pásu je vysoký 466 až 475mm s tl. plechů 16 až 25 mm. Výška dolního pásu činí 423 mm a je svařen z plechů tl. 16 až 20 mm. Diagonály mají svařovaný symetrický průřez ve tvaru písmene I z plechů tl. 12 až 16 mm.



Obr. 3 Příčný řez

Hlavní nosníky jsou polygonálně nadvýšeny tak, aby kompenzovaly průhyby od stálého, dlouhodobě nahodilého a 25 % nahodilého krátkodobého zatížení. Mostovku představuje ocelový žlab kolejového lože navržený jako ortotropní konstrukce z P20 a je vyztužen pouze příčnými výztuhami. Svislé stěny příčných výztuh sledují pravidelný modul 0,615 m. Jsou tvořeny svařovanými průřezy ve tvaru obráceného písmene T se stěnou tl. 12 mm a pásnicí z P12x140. Výjimku tvoří příčné výztuhy v místě připojení diagonál hl. n. k dolní pásnici hl.n., které mají stěnu tl. 16 mm a dolní pásnice je z plechu P16x160. Pro zajištění dostatečné podélné tuhosti desky v místě mostního závěru, byly navrženy krátké podélné výztuhy lemovacího plechu a podporový příčník ve tvaru obráceného písmene $\prod$. Podporový příčník je tvořen pásnicí P16-420 a stěnami tl. 14 mm. Hlavní nosníky a mostovka fungují, jako tuhé příčné polorámy, které zajišťují stabilitu konstrukce proti příčným silám.

Montážní dílce a PKO

OK byla montážně dělena na 4 díly: 2x hlavní nosník s částí mostovky šířky 1,695 m, 2x vnitřní mostovka šířky 3,400 m. Příhradové nosníky byly z mostárny na stavbu přepraveny v jednom kuse. Vnitřní část mostovky byla příčně dělena na 2 kusy. Montážní styky byly předepsány v místech dělení mostu na přepravitelné kusy. Příčníková mostovka byla při manipulaci vyztužena podélnými montážními nosníky.

Obr. 4 Sestava OK v dílně

Pro OK byl předepsána ochranný protikorozní systém ONS23 pro stupeň korozní agresivity atmosféry C4. Protikorozní ochrana OK se provede z epoxidových a polyuretanových barev ve skladbě 4x 80μm.

Uložení NK

Nosná konstrukce je uložena prostřednictvím 4 ocelových svařovaných ložisek. Pevná ložiska jsou na opěře O2, posuvná na opěře O1. Všechna ložiska jsou kotvena do úložných prahů trny, které jsou součástí dodávky ložisek. S ocelovou konstrukci jsou ložiska spojena šroubovým stykem. Mezi ložiskem a OK je vložena klínová deska z důvodu podélného sklonu mostu. Ložiska, včetně kotevních trnů, jsou uložena do vrstvy plastmalty min. tl. 10 mm.

Obr. 5 Hlavní nosníky byly vyrobeny v jednom celku

Odvodnění

Na mostě je aplikována celoplošná polyuretanová stříkaná izolace v min. tl. 5 mm CONIPUR 255. Odvodnění žlabu KL je pomocí odvodňovačů, umístěných v úžlabích mostovky po 5,0 m. Voda z odvodňovačů je svedena pod mostovku svislými svody, ze kterých teče přímo do řeky nebo do prostoru před opěrou O2, kde vyústění je zpevněno odlážděním z kamene. S vypouštěním vody do řeky Povodí Labe souhlasilo.

Spodní stavba

Opěry mostu byly, pro zvýšené zatížení od mostu s průběžným KL a nahodilé zatížení od dopravy, posíleny kombinací svislých a šikmých mikropilot. Pro svislé zatížení jsou osazeny pod každým úložným blokem 4 ks mikropilot ϕ108/16 dl. 12 m s injektovaným kořenem dl. 6,0 m. Pro zachycení vodorovných sil od dopravy a pro zvýšení stability opěry O1 jsou do každé opěry navíc osazeny 3 ks šikmých mikropilot ϕ 70/12 dl. 12 m s injektovaným kořenem dl. 4,5 m. Hlavy výztužných ocelových trub byly osazeny tlakovými hlavami v nových úložných prazích.

Na původní opěry, které byly ubourány do potřebné výšky, byly nabetonovány nové úložné prahy, závěrné zdi a křídla, která respektují nový tvar OK. Zbylé kamenné části opěr byly proinjektovány cementovou směsí a hloubkově přespárovány. Očištěný kamenný povrch byl opatřen hydrofobizačním nátěrem. Pohledové plochy betonu byly natřeny sjednocovacím ochranným nátěrem. Nové úložné prahy byly přikotveny ke kamenným částem pomocí výztuže, osazené do cementové malty ve vrtaných otvorech provedených po obvodě odbouraného zdiva. Levé křídlo opěry O1 bylo navíc doplněno gabionovou zídkou délky 2,0 m, která zajišťuje plynulý přechod z mostu do trati na návodní straně mostu.

Vybavení mostu

Na obou koncích mostu jsou osazeny povrchové, těsněné mostní dilatační závěry s krajními profily a jedním těsnícím gumovým profilem, který zajišťuje pohyb v dilatační spáře mezi opěrou a mostem a její vodotěsnost (výrobce Doprastav Bratislava). Dilatační závěr pro celkový posun do 80 mm byl proveden v celé šířce žlabu KL tak, aby kopíroval povrch jeho příčného řezu.

Zábradlí na mostě je provedeno z podélných ocelových L profilů, které jsou přišroubovány do vnitřních prostor mezi diagonály. Na vnějším okraji krajních diagonál

jsou navíc doplněny ocelovým sloupkem, který je přišroubován k dolnímu pasu NK. Na opěrách a křídlech mostu bylo po vnější straně osazeno ocelové zábradlí.

Prostor mezi žlabem KL a příhradovým nosníkem je překryt ocelovým plechem s oválnými výstupky. K OK jsou podlahy přichyceny šroubovým spojem.

Na mostní konstrukci bylo nově zřízeno průběžné štěrkové lože, v předpolí mostu byla provedena rekonstrukce štěrkového lože. Stávající svršek byl nahrazen novým tvaru S 49 (kolejnice užité) na nových dřevěných pražcích rozdělení „d“, podkladnice S4, svěrky ŽS4. Tloušťka štěrkového lože je min. 350 mm pod spodní hranu pražců. Celý rekonstruovaný úsek byl svařen do bezstykové koleje.

Na mostě byly osazeny dva ocelové žlaby pod podlahami, do kterých byly uloženy sdělovací kabely ve správě SSZT a ČD Telematika (společný žlab) a NN kabel ve správě SEE (druhý žlab).

Technologie výstavby

Je nejzajímavější částí rekonstrukce mostu. Vzhledem k tomu, že přístup k jedné opěře byl velmi dobrý, na rozdíl od druhé, byla použita technologie osazení OK v celku z jedné strany pomocí těžkého jeřábu TEREX Demag TC 2800-1, od firmy APB Plzeň a.s. Požadavek na vložení OK byl, dle místních poměrů, stanoven na hmotnost břemene 140 t při vyložení 40 m. Pro zvednutí a osazení tohoto břemene se musela upravit nejenom pracovní plocha za opěrou O2, ale i rozšířit a upravit prostor pro osazení protizávaží, které činilo 200 t. Jeřáb byl postaven za opěrou O2 a bylo k němu připojeno požadované protizávaží, které odpovídalo vyložení a hmotnosti zvedaného břemene. Po zavěšení břemene došlo zároveň ke zvednutí i protizávaží a jeřáb tato břemena protočil. Při osazení mostu do otvoru došlo zároveň k odložení protizávaží, které bylo následně od jeřábu odpojeno. Tato operace se těšila velkému zájmu místních obyvatel města Hostinné, neboť takový jeřáb již tak brzy ve městě neuvidí.

Obr. 6 Osazení mostu kolovým jeřábem TEREX Demag TC 2800-1

Závěr

Nový most byl jako celek uveden do provozu v červenci 2006, kdy bylo nejen správcům mostů a tratí, ale hlavně cestující veřejnosti a obyvatelům Hostinného, předáno dílo, které plní nejen náročná technická kritéria moderní železniční dopravy 21. století, ale vhodně esteticky dokresluje ráz okolí. Použitá technologie osazení mostu byla unikátní a jistě si rychle najde pokračování na dalších stavbách.

Hlavními účastníky rekonstrukce mostu byli:

Investor:	SŽDC s.o., Stavební správa Praha
Správce objektu:	ČD a.s., SDC Hradec Králové
Projektant:	TOPCON servis s.r.o.
Zhotovitel stavby:	MPS Čepí, Mostní a dopravní stavby
Podzhotovitel:	Chládek a Tintěra, a.s., silnice a železnice, Pardubice

Obr. 7 Hotový most

Zpět do obsahu

Železniční most v km 35,274 trati Zábřeh – Krasíkov

Ing. Pavel Horáček, SUDOP PRAHA a. s.

Ing. Jiří Jirásko, SUDOP PRAHA a. s.

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

Ing. Jan Lom, Bögl & Krýsl, k.s.

V současnosti již dokončený mostní objekt v km 35,274 se nachází na přeložce železniční trati u východního portálu nového tunelu Hněvkovský II vybudovaného v rámci stavby „Optimalizace traťového úseku Zábřeh – Krasíkov“. V hlavním poli mostního objektu je navržená ocelobetonová příhradová konstrukce se dvěma příhradovými celosvařovanými ocelovými hlavními nosníky, jejichž horní pás je kompletně zabetonován v podélném žebru spřažené železobetonové desky.

Územní podmínky

V minulých letech realizovaná a v současné době již téměř dokončená stavba „Optimalizace traťového úseku Zábřeh – Krasíkov“ slouží především k propojení I. a II. tranzitního železničního koridoru. Cílem zmíněné stavby bylo dosáhnout i v náročných směrových podmínkách takových technických parametrů, které by odpovídaly parametrům spojovaných modernizovaných železničních koridorů, tj. především zvýšení traťové rychlosti až na 160 km/h.

Původní dvojkolejná železniční trať procházela mezi ŽST Krasíkov a ŽST Zábřeh sevřeným údolím Moravské Sázavy dlouhými oblouky o poloměrech místy nižšími než 500,0 m. Z projektové dokumentace zpracované firmou SUDOP PRAHA a. s. na přelomu let 2001 a 2002 vzešel nový návrh směrového a výškového vedení optimalizovaného úseku trati počítající se dvěma přeložkami stávající trasy zahrnujícími tři nové tunely a celou řadu nových mostních a dalších inženýrských objektů.

Součástí přeložky mezi ŽST Hoštejn a ŽST Zábřeh je i novostavba mostu v km 35,274, který bezprostředně navazuje na východní portál nového tunelu Hněvkovský II, jenž proráží jediným dvojkolejným tubusem masiv vrchu Hejnice. Trasa přeložky v těchto místech překonává tok Moravské Sázavy a přilehlé inundační území.

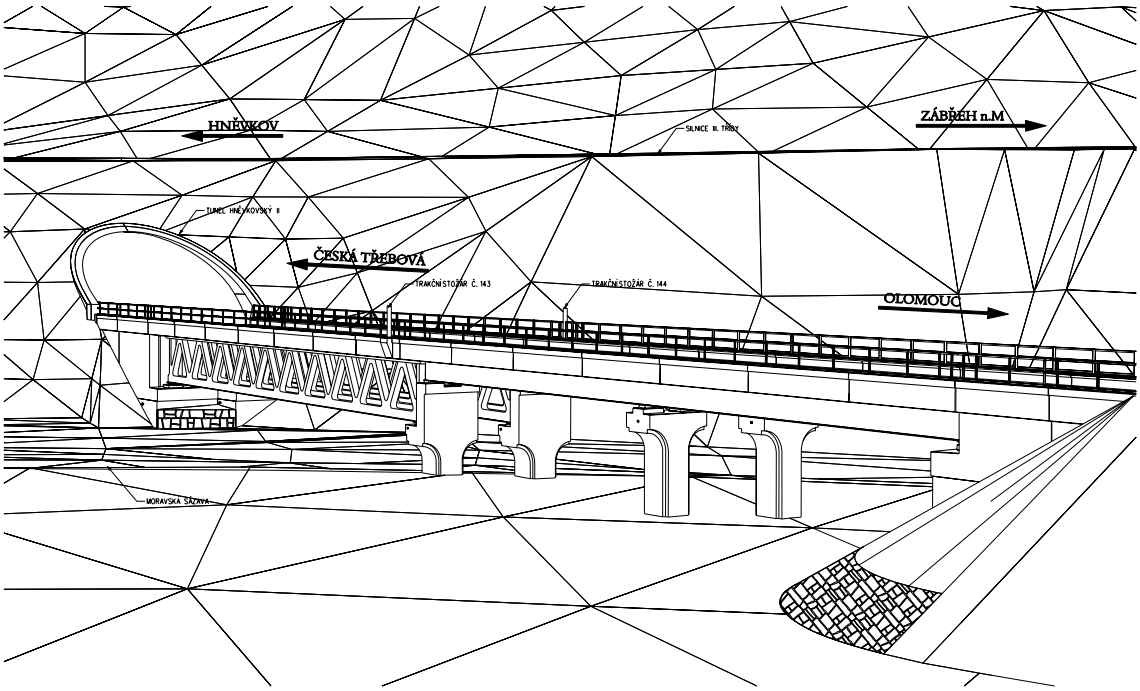
Základové poměry v dané lokalitě jsou jednoduché. Pod náplavy písčitých hlín a sedimenty písků s příměsí jemnozrnných zemin se nalézají středně ulehlé vrstvy hlinitých štěrků nasedajících na skalní podloží tvořené navětralými až zdravými fylity a rulami. Hloubka skalního podloží v kolísá od 2 do cca 10 m pod stávajícím terénem.

Celková koncepce mostu

Pro návrh dispozičního uspořádání nového mostního objektu a volbu typu nosné konstrukce v jednotlivých polích se jako limitující faktory ukázaly zejména požadavek správce toku umístit pilíře za břehové hrany vodoteče, požadavek investora navrhnout pod každou kolejí samostatnou nosnou konstrukci a v neposlední řadě potom celková potřebná délka přemostění vzešlá z hydrotechnického posouzení.

Konfigurace terénu a výše uvedené limitující faktory nakonec vedly k návrhu mostní konstrukce o třech polích rozpětí 38,0+20,0+20,0 m. Rozpětí v hlavním poli 38,0 m bylo jasně definované požadavkem správce toku na umístění pilířů, délka přemostění inundace ≈ 40,0 m vycházela z výsledků hydrotechnického posouzení.

Ze statického hlediska tvoří hlavní pole nad řekou prostý nosník, pole nad inundací spojitý nosník o dvou polích. Přemostění inundace je realizováno dvoupolovou nosnou konstrukcí z důvodu snížení stavební výšky nosné konstrukce, a tedy i potřebné zajištění podjezdné výšky pro zemědělskou techniku



Obr. 1 Axonometrický pohled na návrh mostního objektu v km 35,274

Při volbě typu nosné konstrukce v hlavním poli bylo cílem projektanta odlehčit hmotu hlavních nosníků tak, aby v rámci možností co možná nejméně pohledově rušily klidné údolí Moravské Sázavy. Z tohoto důvodu byla pro pole nad řekou vybraná ocelobetonová příhradová konstrukce – viz obr. 1.

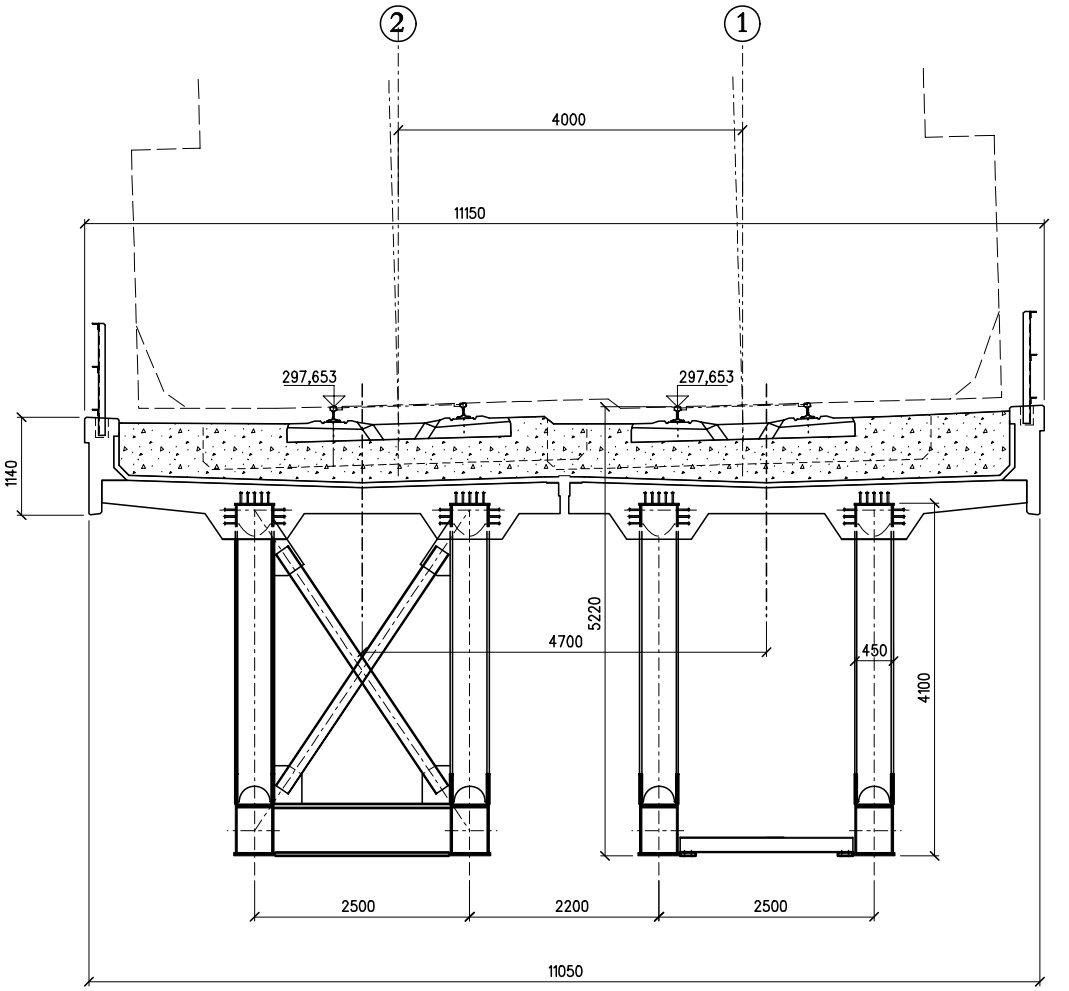
Nosná konstrukce hlavního pole mostu

Nosná konstrukce je tvořena dvěma hlavními ocelovými příhradovými prostými nosníky rozpětí 38,0 m spřaženými pomocí navařovacích trnů se železobetonovou deskou mostovky. Osová vzdálenost celosvařovaných hlavních příhradových nosníků bezsvislicové soustavy činí 2,5 m. Dolní pás hlavního nosníku je přímý a tvoří ho uzavřený průřez výšky 610mm a šířky 500mm, resp. 450mm. Tloušťka stěn a pásnic je po délce proměnná, vnější obrys dolního pásu je však po celé jeho délce konstantní. Tloušťka použitého materiálu je od 20 mm do 40 mm.

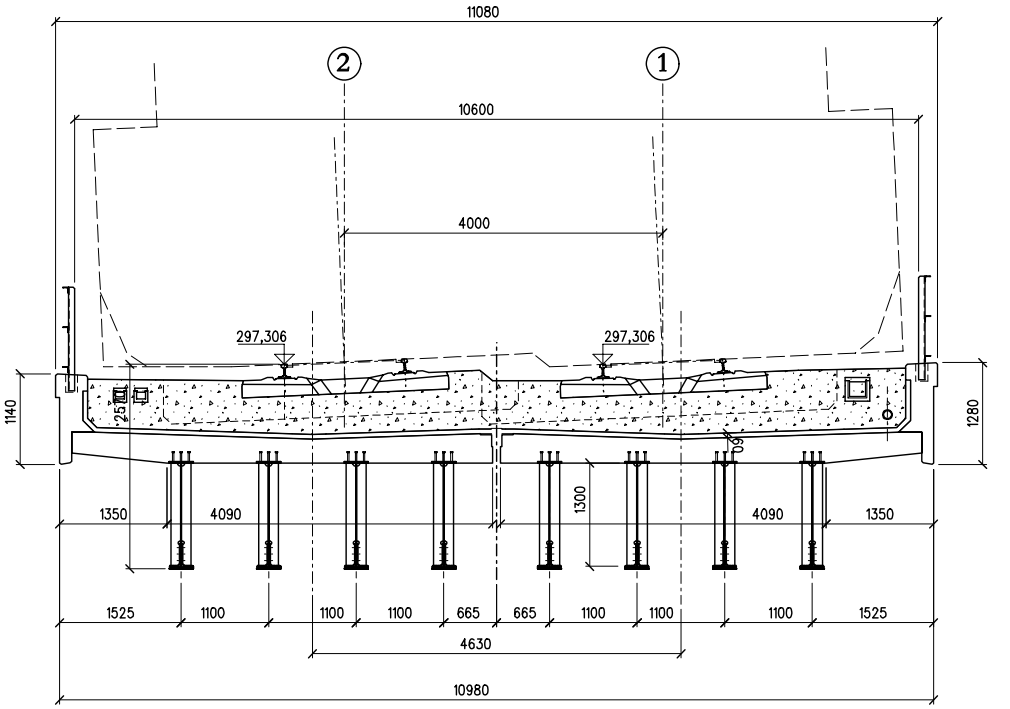
Diagonály i koncové svislice jsou navržené jako otevřené profily „I“. Stěny i pásnice diagonál jsou navržené odstupňovaně podle namáhání. Vnější šířka (výška) profilu diagonál odpovídající šířce dolního a horního pásu je jednotná a činí 450 mm.

Horní pás příhradového nosníku je navržený ze svařovaného profilu tvaru Π. Těžišťová osa horního pásu je totožná s těžišťovou osou železobetonového žebra spřažené desky. Horní pás je v žebru spřažené desky kompletně zabetonovaný – viz obr. 9. Toto staticky i funkčně (odpadají nátěrové plochy horního pásu se špatně přístupnými detaily styčníků) výhodné a v zahraničí poměrně běžné řešení bylo v síti Českých drah použito pravděpodobně vůbec poprvé. Příčný řez – viz obr. 2.

Obdobný mostní objekt na daném traťovém úseku se nachází v km 34,707 při západním portálu tunelu Hněvkovský II. Tento most má v hlavním poli téměř shodnou nosnou konstrukci lišící se pouze zakřivením dolních pásů ocelových příhradových nosníků.



Obr. 2 Příčný řez hlavním polem



Obr. 3 Příčný řez polem spojitého nosníku

Profil horního pásu je oslaben otvory Ø30 mm ve stěnách pro protažení příčné výztuže železobetonové desky a otvory (120 mm x 150 mm) v horní pásnici umožňujícími dokonalé zabetonování prostoru mezi stěnami profilu. Z důvodu usnadnění bednění kolem styku diagonál v místě jejich přechodu do betonového náběhu horního spřaženého pásu jsou jednotlivé styčníky opatřené „límcovým“ plechem.

Příčný řez konstrukce není ztužen žádnými mezilehlými příčnými ztužidly. Koncová příčná ztužidla jsou tvořená profilem I (příčník) a zkříženými diagonálami][180.

Ocelové konstrukce hlavního pole jsou zhotoveny z oceli S235 a S355, celková hmotnost použité oceli pro konstrukci v jedné koleji činí 97,4 t. Spřažení horního pásu s mostovkou je vytvořené pomocí navařovacích trnů z oceli St 37-3K.

Železobetonová deska (žlab kolejového lože) je u betonu C-/40.

Nosná konstrukce spojitého nosníku

Nosnou konstrukci spojitého nosníku tvoří plnostěnná, ocelobetonová svařovaná nosná konstrukce s horní mostovkou se čtyřmi hlavními nosníky průřezu I, které jsou spřažené se železobetonovou deskou pomocí trnů.

Hlavní nosníky svařovaného průřezu I mají shodnou výšku stěny 1300 mm a konstantní šířku dolní pásnice 350 mm. Horní pásnice o šířce 180 mm se v nadpodporové oblasti rozšiřuje na 350 mm. Tloušťka pásnic je v obou polích odstupňovaná. Osová vzdálenost hlavních nosníků je 1100 mm. Příčný řez viz obr. 3.

Materiál OK je obdobný jako v případě hlavního pole.

Hlavní nosníky jsou vzájemně, ve třetinách rozpětí, spojeny trvalými mezilehlými příčnými ztužidly.

Železobetonová deska (žlab kolejového lože) je z betonu C30/37.

Fotodokumentace

Obr. 4 Pohled na staveniště v 06/2004

Obr. 5 Pohled na staveniště v 12/2004

Obr. 6 Pohled na rozestavěný portál tunelu

Obr. 7 Pohled na rozestavěný most v 07/2005

Obr. 8 Detail horních pásů hlavního nosníku

Obr. 9 Detail zapuštění horního pásu a límcového plechu

Obr. 10 Pohled na revizní plošinu mezi hlavními nosníky

Obr. 11 Celkový pohled na dokončený most

Obr. 12 Pohled na hlavní pole přes Moravskou Sázavu

Zpět do obsahu

Posouzení mezního stavu únavy a křehkého lomu

Doc. Ing. Tomáš Rotter, CSc., Fakulta stavební ČVUT v Praze

Pro posouzení mezního stavu únavy byla v roce 2006 vydána nová norma ČSN EN 1993-1-9 Navrhování ocelových konstrukcí, Část 1.9: Únava a pro posouzení mezního stavu křehkého lomu byla v tomtéž roce vydána ČSN EN 1993-1-10 Navrhování ocelových konstrukcí, Část 1.10: Houževnatost materiálu a vlastnosti napříč tloušťkou. Článek stručnou formou seznamuje s postupem posouzení obou mezních stavů.

Úvod

Obě normy jsou českým překladem evropských norem. ČSN EN 1993-1-9 nahrazuje kapitolu 9 předběžné normy ČSN P ENV 1993-1-1:1994, která bude zrušena po zavedení příslušného souboru EN Eurokódů, nejpozději do března 2010. Norma se obsahově příliš neliší od kapitoly 9 předběžné normy. Formálně je však zcela přepracovaná, řazení jednotlivých článků je jiné. Některé pojmy jsou nové, některé mají jiný český ekvivalent. Rovněž některé vzorce jsou formálně jinak upraveny. V normě dochází ke změně velikosti součinitelů γ_{Mf} . Klasifikační tabulky konstrukčních detailů jsou doplněny o ortotropní desky a o krční spoje. Klasifikace původních detailů se nemění, v popisu a požadavcích jednotlivých detailů jsou různá konstrukční upřesnění. Vliv tloušťky na únavovou pevnost je nově zahrnut v klasifikačních tabulkách. Norma má Národní přílohu, která obsahuje ustanovení k 11 článkům. Vesměs se jedná o upřesňující ustanovení, která neovlivňují úroveň bezpečnosti staveb v ČR.

Norma ČSN EN 1993-1-10 z hlediska lomové houževnatosti nahrazuje článek 3.2.2.3 a přílohu C předběžné normy ČSN EN 1993-1-1:1994 a z hlediska vlastností napříč tloušťkou nahrazuje článek 6.6.3 předběžné normy. ČSN P ENV 1993-1-1:1994 bude zrušena po zavedení příslušného souboru EN Eurokódů, nejpozději do března 2010. Norma se svým obsahem i rozsahem podstatně odlišuje od ustanovení předběžné normy týkajících se problematiky lomové houževnatosti a vlastností napříč tloušťkou. Z hlediska lomové houževnatosti je původní tabulka pro stanovení největší přípustné tloušťky nahrazena novou tabulkou, která zohledňuje vliv rozhodujících parametrů pro oceli třídy S235 až S690. Z hlediska vlastností napříč tloušťkou jsou původní obecná doporučení nahrazena konkrétním ustanovením, kdy je možno zanedbat lamelární poškození. Norma má Národní přílohu, která obsahuje ustanovení ke dvěma článkům. Ustanovení EN 1993-1-10 se přejímají beze změn.

ČSN EN 1993-1-9 Únava

Pro práci s normou je důležité správné pochopení všech uvedených termínů, protože některé z nich jsou nově zavedeny. Jedná se zvláště o definice pojmů napětí. Jmenovité napětí je napětí v základním materiálu nebo ve svaru v blízkosti místa předpokládané trhliny, vypočtené podle zásad pružnosti bez účinků koncentrace napětí. Modifikované jmenovité napětí je jmenovité napětí vynásobené příslušným součinitelem koncentrace napětí k_f, kterým se vyjádří vliv změny geometrie a rozměrů. Extrapolované jmenovité napětí je maximální hlavní napětí v základním materiálu v blízkosti paty svaru s uvážením vlivu koncentrace napětí v důsledku celkové geometrie konstrukčního detailu.

Posouzení na únavu lze provést na základě výpočtu ekvivalentního konstantního rozkmitu napětí nebo s použitím návrhového spektra rozkmitů napětí. Pro druhý případ slouží příloha A této normy. V obou případech se pro stanovení únavové pevnosti používají tabulky typických konstrukčních detailů uvedené v kap. 8. V případě atypického detailu lze provést únavové zkoušky, které jsou však časově a finančně náročné. Je proto vhodné při návrhu konstrukce volit detaily obsažené v tabulkách této

normy. Posouzení konstrukce namáhané na únavu je založeno na porovnání účinků únavového zatížení s vypočtenou únavovou pevností.

Norma zavádí dvě metody pro hodnocení konstrukce namáhané na únavu. První je metoda přípustných poškození, kterou lze použít u konstrukcí, u kterých jsou po celou dobu návrhové životnosti zajištěny předepsané kontroly, údržba a opravy. Tuto metodu lze použít za podmínky, že se jedná o konstrukci vnitřně staticky neurčitou, u které může nastat redistribuce zatížení v případě poškození některé nosné části a dále za podmínky, že použitý materiál vyhovuje ustanovením dle EN 1993-1-10. Druhou je metoda bezpečné životnosti. Tato metoda se použije u konstrukcí bez pravidelných kontrol. Úroveň spolehlivosti konstrukce se zajišťuje pomocí dílčích součinitelů spolehlivosti únavové pevnosti γ_{Mf} dle tab. 1.

Tab. 1 Doporučené hodnoty dílčích součinitelů únavové pevnosti γ_{Mf}

Metoda hodnocení	Důsledky porušení	
	mírné	závažné
Přípustná poškození	1,00	1,15
Bezpečný život	1,15	1,35

Při výpočtu jmenovitých napětí se používá lineární analýza konstrukce. Napětí se počítají pro mezní stav použitelnosti. Pro detaily uvedené v tabulkách 8.1 až 8.10 normy se počítají jmenovitá napětí v místech možného vzniku únavové trhliny. Pro detaily v tabulkách neuvedených se počítají modifikovaná jmenovitá napětí, čímž se zohlední účinky koncentrace napětí. V místech přechodů tupých a koutových svarů do základního materiálu se počítají extrapolovaná jmenovitá napětí.

Z vypočtených napětí se potom počítají rozkmity napětí $\Delta\sigma$ a $\Delta\tau$. Rozkmit napětí je algebraický rozdíl mezi dvěma extrémy jednoho napěťového cyklu. Rozkmit jmenovitých napětí se použije pro posouzení detailů uvedených v tabulkách 8.1 až 8.10 normy. Rozkmit modifikovaných jmenovitých napětí se stanoví pro detaily s náhlou změnou průřezu v místech iniciace únavové trhliny nebo pro detaily neuvedené v klasifikačních tabulkách. Zde je nutné připomenout, že detaily s náhlou změnou průřezu jsou nevhodné. U mostních konstrukcí se provádí plynulá změna tloušťky nebo šířky pásnic nebo stojin nosného průřezu a rovněž připojení styčníkových plechů se provádí s plynulým kruhovým náběhem. Rozkmit extrapolovaných jmenovitých napětí se stanoví pro detaily s vysokým gradientem napětí, např. v patě tupého nebo koutového svaru dle přílohy B normy. Pro mostní konstrukce se volí pokud možno taková úprava svarů, aby byla dosažena co nejvyšší kategorie detailu.

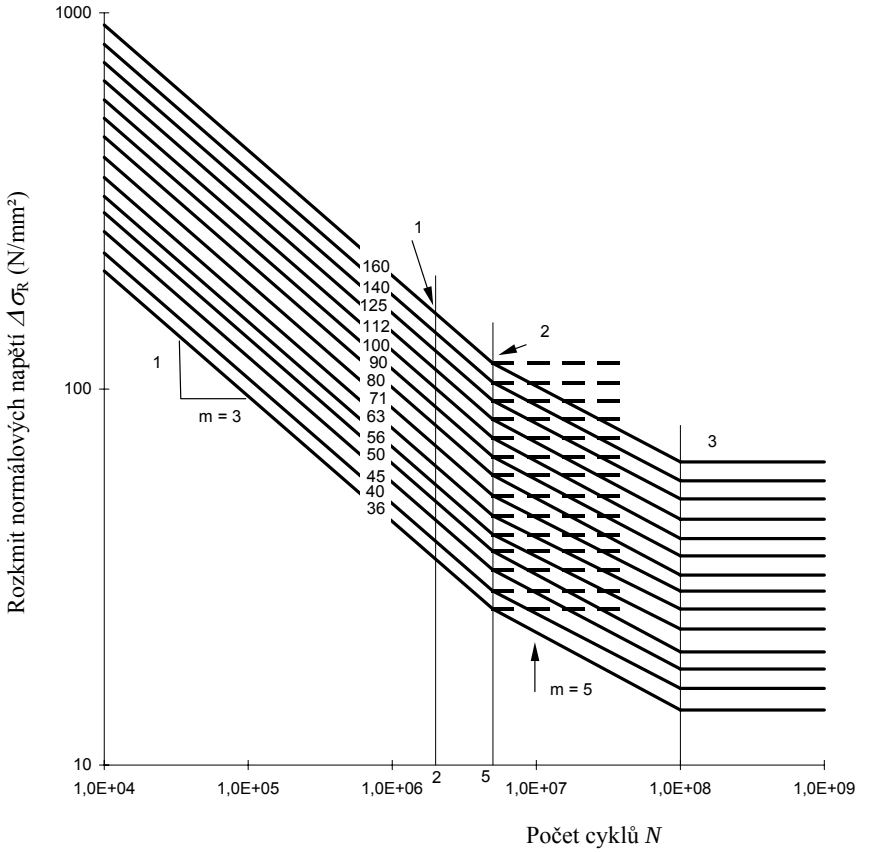
Výpočet únavové pevnosti se provádí pro návrhové hodnoty rozkmitů napětí $\Delta\sigma(\gamma_{Ff}\ Q_k)$, resp. $\Delta\tau(\gamma_{Ff}\ Q_k)$ pro únavové zatížení dle EN 1991. Návrhová hodnota rozkmitů jmenovitých napětí $\gamma_{Ff}\ \Delta\sigma_{E,2}$ a $\gamma_{Ff}\ \Delta\tau_{E,2}$ se vypočte podle vztahů (1). Pro ocelové železniční mosty jsou hodnoty součinitelů λ_i v EN 1993-2 a pro spřažené ocelobetonové mosty v EN 1994-2.

$$\gamma_{Ff}\ \Delta\sigma_{E,2} = \lambda_1\ \lambda_2\ \lambda_i\ \ldots\ \lambda_n\ \Delta\sigma(\gamma_{Ff}\ Q_k) \qquad (1)$$

$$\gamma_{Ff}\ \Delta\tau_{E,2} = \lambda_1\ \lambda_2\ \lambda_i\ \ldots\ \lambda_n\ \Delta\tau\ (\gamma_{Ff}\ Q_k)$$

Únavová pevnost pro rozkmity normálových jmenovitých napětí je určena souborem čtrnácti Wöhlerových křivek dle obr. 1 Wöhlerovy křivky, jak je známo, udávají závislost mezi rozkmitem napětí a počtem cyklů do porušeni. Křivky na obr. 1 jsou v dvoulogaritmickém měřítku. Únavová pevnost pro rozkmity smykových napětí je určena dvěma křivkami dle obr. 2. Kategorie detailů $\Delta\sigma_C$ a $\Delta\tau_C$ pro jmenovitá napětí

jsou uvedeny v tabulkách 8.1 až 8.10 normy. Každá kategorie detailu je označena číslem, které vyjadřuje referenční hodnotu únavové pevnosti $\Delta\sigma_C$ nebo $\Delta\tau_C$ při $2 \cdot 10^6$ cyklech.

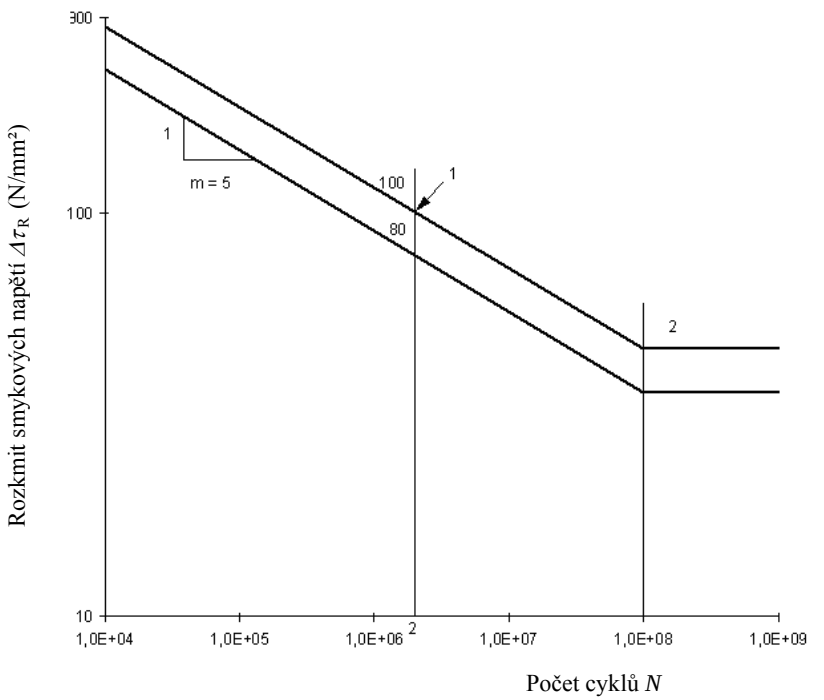


1 Kategorie detailu $\Delta\sigma_C$

2 Mez únavy při konstantní amplitudě $\Delta\sigma_D$

3 Prahový rozkmit napětí $\Delta\sigma_L$

Obr. 1 Křivky únavové pevnosti pro rozkmity normálových napětí



1 Kategorie detailu $\Delta\tau_C$

2 Prahový rozkmit napětí $\Delta\tau_L$

Obr. 2 Křivky únavové pevnosti pro rozkmity smykových napětí

Rozkmity jmenovitého, modifikovaného jmenovitého nebo extrapolovaného jmenovitého napětí od proměnných zatížení $\psi_1 Q_k$ (viz ČSN EN 1990) mají obecně vyhovovat podmínkám:

$$\Delta\sigma \le 1{,}5\, f_y \qquad \text{pro rozkmit normálových napětí} \qquad (2)$$

$$\Delta\tau \le 1{,}5\, f_y / \sqrt{3} \qquad \text{pro rozkmit smykových napětí} \qquad (3)$$

U železničních mostů je nahodilé zatížení časově nahodile proměnné, stochastické, takže v konstrukci vzniká tzv. historie napětí, ze které lze vhodnou třídící metodou stanovit spektrum rozkmitů napětí, vyjádřené např. histogramem. Histogram udává četnost výskytů všech rozkmitů napětí různých velikostí, změřených nebo vypočtených, pro jistý časový úsek, tzv. zatěžovací blok. Posouzení na únavu, jak již bylo řečeno, lze potom provést buď na základě výpočtu ekvivalentního konstantního rozkmitu napětí nebo s použitím návrhového spektra rozkmitů napětí.

Ekvivalentní konstantní rozkmit napětí $\Delta\sigma_{E,2}$ se stanovuje pro $2\cdot10^6$ cyklů a jeho velikost je obecně určena z podmínky stejné únavové životnosti jako pro návrhové spektrum rozkmitů napětí. Pro ocelové a spřažené ocelobetonové železniční mosty jsou z této podmínky odvozeny součinitele λ_i, pomocí kterých lze vypočítat ekvivalentní rozkmit napětí $\Delta\sigma_{E,2}$, viz vztah (1). Posuzovaný detail vyhovuje , pokud jsou splněny podmínky:

$$\frac{\gamma_{Ff}\Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_C/\gamma_{Mf}} \le 1{,}0 \qquad (4)$$

$$\frac{\gamma_{Ff}\Delta\tau_{E,2}}{\Delta\tau_C/\gamma_{Mf}} \le 1{,}0 \qquad (5)$$

a pokud není pro kategorie únavové pevnosti v tab.8.8 a 8.9 normy stanoveno jinak, má se při kombinaci rozkmitů napětí $\Delta\sigma_{E,2}$ a $\Delta\tau_{E,2}$ ještě prověřit splnění podmínky

$$\left(\frac{\gamma_{Ff}\Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_C/\gamma_{Mf}}\right)^3 + \left(\frac{\gamma_{Ff}\Delta\tau_{E,2}}{\Delta\tau_C/\gamma_{Mf}}\right)^5 \le 1{,}0 \qquad (6)$$

Posouzení na únavu v případě spektra rozkmitů napětí se provádí podle přílohy A normy. Spektrum rozkmitů napětí se stanoví buď experimentálně, měřením na konstrukci, nebo výpočtem. V obou případech se určuje pro zatěžovací blok, což je časový interval, ve kterém vzniká pravidelně se opakující historie napětí. Historie napětí se vyhodnotí vhodnou třídící metodou (metoda stékajícího deště nebo metoda nádrže) do formy spektra rozkmitů napětí. Spektrum může být vyjádřeno histogramem nebo tabulkou. V obou případech spektrum udává počty cyklů v jednotlivých úrovních rozkmitů napětí za jistou dobu, např. jeden rok. Spektrum rozkmitů napětí může být normováno. V České republice jsou pro železniční mosty uvedena spektra v ČSN 73 6203. Tato spektra byla stanovena z měření odezvy mostních konstrukcí v 70. letech minulého století. Od té doby však došlo k podstatné změně dopravního zatížení, takže jejich použití již neodpovídá skutečnému dopravnímu zatížení.

Při použití návrhového spektra rozkmitů napětí, určeného některým výše uvedeným způsobem, se působící rozkmity napětí $\Delta\sigma_i$ vynásobí součinitelem γ_{Ff} a hodnoty únavové pevnosti $\Delta\sigma_C$ vydělí součinitelem γ_{Mf}. Celkové poškození D_d během návrhové životnosti se vypočte ze vztahu

$$D_d = \sum_i^n \frac{n_{Ei}}{N_{Ri}} \qquad (7)$$

kde n_{Ei} je počet cyklů příslušného rozkmitu napětí $\gamma_{Ff}\,\Delta\sigma_i$,
N_{Ri} počet cyklů na mezi únavy z příslušné křivky únavové pevnosti pro rozkmit napětí $\gamma_{Ff}\,\Delta\sigma_i$.

Při posouzení únavové pevnosti mají být splněna následující kritéria:

- kritérium kumulace poškození: $D_d \le 1{,}0$ (8)
- kritérium ekvivalentního rozkmitu napětí: $\gamma_{Ff}\Delta\sigma_{E,2} \le \sqrt[m]{D_d}\,\dfrac{\Delta\sigma_C}{\gamma_{Mf}}$, kde $m = 3$. (9)

ČSN EN 1993-1-10 Houževnatost materiálu a vlastnosti napříč tloušťkou

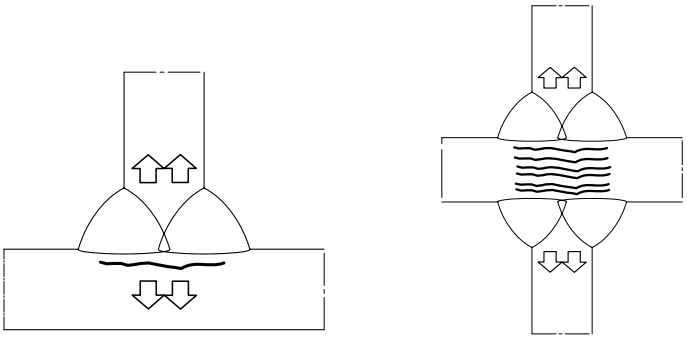
Ustanovení týkající se volby materiálu s ohledem na lomovou houževnatost platí pro oceli S235 až S690 a používají se při volbě materiálu pro novou konstrukci. Pravidla této normy mají být využita při volbě vhodného jakostního stupně oceli použité na prvky namáhané tahem, na svařované prvky a na únavově namáhané prvky, u nichž v některé části únavového cyklu vzniká tah. Pro prvky, které nejsou tažené, svařované nebo únavově namáhané, mohou být pravidla konzervativní. Lomová houževnatost nemusí být specifikována pro prvky pouze tlačené.

Jakostní stupeň oceli se volí s ohledem na:

- vlastnosti ocelového materiálu (mez kluzu oceli, požadovaná vrubová houževnatost),
- charakteristiky prvku (tvar prvku, detail dle ČSN EN 1993-1-9, předpokládaná tloušťka prvku, dílenské vady),
- návrhové situace (nejnižší provozní teplota, maximální napětí od zatížení, zbytkové napětí).

Přípustná tloušťka ocelových prvků z hlediska lomové houževnatosti se určuje z tab. 2. Při použití tab. 2 může být použita lineární interpolace. Většina aplikací vyžaduje hodnoty σ_{Ed} mezi σ_{Ed} = 0,75 $f_y(t)$ a σ_{Ed} = 0,50 $f_y(t)$. V normě je pro účely interpolace uvedena ještě hodnota σ_{Ed} = 0,25 $f_y(t)$.

Ustanovení týkající se volby materiálu s ohledem na lamelární praskavost platí pro oceli S235 až S460. Obecně platí, že vlastnosti materiálu ve směru kolmém k jeho povrchu jsou odlišné než ve směru povrchu. Citlivost materiálu k lamelárnímu poškození se stanovuje měřením tažnosti kolmo k povrchu materiálu dle ČSN EN 10164 a je vyjádřeno jakostní třídou *Z*. Největší riziko vzniku lamelárního poškození je u křížových spojů, T spojů a rohových spojů a při plném provaření kořene (obr.3).



Obr. 3 Lamelární poškození

Případné rozdvojení materiálu lze zjistit ultrazvukovou zkouškou. K lamelárnímu rozdvojení dochází hlavně v důsledku poměrného přetvoření ve směru kolmém k povrchu, k němuž se provádí přípoj. Toto přetvoření vzniká od smršťování svarového kovu při jeho chladnutí. Zvětšuje se hlavně tam, kde volný pohyb je omezován jinými

díly konstrukce. Lamelární rozdvojení velmi pravděpodobně vznikne, jestliže poměrné přetvoření ve spoji působí napříč tloušťkou materiálu, což nastane, jestliže kořen svaru je zhruba rovnoběžný s povrchem materiálu a vznikající poměrné přetvoření od smršťování je kolmé ke směru válcování materiálu. Čím tlustší je svar, tím je tato náchylnost větší.

Tab. 2 Největší přípustné tloušťky prvku v mm

Značka oceli	Jakostní stupeň	Nárazová práce CVN		Referenční teplota T_{Ed} [°C]														
		při T [°C]	J_{min}	10	0	-10	-20	-30	-40	-50	10	0	-10	-20	-30	-40	-50
				$\sigma_{Ed} = 0{,}75\ f_y(t)$							$\sigma_{Ed} = 0{,}50\ f_y(t)$						
S235	JR	20	27	60	50	40	35	30	25	20	90	75	65	55	45	40	35
	J0	0	27	90	75	60	50	40	35	30	125	105	90	75	65	55	45
	J2	-20	27	125	105	90	75	60	50	40	170	145	125	105	90	75	65
S275	JR	20	27	55	45	35	30	25	20	15	80	70	55	50	40	35	30
	J0	0	27	75	65	55	45	35	30	25	115	95	80	70	55	50	40
	J2	-20	27	110	95	75	65	55	45	35	155	130	115	95	80	70	55
	M,N	-20	40	135	110	95	75	65	55	45	180	155	130	115	95	80	70
	ML,NL	-50	27	185	160	135	110	95	75	65	200	200	180	155	130	115	95
S355	JR	20	27	40	35	25	20	15	15	10	65	55	45	40	30	25	25
	J0	0	27	60	50	40	35	25	20	15	95	80	65	55	45	40	30
	J2	-20	27	90	75	60	50	40	35	25	135	110	95	80	65	55	45
	K2,M,N	-20	40	110	90	75	60	50	40	35	155	135	110	95	80	65	55
	ML,NL	-50	27	155	130	110	90	75	60	50	200	180	155	135	110	95	80
S420	M,N	-20	40	95	80	65	55	45	35	30	140	120	100	85	70	60	50
	ML,NL	-50	27	135	115	95	80	65	55	45	190	165	140	120	100	85	70
S460	Q	-20	30	70	60	50	40	30	25	20	110	95	75	65	55	45	35
	M,N	-20	40	90	70	60	50	40	30	25	130	110	95	75	65	55	45
	QL	-40	30	105	90	70	60	50	40	30	155	130	110	95	75	65	55
	ML,NL	-50	27	125	105	90	70	60	50	40	180	155	130	110	95	75	65
	QL1	-60	30	150	125	105	90	70	60	50	200	180	155	130	110	95	75
S690	Q	0	40	40	30	25	20	15	10	10	65	55	45	35	30	20	20
	Q	-20	30	50	40	30	25	20	15	10	80	65	55	45	35	30	20
	QL	-20	40	60	50	40	30	25	20	15	95	80	65	55	45	35	30
	QL	-40	30	75	60	50	40	30	25	20	115	95	80	65	55	45	35
	QL1	-40	40	90	75	60	50	40	30	25	135	115	95	80	65	55	45
	QL1	-60	30	110	90	75	60	50	40	30	160	135	115	95	80	65	55

Lamelární poškození může být zanedbáno, jestliže je splněna podmínka

$$Z_{Ed} \le Z_{Rd} \tag{10}$$

kde Z_{Ed} je požadovaná návrhová hodnota Z. Stanoví se dle normy v závislosti na tloušťce svaru, na umístění svaru ve spoji, na tloušťce materiálu ovlivňující smršťování, míře omezení smršťování konstrukcí a na případném předehřevu.

Z_{Rd} dosažitelná návrhová hodnota Z pro materiál dle ČSN EN 10164, tj. $Z15$, $Z25$ nebo $Z40$.

Oznámení

Příspěvek byl vypracován s podporou výzkumného záměru MSM 6840770001.

Zpět do obsahu

Zatížitelnost mostních objektů navržených na účinky vlaku “A“

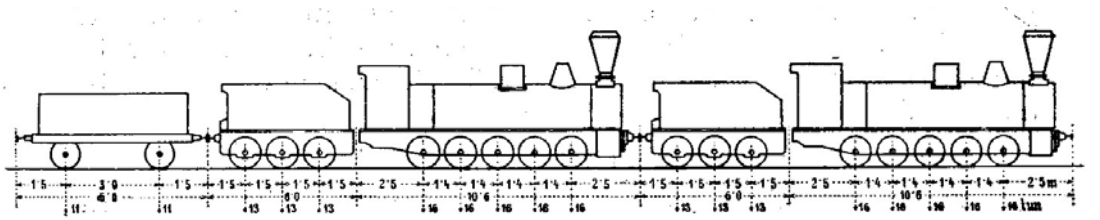
Ing. Miroslav Teršel, Správa železniční dopravní cesty, s. o.

Ing. Roman Šafář, Stavební fakulta ČVUT v Praze, katedra betonových a zděných konstrukcí a Max Boegl a Josef Krýsl, k. s.

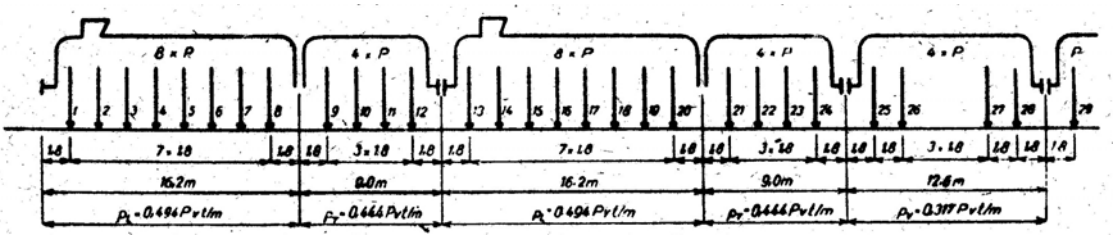
Mostní konstrukce navržené na účinky zatěžovacího vlaku “A“ představují významnou část mostních objektů na tratích Českých drah. V případě, že by tyto konstrukce nevyhovovaly z hlediska přechodnosti požadované v dnešní době, jejich zesílení, příp. přestavby by si vyžádaly značné finanční prostředky. Z tohoto důvodu byla provedena podrobná analýza jejich zatížitelnosti a přechodnosti.

Vývoj svislého pohyblivého zatížení železničních mostů

Svislé pohyblivé zatížení uvažované při návrhu železničních mostů prošlo za dobu existence železničních tratí značným vývojem. Na našem území obvykle postačí sledovat historii návrhových zatížení od roku 1839 tj. od doby výstavby první železnice vedené z Vídně do Brna a Přerova. V letech 1839 až 1870 bylo návrhové zatížení stanovováno jednotlivě podle rozhodnutí provozovatele dráhy. Po prvním pokusu o sjednocení v roce 1870 bylo v roce 1887 vydáno nařízení říšského rakouského ministerstva obchodu stanovující návrhové zatížení, a to různé úrovně podle kategorie trati. Nový mostní řád z 29.8.1904 předepisoval “pro vyšetření nově stavěných mostů železnicových“ ideální zatěžovací vlak, který byl uveden celkem ve třech tzv. zatěžovacích normách podle významu železniční trati (norma I a II byla určena pro tratě normálního rozchodu, norma III pro tratě úzkorozchodné). Nejúčinnější zatěžovací schéma předepsané pro zatěžovací normu I je uvedeno na obr. 1.



Obr. 1 Ideální zatěžovací vlak podle normy I, mostní řád z roku 1904. Tíha lokomotivy s tendrem se uvažovala 1190 kN, tíha vozů 36,7 kN/m



Obr. 2 Jednotný zatěžovací vlak (A, B, C)

Během následující doby bylo svislé pohyblivé zatížení železničních mostů několikrát upraveno. Posléze byl normou ČSN 73 6202 Zatížení a statický výpočet mostů z roku 1953 zaveden tzv. jednotný zatěžovací vlak (obr. 2), který se uvažoval ve třech variantách lišících se nápravovými silami. Ty činily 240 kN pro vlak A, 200 kN pro vlak B a 180 kN pro vlak C. Stejné zatěžovací vlaky byly uvedeny i v ČSN 73 6203 Zatížení mostů z roku 1969, která předepisovala navíc použití skupiny 4 náprav s nápravovými silami zvětšenými o 25% v případech, kdy účinky tohoto schématu byly větší.

V ČSN 73 6203 z roku 1987 se zavádějí zatěžovací vlaky založené na zatěžovacím schématu UIC-71, které se používají dodnes. Nejúčinnějším zatěžovacím vlakem (pokud zde pomineme speciální zatěžovací schéma SZS) je těžký zatěžovací vlak ČSD-T, který je 1,25-násobkem vlaku UIC-71. Obdobným způsobem se odvozují zatěžovací vlaky i podle Eurokódů.

Navrhování a posuzování betonových mostních konstrukcí

Obecně existují pro navrhování konstrukcí v podstatě tři možné metody (teorie): teorie dovolených namáhání (klasická teorie), teorie stupňů bezpečnosti a terie mezních stavů. V případě klasické teorie se konstrukce posuzuje v provozním, tzn. pružném stavu s uvažováním normových hodnot zatížení i vlastností materiálů.

Podle teorie stupňů bezpečnosti se konstrukce posuzují z hlediska bezpečnosti na mezi únosnosti za předpokladu plastického působení průřezů. Uvažují se normové hodnoty zatížení i vlastností materiálů (ovšem vlastností odpovídajících mezní únosnosti, tj. jiné – vyšší hodnoty, než při výpočtu podle teorie dovolených namáhání) a bezpečnost konstrukce se vyjadřuje společným poměrem únosnosti průřezu a účinků působícího zatížení, přičemž se nerozlišuje pravděpodobnost dosažení účinků jednotlivých druhů zatížení (stálé, nahodilé …) ani vlastností materiálů (ocel, beton …).

Přiřadit jednotlivým druhům zatížení a jednotlivým druhům materiálů zvláštní hodnoty součinitelů spolehlivosti umožňuje až teorie mezních stavů, která se proto někdy nazývá teorií dílčích součinitelů. Při posouzení konstrukcí podle teorie mezních stavů je nezbytné posoudit mezní stavy únosnosti i mezní stavy použitelnosti. Mezními stavy únosnosti se posuzuje bezpečnost konstrukce při přetížení, uvažují se výpočtové (návrhové) hodnoty zatížení a jeho účinků i vlastností materiálů a obvykle se uvažuje plastické působení průřezů. Mezními stavy použitelnosti se posuzuje chování konstrukce za běžného provozu, uvažují se normové (charakteristické) hodnoty zatížení i vlastností materiálů a ověřuje se pružné působení konstrukce i jednotlivých průřezů. Obvykle se posuzují alespoň deformace konstrukce a šířka trhlin v betonu. Podle Eurokódů se má ověřit rovněž mezní stav omezení napětí, který ověřuje maximální hodnoty napětí za provozu při pružném působení konstrukce a z tohoto hlediska je obdobou posouzení konstrukce podle teorie dovolených namáhání. Je nutné kostatovat, že ověření konstrukcí z hlediska mezních stavů použitelnosti je přinejmenším stejně důležité, jako ověření z hlediska mezních stavů únosnosti.

Při návrhu betonových mostních konstrukcí se u nás postupuje podle klasické teorie. Při posouzení zatížitelnosti a přechodnosti se postupuje podle teorie mezních stavů.

Zatížitelnost mostních objektů navržených na účinky vlaku “A“

Mostní objekty navržené na účinky zatěžovacího vlaku “A“ tvoří v síti Českých drah významnou skupinu objektů. Jedná se z velké části o železobetonové a předpjaté prefabrikované konstrukce vybudované v 50. až 80. letech 20. století. V případě, že by tyto konstrukce nevyhovovaly z hlediska přechodnosti požadované v dnešní době, vyvolaná opatření by si vyžádaly značné finanční prostředky. Z tohoto důvodu je zde právě konstrukcím navrženým na účinky vlaku “A“ věnována zvýšená pozornost.

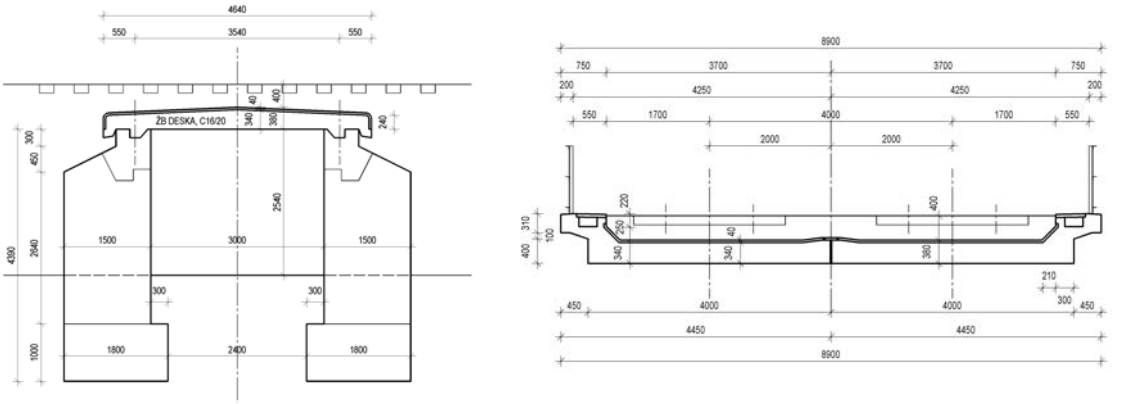
První odhad, zda navržené konstrukce vyhovují i z hlediska v dnešní době požadované přechodnosti, je možné učinit na základě porovnání účinků vlaku “A“ a schématu požadované traťové třídy. Z provedeného srovnání vyplývá, že účinnost vlaku “A“ přibližně odpovídá účinnosti vlaku UIC-71 a je vyšší než účinnost schématu traťové třídy D4.

Při podrobném posouzení jakékoliv nosné konstrukce však nestačí porovnat pouze účinky zatížení navzájem, je nutné porovnat rovněž účinky zatížení s odolností konstrukce. Z tohoto důvodu bylo provedeno posouzení vybrané stávající deskové

železobetonové konstrukce navržené na účinky vlaku “A“. Z důvodu podrobného ověření konstrukce byly provedeny následující výpočty:

- Posouzení na účinky vlaku A podle předpisů platných v době návrhu,
- Posouzení na účinky vlaku ČSD-T podle normy platné v současné době,
- Posouzení konstrukce na účinky vlaku ČSD-T podle ČSN 73 1201, která tvoří základ pro posouzení zatížitelnosti betonových železničních mostů,
- Posouzení zatížitelnosti a přechodnosti podle platných předpisů.

Výpočty byly provedeny pro železniční most v km 337,751 trati Český Těšín - Dětmarovice. Objekt má deskovou železobetonovou nosnou konstrukci o rozpětí 3,54 m. Konstrukce byla navržena z betonu zn. 250 (“f“) a z oceli 10 512 (Roxor). Schéma objektu je na obr.3.



Obr. 3 Schéma posuzovaného mostního objektu

Posouzení konstrukce podle předpisů platných v době jejího návrhu

Nosná konstrukce byla posouzena na účinky zatěžovacího vlaku “A“ podle ČSN 73 6202-53 “Zatížení a statický výpočet mostů“. Posouzení bylo provedeno teorií dovolených namáhání podle “Směrnice pro navrhování mostů“ z roku 1951.

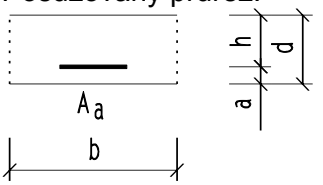
Přehled hodnot ohybových momentů:

Zatížení	m [kNm.m^{-1}]
Vlastní tíha nosné konstrukce	10,156
Ostatní stálé zatížení	14,416
Vlak “A“	49,350
Dynamický součinitel δ	1,42
Kombinace – zatížení hlavní	94,823

Dovolené namáhání betonu (pro průřezy o výšce min. 200 mm): $\sigma_{b,dov}$ = 10,0 MPa

Dovolené namáhání výztuže: při návrhu podle výše uvedené směrnice se uvažovala konstantní hodnota dovoleného namáhání výztuže 120,0 MPa. Rozdílné vlastnosti (pevnost) výztuže se zohledňovaly pomocí zvětšovacího součinitele C, kterým se skutečná plocha výztuže převáděla na tzv. náhradní plochu výztuže. Pro použitou ocel 10 512 byla hodnota součinitele C = 1,65. Z důvodu srovnatelnosti dosažených výsledků zde použijeme postup opačný, tzn. plochu výztuže ponecháme skutečnou a zvětšovacím součinitelem upravíme hodnotu dovoleného namáhání výztuže. Rozdíly v hodnotách normálových napětí jsou zanedbatelné: $\sigma_{a,dov}$ = 1,65 . 120,0 = 198,0 MPa

Posuzovaný průřez:



b = 1,0 m, d = 0,29 m (přibližně uvažujeme průměrnou výšku průřezu)

Průměr výztuže: 22 mm, plocha 1 prutu: 235 mm^2 (vzhledem k atypickému tvaru průřezu výztuže Roxor byla plocha stanovena z hmotnosti prutu), osová vzdál. prutů: 80 mm

A_a = 2937,5 mm^2/m, krytí: 20 mm, a = 31 mm, d = 0,259 m

Posouzení normálových napětí:

$$x = \frac{15A_a}{b}(-1+\sqrt{1+\frac{2bh}{15A_a}}) = \frac{15.0{,}0029375}{1{,}0}(-1+\sqrt{1+\frac{2.1{,}0.0{,}259}{15.0{,}0029375}}) = 0{,}113\ m$$

$$r = h - x/3 = 0{,}259 - 0{,}113/3 = 0{,}221 m$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A_a r} = \frac{0{,}095}{0{,}0029375.0{,}221} = 145{,}912 \text{ MPa} < \sigma_{a,dov} = 198{,}0 \text{ MPa} \ldots \text{VYHOVÍ}$$

$$-\sigma_b = \frac{2M}{b.x.r} = \frac{2.0{,}095}{1{,}0.0{,}113.0{,}221} = 7{,}565 \text{ MPa (tlak)} < \sigma_{b,dov} = 10{,}0 \text{ MPa} \ldots \text{VYHOVÍ}$$

Posouzení konstrukce na účinky vlaku ČSD-T a schématu traťové třídy D4 podle normy platné v současné době (ČSN 73 6206-71)

Nosná konstrukce byla posouzena na účinky vlaku ČSD-T a na účinky zatěžovacího schématu traťové třídy D4 při rychlosti 120 km/h. Posouzení bylo provedeno metodou dovolených namáhání podle ČSN 73 6206-71.

Přehled hodnot ohybových momentů:

Zatížení	m [kNm.m^{-1}] (ČSD-T)	m [kNm.m^{-1}] (D4/120)
Vlastní tíha nosné konstrukce	10,156	10,156
Ostatní stálé zatížení	15,089	15,089
Vlak "ČSD-T"	72,279	51,185
Dynamický součinitel δ	1,80	1,95
Kombinace – zatížení hlavní	155,347	125,056

Dovolené namáhání betonu (pro průřezy o výšce min. 200 mm): $\sigma_{b,dov}$ = 10,0 MPa

Dovolené namáhání výztuže: $\sigma_{a,dov}$ = 1,65 . 120,0 = 198,0 MPa (ČSN 73 6206 výztuž Roxor neobsahuje, uvažujeme dovolené namáhání podle "Směrnice")

Posouzení normálových napětí – zatížení hlavní s vlakem ČSD-T:

σ_a = 239,045 MPa > $\sigma_{a,dov}$ = 198,0 MPa … NEVYHOVÍ

$-\sigma_b$ = 12,394 MPa > $\sigma_{b,dov}$ = 10,0 MPa … NEVYHOVÍ

Posouzení normálových napětí – zatížení hlavní s vlakem D4:

σ_a = 192,434 MPa < $\sigma_{a,dov}$ = 198,0 MPa … VYHOVÍ

-σ_b = 9,978 MPa < $\sigma_{b,dov}$ = 10,0 MPa … VYHOVÍ

Posouzení konstrukce na účinky vlaku ČSD-T a schématu traťové třídy D4 podle ČSN 73 1201 (mezní stav únosnosti)

Nosná konstrukce byla posouzena na účinky vlaku ČSD-T a na účinky zatěžovacího schématu traťové třídy D4 při rychlosti 120 km/h. Posouzení bylo provedeno metodou mezních stavů v mezním stavu únosnosti podle ČSN 73 1201-86, podle které byla sestavena pravidla pro přepočty betonových železničních mostů ve služební rukověti ČD SR 5 (S) "Určování zatížitelnosti železničních mostů".

Přehled hodnot ohybových momentů:

Zatížení	m [kNm.m^{-1}] – ČSD-T			m [kNm.m^{-1}] – D4/120		
	m_n	γ	m_d	m_n	γ	m_d
g_0	10,156	1,10	11,172	10,156	1,10	11,172
$g - g_0$	15,089	1,51	22,775	15,089	1,51	22,775
Vlak	72,279	1,40	101,190	51,185	1,40	71,659
δ	1,80		1,80	1,95		1,95
Kombinace	155,347		216,089	125,056		173,682

R_{bd} = 11,50 MPa, R_{sd} = 340,0 MPa

Posouzení konstrukce na účinky kombinace s vlakem ČSD-T:

$$x = \frac{A_s.R_{sd}}{b.0{,}8.R_{bd}} = \frac{0{,}0029375.340{,}0}{1{,}0.0{,}8.11{,}5} = 0{,}109m\ ,\ z = d - 0{,}4.x = 0{,}259 - 0{,}4.0{,}109 = 0{,}216m$$

$$m_{Rd} = A_s.R_{sd}.z = 0{,}002938.340{,}0.0{,}216 = 0{,}215MNm.m^{-1} < m_{Sd} = 0{,}216MNm.m^{-1}$$

NEVYHOVÍ

Posouzení konstrukce na účinky kombinace se schématem D4 při rychlosti 120 km/h::

$$m_{Rd} = A_s.R_{sd}.z = 0{,}002938.340{,}0.0{,}216 = 0{,}215MNm.m^{-1} > m_{Sd} = 0{,}174MNm.m^{-1}$$

VYHOVÍ

Výpočet zatížitelnosti a posouzení přechodnosti nosné konstrukce

Zatížitelnost je stanovena na základě MSÚ postupy podle [5]z následujícího vztahu:

$$z_{UIC} = \frac{m_{Rd} - \gamma_{g0}.m_{g0} - \gamma_{(g-g0)}.m_{(g-g0)}}{\gamma_{UIC}.\delta.m_{UIC}} = \frac{215{,}307 - 1{,}1.10{,}156 - 1{,}51.15{,}089}{1{,}25.1{,}80.57{,}823} = 1{,}394$$

Přechodnost schématu traťové třídy D4 při rychlosti 120 km/h je stanovena takto:

$$\Psi = \frac{\delta_f}{\delta} = \frac{1{,}95}{1{,}80} = 1{,}083\ ,\ \lambda_{UIC} = \frac{U_p}{U_{UIC}} = \frac{51{,}185}{57{,}823} = 0{,}885$$

$$z_{UIC} = 1{,}394 > \Psi.\lambda_{UIC} = 1{,}083.0{,}885 = 0{,}959 \ \ldots \text{VYHOVÍ}$$

Obdobně byla pro srovnání posouzena přechodnost také pro vlak "A" a vlak ČSD-T.

Vlak “A“:

$$\Psi = \frac{\delta_f}{\delta} = \frac{1{,}42}{1{,}80} = 0{,}789 \ , \ \lambda_{UIC} = \frac{U_p}{U_{UIC}} = \frac{49{,}350}{57{,}823} = 0{,}853$$

$$z_{UIC} = 1{,}394 > \Psi.\lambda_{UIC} = 0{,}789.0{,}853 = 0{,}673 \ \ldots \text{ VYHOVÍ}$$

Vlak “ČSD-T“:

$$\Psi = \frac{\delta_f}{\delta} = \frac{1{,}80}{1{,}80} = 1{,}000 \ , \ \lambda_{UIC} = \frac{U_p}{U_{UIC}} = \frac{72{,}279}{57{,}823} = 1{,}250$$

$$z_{UIC} = 1{,}394 > \Psi.\lambda_{UIC} = 1{,}000.1{,}250 = 1{,}250 \ \ldots \text{ VYHOVÍ}$$

Závěr

Nosná konstrukce železničního mostu v km 337,751 trati Český Těšín – Dětmarovice byla posouzena na základě dvou různých přístupů:

1. bylo provedeno posouzení konstrukce podle různých norem na účinky kombinací zatížení, které zahrnovaly původní vlak “A“, vlak ČSD-T a schéma traťové třídy D4. Při zatížení vlakem “A“ a schématem D4 konstrukce ve všech případech vyhověla, při zatížení vlakem ČSD-T konstrukce nevyhověla – v provozním stavu poměrně výrazně, na mezi únosnosti pouze těsně. Bylo by tedy správné konstrukce posuzovat i z hlediska dosažených hodnot napětí v provozním stavu, které mohou být rozhodující,
2. byl proveden výpočet zatížitelnosti vztažené k vlaku UIC-71 a posouzení přechodnosti pro schéma traťové třídy D4 (při rychlosti 120 km/h), vlaku “A“ a vlaku ČSD-T. Vzhledem k redukci součinitele spolehlivosti pohyblivého zatížení (na hodnotu 1,25) a úpravě dynamického součinitele konstrukce vyhověla i z hlediska přechodnosti vlaku ČSD-T.

Na základě provedených výpočtů lze konstatovat:

3. konstrukce navržené na účinky vlaku “A“ by velmi pravděpodobně měly vyhovovat z hlediska přechodnosti provoznímu zatížení, jehož účinnost nepřesáhne účinnost traťové třídy zatížení D4 s přidruženou rychlostí 120km/h,
4. bylo by správné při výpočtu zatížitelnosti a přechodnosti posoudit také hodnoty napětí v provozním stavu konstrukce.

Literatura:

[1] Směrnice pro navrhování mostů, Vědecko–technické nakladatelství Praha, 1951,

[2] ČSN 73 6202-53 “Zatížení a statický výpočet mostů”,

[3] ČSN 73 6206-71 “Navrhování betonových a železobetonových mostních konstrukcí”, vč. změn a-10/1989, 2/1994,

[4] ČSN 73 1201-86 “Navrhování betonových konstrukcí”, vč.změn a-9/1989, 2/1994,

[5] Služební rukověť ČD SR 5 (S) “Určování zatížitelnosti železničních mostů”, České dráhy, s.o., 1995.

Tato publikace vznikla za finančního přispění MŠMT ČR, projekt 1M6840770001, rámci činnosti výzkumného centra CIDEAS.

Zpět do obsahu

Nový most přes Dyji na trati Břeclav– st. hranice ČR/SR

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

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

V místě křížení dvoukolejné železniční trati Břeclav – st. hranice ČR/SR s řekou Dyjí byl v rámci optimalizace trati v r. 2006 vybudován nový železniční jednootvorový most s ocelovou nosnou konstrukcí o rozpětí 67 m. Nosná konstrukce je v každé koleji tvořena trámovou plnostěnnou konstrukci vyztuženou obloukem, s dolní mostovkou a ocelovou vanou s průběžným kolejovým ložem. Spodní stavba nového mostu je založena na velkoprůměrových pilotách. Nový most nahradil most původní, který byl tříotvorový o světlosti 8m+45m+8m a který byl vybudován v r. 1924.

Územní podmínky

Dvoukolejná železniční trať kříží v místě mostu velký vodní tok – řeku Dyji nedaleko Břeclavi. Okolní terén je rovinatý, svahování koryta řeky pozvolné. Původní tříotvorový most měl v krajních polích ocelobetonové deskové konstrukce se zabetonovanými nosníky a ve středním poli ocelovou doukolejnou příhradovou konstrukci s prvkovou ocelovou mostovkou s mostnicemi. Mezilehlé pilíře původního mostu představovaly v korytě toku významnou překážku. Po konstrukci původního mostu bylo vedeno vysokotlaké plynovodní potrubí.

Geotechnické podmínky v dané lokalitě jsou složité. Převažujícími typy zemin v podloží byly fluviální písky a písčité jíly. Komplikací při návrhu byl výskyt prosedavých sprašových jílů. Hladina podzemní vody v místě mostu se pohybovala cca v úrovni navrhované základové spáry, podzemnní voda byla slabě agresivní.

Trať na mostě je dvoukolejná, elektrizovaná střídavou trakcí.

Obr. 1 Pohled na původní most zprava trati

Celková koncepce nového mostu

Na počátku návrhu bylo na základě nedostatečné prostorové průchodnosti a špatného stavu původní ocelové konstrukce mostu a rovněž z důvodu zajištění plynulého průtoku Dyje rozhodnuto o přemostění řeky jedním otvorem. S ohledem na dané rozpětí byl jako nejvhodnější typ konstrukce zvolen Langrův nosník, tedy trámová plnostěnná konstrukce vyztužená obloukem, s dolní mostovkou a ocelovou vanou s průběžným kolejovým ložem. Z důvodu zajištění jednokolejného provozu na trati po celou dobu výstavby byla v každé koleji navržena samostatná konstrukce. V rámci stavby mostu byla proto zvětšena osová vzdálenost kolejí z původních 4m na 11.5m v ose mostu. Tuto úpravu bylo možno realizovat bez nutnosti trvalého záboru mimodrážního pozemku.

S ohledem na danou geologickou skladbu v místě mostu a rovněž z důvodu relativně častých povodňových stavů na řece Dyji byla zvolena koncepce hlubinného založení spodní stavby, a to na velkoprůměrových pilotách. Uložení nosných konstrukcí na spodní stavbě bylo navrženo prostřednictvím hrncových ložisek.

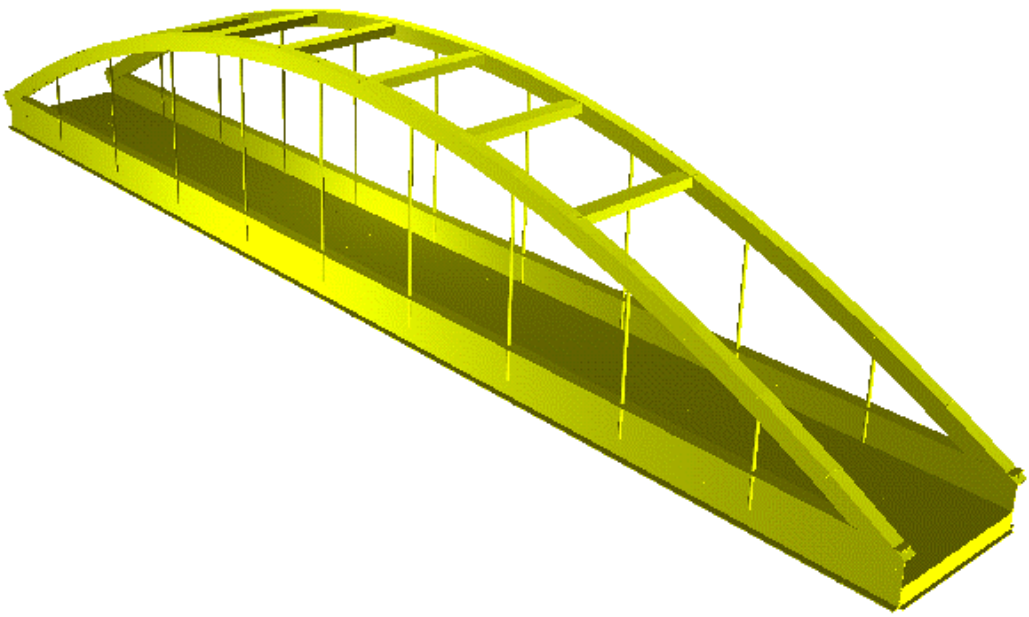
Vysokotlaký plynovod byl v rámci stavby přeložen mimo most a bylo navrženo samostatné přemostění Dyje k převedení tohoto zařízení. Tato koncepce byla v rámci realizace stavby změněna a plynovod byl výsledně proveden pode dnem vodního toku.

Základní parametry nového mostu

Délka přemostění	65.1 m
Rozpětí nosné konstrukce	67 m
Stavební výška	1530 mm
Volná výška nad Q100	0.51 m
Úhel křížení	90°
Prostorové uspořádání	MPP 3.0 R
Traťová rychlost	115 km/h pro soupravy s naklápěcí skříní

Statický návrh

Nosná konstrukce je navržena jako jednokolejná, s dolní mostovkou. Navržený trám ztužený obloukem (Langrův nosník) je pro dané rozpětí 67,0 m a stavební výšku 1530 mm optimálním typem konstrukce. Ocelová konstrukce mostu je navržena na 1. zatěžovací třídu, tj. schémata ČD T a SZS. Pro zatížitelnost konstrukce byl rozhodující mezní stav použitelnosti (průhyb) a namáhání únavou.



Obr. 2 Axonometrie výpočetního modelu nosné konstrukce

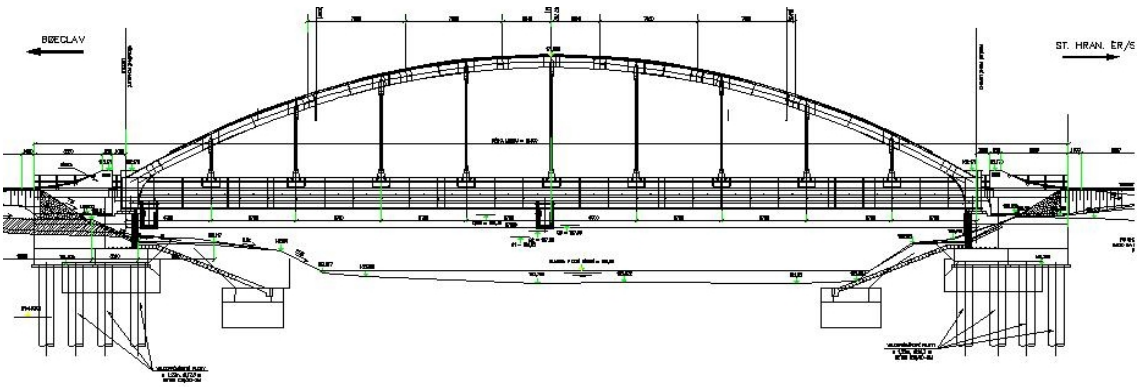
Vnitřní síly na nosné konstrukci byly stanoveny prostřednictvím programového systému IDA NEXIS. Jako výpočetní model byl zvolen prostorový model nosníkového roštu s parabolickými oblouky horního pasu - spojeného s hlavními nosníky pomocí táhel. Připojení oblouku a hlavního nosníku bylo zadáno excentricky. Tuhost ocelové mostovky byla modelována pomocí konečných prvků. Ložiska byla uvažována jako bodové pružné podpory se zadanou tuhostí. Zatížení vlakem bylo zadáno jako pohyblivé zatížení pojíždějící po určené dráze.

Postup výstavby

Výstavba nového mostu probíhala ve dvou dlouhodobých výlukách (2 x 3,5 měsíce). První z nich významně poznamenaly jarní povodně, musela být proto prodloužena o 35 dní. Před zahájením výluk proběhly práce na přípravě staveništních ploch, přístupových komunikacích a rovněž byla v předstihu zahájena výroba ocelové konstrukce mostu. Práce ve výluce koleje č. 1 probíhaly následně:

- bylo zřízeno pažení koleje č. 1 v prostoru výkopu za rubem opěr,
- byla odstraněna část železničního svršku v koleji č. 1 a zřízena plocha pro montáž OK v ose nové koleje č.1 na břeclavské straně,
- demolice nosných konstrukcí krajních polí v koleji č. 1 (zabetonované nosníky) a malé části původních opěr a pilířů, vojenský kryt (cca 100 t) u koleje č. 1 byl z časových důvodů odtažen asi 50 m od koleje k pozdější demolici. Odtažení bylo realizováno pomocí ocelových lan a hydraulické napínací pistole, kotvené do dvojice štětových stěn,
- současně s demolicemi byla zahájena montáž OK na montážní plošině pomocí jeřábu DEMAG AC 400,
- provedení pracovní plošiny a zřízení velkoprůměrových pilot s hluchým vrtáním pro založení opěr mostu,
- výkop základové spáry mezi pilotami a zřízení podkladního betonu opěr,
- bednění, armatura a betonáž opěr a úložných prahů,
- izolace rubu opěr asfaltovými pásy Teranap 431TP, zásyp byl z časových důvodů nahrazen chudým betonem,
- izolace mostovky stříkanou polyuretanouvou izolací CONIPUR 255,
- zřízení konstrukce PIŽMO pro výsun nové hlavní nosné konstrukce,
- výsun OK do otvoru a osazení na ložiska,
- dobetonování závěrných zídek, montáž lemování dilatačních spar a betonáž říms,
- napojení sanačních vrstev železničního spodku a montáž železničního svršku.

Po provedení statické a dynamické zatěžovací zkoušky byla kolej č. 1 uvedena do provozu. Neprodleně byla zahájena výluka v koleji č. 2. Práce ve výluce kolej č. 2 probíhaly obdobně jako v koleji č. 1 s tím rozdílem, že bylo nutno provést demolici původních opěr a snesení staré ocelové konstrukce.



Obr. 3 Schéma mostu

Demolice původní ocelové konstrukce

Stávající most přes Dyji tvořila ocelová nýtovaná příhradová konstrukce s dolní mostovkou. Jednalo se o dvoukolejný most o rozpětí 46,8 m, příhradová soustava byla kosoúhlá, vystřídaná se svislicemi. Mostovka byla prvková a příčníky a podélníky s osovou vzdáleností hlavních nosníků 9,0 m. Horní pásy byly navzájem spojeny portály, v úrovni horních i dolních pasů se nacházelo vodorovné ztužení. Ocelová konstrukce byla na dobu výstavby (r. 1924) v relativně dobrém stavu, oslabení korozí nebyla velká.

Obr. 4 Montáž nosné konstrukce

Obr. 5 Demontáž SOK z pontonu

Vlastní demontáž ocelové konstrukce mostu probíhala po etapách v délce 1/3 mostu. Nejdříve byla konstrukce podepřena ve třetinách rozpětí pod každým hlavním nosníkem podpěrami PIŽMO (nosnost min. 65 t), založených na říčním dně a v 1/6 rozpětí navíc jednoduchými kyvnými podpěrami PIŽMO (nosnost min. 30 t). V rámci jedné etapy byly nejdříve odpáleny a rozebrány portály a související ztužení, spojující horní pasy. Dále byl rozebrán horní pas hlavního nosníku , který se nacházel blíže k jeřábu. Poté byly demontovány svislice a diagonály téhož hlavního nosníku. Stejným způsobem byl rozebrán hlavní nosník dále od jeřábu. Následovalo rozebrání prvků mostovky – ztužidel, podélníků, příčníků a nakonec byly sneseny dolní pasy hlavních nosníků.

Celá demontáž byla realizována z pontonu na návodní straně mostu pomocí jeřábu AD28. Konstrukce byla tímto způsobem rozpálena na části max. hmotnosti 1,5 t a odvezena ze staveniště.

Výsun nové nosné konstrukce

Pro montáž nové nosné konstrukce mostu do mostního otvoru byla použita technologie vysouvání po kluzných blocích umístěných na montážních podporách, a to z prostoru za břeclavskou opěrou směrem k opěře lanžhotské.

Kluznými bloky se rozumí taková konstrukce, která nahrazuje v montážním stavu ložiska na jednotlivých podporách (i montážních) a dále svou skladbou a úpravou povrchu umožňuje plynulé klouzání vysouvané OK po montážních a trvalých podporách. Vzhledem k tomu, že styčná plocha z leštěného nerez plechu umožňuje posun OK v obou směrech, musí být pro dodržení projektované směrové geometrie doplněny konstrukcí bočního vedení. Boční vedení zajišťuje směrové vedení (možnost směrové korekce +/- 50 mm) OK a zároveň přenáší vodorovné síly do podpor.

Vlastní zavážecí dráha byla tvořena soustavou montážních podpěr (PIŽMO) v osových vzdálenostech max. 14,5 m, sestavených do dvou samostatných pasů, vždy v místě hlavního nosníku OK. Stabilita táhel NOK mostu byla ve fázi výsunu (táhla jsou tlačena) zajištěna montážními ztužidly (dvojice L90x6).

Tažná síla vyvozená hydraulickým válcem umístěným na konzole tažného zařízení byla vysokopevnostními táhly přenášena prostřednictvím závěsu do spodních pásnic příčníku mostu. K zachycení tažné síly sloužila ocelová konzola (HEB 400), kotvená do betonové opěry mostu.

Obr. 6 Výsun nové ocelové konstrukce

Výsun jedné OK mostu proběhl ve dvou dnech a to v 86 krocích po 600mm (zdvih hydraulického válce) v celkové délce 79,2 m. Poté byla OK mostu spuštěna na ložiska (svislý posun cca 1,8 m).

Obr. 7 Celkový pohled na nový most

Závěr

Společným úsilím všech účastníků výstavby se podařilo vytvořit zdařilé dílo, které se stane nespornou dominantou této části města Břeclav. I přes nepříznivé klimatické podmínky byl most realizován v předpokládaném termínu a v dobré kvalitě.

Zpět do obsahu

Oprava ocelových mostů na trati Mariánské Lázně – Karlovy Vary a zvyšování traťové třídy

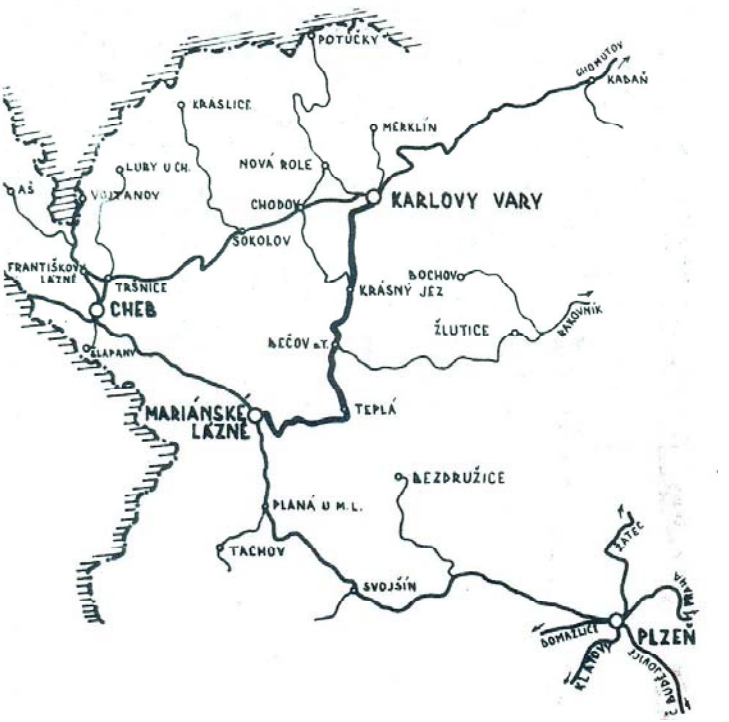
Ing. Blanka Hejlová, Jana Ondráčková,

ČD, a. s., SDC Karlovy Vary

V letech 2004 – 2006 byly na trati z Mariánských Lázní do Karlových Varů opraveny čtyři ocelové mosty. Investorem opravy byly ČD, a.s., SDC Karlovy Vary a SŽDC, s.o., Stavební správa Plzeň. Cílem opravy bylo odstranění trvalých omezení rychlosti a zvýšení přechodnosti. Po opravě je zajištěna přechodnost C3 a umožněna požadovaná rychlost 60 km/hod.

Historie trati

Železniční trať Mariánské Lázně – Karlovy Vary drží rekord v době, které bylo třeba k prosazení její stavby – třicet let probíhala zdlouhavá jednání o koncesi a o financování trati.



Obr. 1 Situace

Několikrát zveřejnil tisk definitivní termín zahájení stavby, ale vždy je opět odvolal. 5. prosince 1895 byla slavnostně zahájena stavba trati. Dne 17. prosince 1898 ráno vyjel první vlak z Mariánských Lázní. Železniční trať stoupá z Mariánských Lázní do Tepelské vrchoviny a dále pak sleduje údolí řeky Teplé. Nejvýše položeným bodem je železniční stanice Ovesné Kladruby s nadmořskou výškou 710 metrů, nejnižším železniční stanice Karlovy Vary dolní nádraží s 376 metry. Největší stoupání je mezi železniční stanicí Mariánské Lázně a zastávkou Vlkovice – 23 promile. Na 53,4 km dlouhé trati je 19 železničních stanic a zastávek, 44 mostů a viaduktů a 7 tunelů.

Provoz byl zajišťován po celých 108 let lokomotivním depem v Karlových Varech, od 10. prosince 2006 provozuje osobní dopravu na trati firma Viamont, a. s.

Přehled mostních objektů

Na trati je 21 masivních a 23 ocelových mostů. Masivní mosty jsou původní z doby výstavby železniční trati.

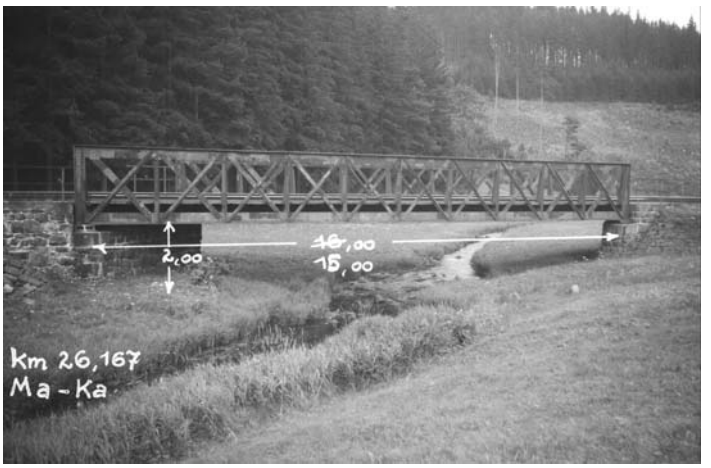
Z 23 ocelových mostů byly v letech 1966 - 1983 vyměněny 4 ocelové konstrukce. Ocelové konstrukce byly dovezeny z Polska, Maďarska, další vyrobila Mostárna ve Frýdku - Místku. Další plánované výměny a opravy ocelových konstrukcí nebyly zahájeny z důvodu klesajícího významu regionální trati a jejich finanční náročnosti. Z důvodu nevyhovujícího stavu původních ocelových konstrukcí zůstal úsek Poutnov – Karlovy Vary dolní nádraží zařazen do traťové třídy A.

Obr. 2 Most v km 4, 570

Obr. 3 Most v km 50, 762

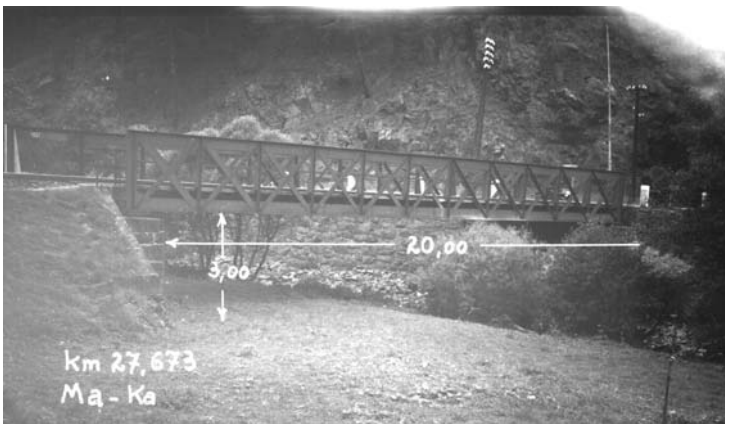
Začátkem 90. let minulého století se přistoupilo k provádění rekonstrukce ocelových mostů s cílem zvýšení přechodnosti formou zesílení stávajících konstrukcí. V roce 1995 provedl takto opravu km 28,914 bývalý Mostní obvod Plzeň.

Od roku 2002 patří trať M. Lázně – Karlovy Vary pod SDC Karlovy Vary a je zpracován plán na opravu mostních objektů omezujících traťovou rychlost a limitujících přechodnost traťového úseku. Dosud bylo opraveno 5 mostů, 1 masivní a 4 ocelové. V roce 2007 by měla být realizována rekonstrukce ocelového mostu v km 35,941 a oprava masivního 5-ti klenbového mostu. Ve fázi projektové přípravy jsou další 3 ocelové mosty.



Obr. 4a, b

Most v km 26, 167 (výměna OK v roce 1966, ocelová konstrukce byla vyrobena v Polsku - Katowice)



Obr. 5a, b

Most v km 27, 673 (výměna OK v roce 1971, ocelová konstrukce byla vyrobena v Maďarsku – Budapešť)

Opravy a rekonstrukce

Opravované ocelové mosty převádějí jednokolejnou železniční trať přes řeku Teplou. Mají původní konstrukci z roku 1898. Jedná se o příhradové nýtované konstrukce s mostovkou z nýtovaných příčníků a podélníků, které byly u většiny mostů předmětem opravy. Spodní stavba je z kamenného zdiva.

OPRAVA MOSTU V KM 27, 491 TRATI MARIÁNSKÉ LÁZNĚ – K. VARY

Investor (objednatel): ČD, a. s., SDC Karlovy Vary, Správa mostů a tunelů

Dodavatel: STAMAKOCEL, s. r. o., Brodek u Přerova

Oprava mostu byla provedena v roce 2004 s celkovými náklady 3 588 457,- Kč.

Charakteristika mostu

Délka mostu:	45,83 m
Rozpětí OK:	37,60 m
Vzdálenost hlavních nosníků:	5,60 m
Rok výroby:	1898
Rok posledního nátěru (včetně zesílení):	1966

Průběh opravy

Konstrukce mostu je z roku 1898, hlavní nosníky příhradové, podélníky sledují oblouk. V roce 1966 proběhla rekonstrukce mostu z důvodu silného orezivění některých částí konstrukce, podélníky byly bez pásnic. V tomto roce byla provedena oprava v rozsahu výměny horních úhelníků a přidání pásnic k oběma pasům, byla provedena protikorozní ochrana, most byl zesílen na zatěžovací vlak „B“.

Obr. 6a Most v km 27,491 – původní stav

Obr. 6b Most v km 27,491 – nový stav

Most, který se nachází poblíž zastávky Louka v mezistaničním úseku Poutnov – Bečov byl v roce 2004 zařazen do plánu oprav z důvodu značného orezivění v místech koncových příčníků, stavu dřevěných chodníků a mostnic. Na OK mostu byla provedena oprava koncového příčníku v připojení na hlavní nosník, výměna dílčích prvků dolního zavětrování lavních nosníků. Na celé konstrukci byla provedena výměna stávajícího trubkového zábradlí za ocelové třímadlové úhelníkové. Staré mostnice byly demontovány a nahrazeny novými. Ocelová konstrukce o výměře 1 515 m^2 byla otryskána a následně byl nanášen třívrstvý nátěrový systém DERISOL S4.14a v celkové tloušťce 280 µm. Použitý odstín DB 601 (zelená).

REKONSTRUKCE MOSTU V KM 28, 682 TRATI MAR. LÁZNĚ – KARLOVY VARY

Investor (objednatel): SŽDC, s. o., Stavební správa Plzeň
Projektant : VPÚ DECO PRAHA, a. s., Ing. Jiří Schindler
Dodavatel: SKANSKA ŽS, a.s., Ocelová konstrukce – Firesta Fišer, a.s.
Rekonstrukce proběhla v letech 2005 – 2006 s celkovými náklady 6 590 000,-Kč.

Obr. 7a Most v km 28,682 – původní stav

Obr. 7b Most v km 28,682 – nový stav

Charakteristika mostu

Most převádí železniční trať přes řeku Teplou a komunikaci II/230.

Délka mostu:	44,50 m
Rozpětí OK:	31,15 m
Vzdálenost hlavních nosníků:	3,00 m
Rok výroby:	1898
Rok posledního nátěru:	1972

Průběh opravy

Most se nachází v mezistaničním úseku Poutnov – Bečov. Na mostě byla osazena pomalá jízda 20 km/hod. z důvodu prasklin v pásnicích podélníků.

Byla provedena výměna podélníků za nové svařované a zesílení příčníků přidáním horní pásnice. Dolní zavětrování mostu bylo kompletně vyměněno včetně částečné výměny styčníkových plechů. Dolní pásnice hlavních nosníků poškozená od nárazů vozidel byla v místě nad vozovkou opravena a opatřena výztužným vyměnitelným profilem. Nosná ocelová konstrukce mostu byla otryskána a byla provedena kompletní rekonstrukce PKO. Stávající svršek typu T byl vyměněn za S 49. Dále byly vyměněny mostnice a pražce na předmostí. U mostu byly vyměněny konzoly chodníků a tím byly zajištěna průchodnost MPP 2.2 R v celé délce mostu, na konstrukci i na spodní stavbě byla provedena výměna zábradlí. Spodní stavba byla sanována.

Rekonstrukce mostu byla prováděna za úplného vyloučení železničního provozu, omezení provozu na komunikaci II/230 Karlovy Vary – Mariánské Lázně bylo provedeno částečnou uzavírkou po dobu 3 měsíců.

OPRAVA MOSTU V KM 43, 737 TRATI MARIÁNSKÉ LÁZNĚ - KARLOVY VARY

Investor (objednatel): ČD, a. s., SDC Karlovy Vary, Správa mostů a tunelů

Dodavatel: Chládek&Tintěra, a. s., Litoměřice,

Dodavatel OK: STAMAKOCEL, s. r. o., Brodek u Přerova

Oprava mostu proběhla v roce 2006 s celkovými náklady 5 724 864,- Kč.

Charakteristika mostu

Délka mostu: 42,00 m

Rozpětí OK: 31,25 m

Vzdálenost hlavních nosníků: 5,35 m

Rok výroby: 1898

Rok posledního nátěru OK: 1959

Obr. 8 Most v km 43,737

Průběh opravy

Most se nachází v blízkosti zastávky Kfely,v mezistaničním úseku Teplička u Karlových Varů – Karlovy Vary Březová. Most převádí jednokolejnou trať přes řeku Teplá. Důvodem opravy bylo odstranění nevyhovujícího stavu, odstranění trvalého omezení rychlosti, zvýšení přechodnosti, provedení PKO ocelové konstrukce mostu.

Na podélnících byla provedena demontáž starých horních krčních úhelníků a přinýtovány nové krční úhelníky, byla přidána horní a dolní pásnice. Přípoje jsou provedeny nýtované, pouze v nepřístupných místech jsou použity šrouby. Příčné ztužení podélníků bylo vyměněno. U plošně uložených mostnic byla provedena změna připojení na boční připojení vodorovným šroubem s novým rozdělením.

Z důvodu zcela zničené protikorozní ochrany bylo nutné provést důkladné očištění podkladu tryskáním, následovně byla provedena aplikace nátěrového systému DERISOL v celkové tloušťce 280 µm. Stávající tyčové zábradlí bylo nahrazeno novým třímadlovým z úhelníků. Byly odstraněny dřevěné chodníky, namontovány nové nosníky a ocelové podlahy.

Oprava mostu probíhala v nepřetržité výluce koleje. Po dokončení prací bylo zrušeno trvalé omezení rychlosti na mostě.

OPRAVA MOSTU V KM 44, 222 TRATI MARIÁNSKÉ LÁZNĚ – KARLOVY VARY

Investor (objednatel): ČD, a. s., SDC Karlovy Vary, Správa mostů a tunelů

Dodavatel: Chládek & Tintěra, a. s., Litoměřice,

Dodavatel OK: STAMAKOCEL, s. r. o., Brodek u Přerova

Oprava mostu proběhla v roce 2005 s celkovými náklady 5 923 930,- Kč

Charakteristika mostu

Délka mostu: 46,05 m

Rozpětí OK: 39,15 m

Vzdálenost hlavních nosníků: 5,50 m

rok výroby: 1898

Rok posledního nátěru: 1968

Obr. 9 Most v km 44,222

Průběh opravy

Most se nachází v mezistaničním úseku Teplička – Březová u K.Varů a přemosťuje řeku Teplou. Ocelová konstrukce mostu byla značně zeslabená rzí, na podélnících byly trhliny, styčníkové plechy dolního zavětrování byly z velké části prorezivělé. Mostnice vložené roku 1995 jako užité byly napadeny houbou. Zatížitelnost mostu A s trvalým omezením rychlosti 20 km/hod.

Podélníky byly plnostěnné pouze s krčními úhelníky bez pásnic. Poškozené horní úhelníky byly při opravě nahrazeny novými, bylo provedeno přeplátování jejich konců, připojení bylo provedeny nýty. Na nové horní krční úhelníky byly namontovány nové horní pásnice a na stávající dolní krční úhelníky nové dolní pásnice, připojení bylo provedeno nýty. Stávající příčné ztužení podélníků bylo demontováno a následně přinýtováno nové ztužení z U profilů. Na nové horní pásnice podélníků byly přivařeny plechy pro připojení přímo uložených mostnic vodorovným šroubem.

Ocelová konstrukce byla důkladně očištěna tryskáním, následovně byla provedena aplikace ochranného nátěrového systému DERISOL v celkové tloušťce 280 μm v odstínu DB601.

Práce na opravě mostu probíhaly v nepřetržité výluce. Po opravě bylo odstraněno trvalé omezení rychlosti.

Závěr

Význam regionální trati Mariánské Lázně – Karlovy Vary v poslední době naštěstí opět stoupá. Je to především díky oběma lázeňským městům, ale také dalším turistickým lokalitám jako je Bečov nad Teplou nebo klášter premonstrátů Teplá. Na trati je provozována i poměrně četná nákladní doprava.

Průchodnost trati je kromě mostů ovlivněna také mnoha tunely. Proto je při opravách a rekonstrukcích mostních objektů požadováno cílového stavu na **MPP 2,2R**. Vzhledem k členitosti terénu a směrovým poměrům trati je dalším požadavkem výhledová traťová rychlost **60 km/hod a traťová třída C3**. Pro rekonstrukce mostních objektů cestou zesílení OK a obnovy její protikorozní ochrany hovoří kromě uvedených vstupních požadavků také historická hodnota více jak stoletých nýtovaných ocelových konstrukcí.

Zpět do obsahu

Výroba a montáž mostu Salzachbrücke v Salzburku

Ing. Karel Kovář, MCE Slaný, s.r.o.

Součástí modernizace úseku trati Taxham – Salzburg rakouských spolkových drah je nahrazení stávajícího dvoukolejného pětipolového železničního mostu přes řeku Salzach z roku 1903 novým moderním trojkolejným ocelobetonovým spřaženým mostem s horní betonovou mostovkou o třech polích.

Obr. 1 Vizualizace celkového pohledu

Rakouské spolkové dráhy prostřednictvím inženýrské firmy ÖBB Infrastruktur Bau zadaly výstavbu nového mostu stavební firmě Alpine Mayreder, jejímž podzhotovitelem ocelových mostních konstrukcí je MCE Stahl- & Maschinenbau GmbH & Co, která svěřila kompletní výrobu a montáž těchto ocelových konstrukcí své dceřiné firmě MCE Slaný.

Nová konstrukce přemostění sestává ze tří samostatných souběžně umístěných mostních trámů vždy pro jednu kolej a ocelové konstrukce lávky pro pěší. Celková délka mostu činí 158,88 m, celková šířka je 21,90 m. Ze statického hlediska jde o spojitý nosník o 3 polích o rozpětí 50,63 + 56,00 + 50,63 m. Trasa železnice v místě přemostění je vedena v přímé. Příčný řez železničního mostu tvoří tři ocelové komorové nosníky s proměnnou výškou 1 544 - 3 230 mm spřažené s betonovou mostovkou tl. 254 - 455 mm. Výška nosníků se mění po polygonu . Stěny nosníků mají konstantní sklon 70°, proměnná je šířka dolní pásnice v rozsahu od 1 960 – 2820 mm. Spřažení betonové a ocelové části průřezu zajišťují spřahovací trny Ø 22 mm, délky 150 mm v celkovém počtu 24 600 kusů.

Obr. 2 Atypický lichoběžníkový profil

Zajímavým architektonickým a současně i konstrukčním řešením je zaoblení dolní části stěn komorového průřezu v místě jejich napojení k dolní pásnici. Tento detail změnil běžný lichoběžníkový tvar komorového nosníku na lichoběžník se zaoblením u vrcholů. Inspirací pro uvedené řešení byla stávající lávka pro pěší přes řeku Salzach „ Markatsteg “, na níž je podobné konstrukční řešení.

Konstrukce nosníků je nad vnitřními podpěrami významně zesílena. Kromě použití větších tlouštěk plechů a lamel u dolní pásnice ze 60 na 120 mm, u stěn 25 mm a u horní pásnice ze 40 mm na 120 mm je v těchto místech konstrukce vyztužena mohutnými dvojitými příčníky. Dalším konstrukčním detailem pro optimalizaci průběhu vnitřních sil v uvedené, vysoce exponované oblasti, je použití tzv. nadpodporových prahů. Ty umožní lepší konstrukční propojení mostního ložiska s nosníkem. Horní hrana prahu kopíruje tvar dolní pásnice včetně zaoblení stěn a dolní plochou je spojen s horní ložiskovou deskou. Každý nosník je na podpěrách uložen na dvou hrncových ložiscích.

Stabilita stěn je zajištěna jednak trapézovými podélnými výztuhami ohýbanými z plechu tloušťky 6 mm, jednak příčnými „ T “ výztuhami z plechů tl. 15 – 50 mm. Dolní pásnice je rovněž vyztužena příčníky, které současně vzájemně propojují výztuhy stěn a zvyšují tak příčnou tuhost celého nosníku. Další podélné výztuhy dolní pásnice jsou navrženy na obou okrajích dolní pásnice v místě připojení zaoblených stěn.

Veškeré použité plechy jsou jakosti S355 J2G3 a S355 NL, výrobci Voest – Alpine Grobblech Linz a Vítkovice Steel a.s.

Každý nosník je po délce rozdělen na 8 dílců v délkách 15 500 – 23 100 mm, jejich hmotnost je od 47 do 110 tun. Z důvodu velké hmotnosti jsou v příčném řezu dělené na polovinu pouze nadpodporové dílce. Zkušební sestavení ve výrobním závodě probíhá vždy po 2 – 3 dílcích v podélném směru, tzn. jak v podélném, tak příčném (nadpodporové dílce) směru. Celková hmotnost ocelových konstrukcí činí 1750 tun.

Obr. 3 Zkušební sestava ve výrobním závodě

Součástí dodávky je i protikorozní ochrana ve výrobním závodě v rozsahu 11 500 m². Třívrstvým nátěrem o celkové tloušťce 230 µm (70+80 µm na bázi EP a 80 µm na bázi PU) jsou ošetřeny jak vnitřní, tak vnější plochy s výjimkou vnějších ploch dolní a horní pásnice. Ty jsou ošetřeny čtyřvrstvým nátěrem o celkové tloušťce 310 µm (70+80+80 µm na bázi EP a 80 µm na bázi PU). Krycí vrstva 80 µm na bázi PU bude nanášena na stavbě. Poměrně neobvyklý dvouvrstvý nátěrový systém na bázi EP je navržen na plochy ve styku s betonem. Na otryskaný povrch horní plochy horní pásnice a spřahovacích trnů je nanesena základní vrstva v tloušťce 70 µm, druhá vrstva v tloušťce 500 µm včetně posypu křemičitým pískem se nanáší pouze na horní pásnici. Nátěrové hmoty dodala firma Avenarius Agro.

Výroba ocelové konstrukce prvního nosníku proběhla od 06/ 2006 do 12/ 2006, výroba druhého a třetího nosníku je naplánována od 02/ 2007 do 08/ 2007. Dodávky na stavbu a osazení všech dílců do projektované polohy pomocí mobilního 500 tunového jeřábu probíhá z obou břehů resp. umělých násypů v korytě řeky Salzach ve dvou termínech. Po osazení prvních čtyř délkových sekcí nosníku se násyp u jednoho břehu odstraní a zřídí se nový násyp u protilehlého břehu, odkud se osadí zbývající čtyři sekce. Z důvodu zachování provozu na obou kolejích se uvedený postup musí ještě jednou zopakovat. Po zprovoznění nové trati na vybudované mostní konstrukci se provede demontáž části stávajícího přemostění a postup výstavby ze zopakuje, tentokrát současně pro oba dva nosníky. Provede se demontáž zbývající části stávajícího přemostění, příčný zásun obou nosníků do definitivní polohy a postupné zprovoznění obou tratí. MCE Slaný dodává pro tuto stavbu rovněž pomocné montážní konstrukce a přípravky o celkové hmotnosti 120 tun. Dokončení montáže se předpokládá do 12/ 2007.

Obr. 4 Osazení prvních tří dílců (listopad 2006)

Zpět do obsahu

Projekt rychlodráhy na magnetickém polštáři Mnichov hl. n.- letiště a vývoj nových nosníků

Dr.-Ing. Richard Buba, SSF Mnichov

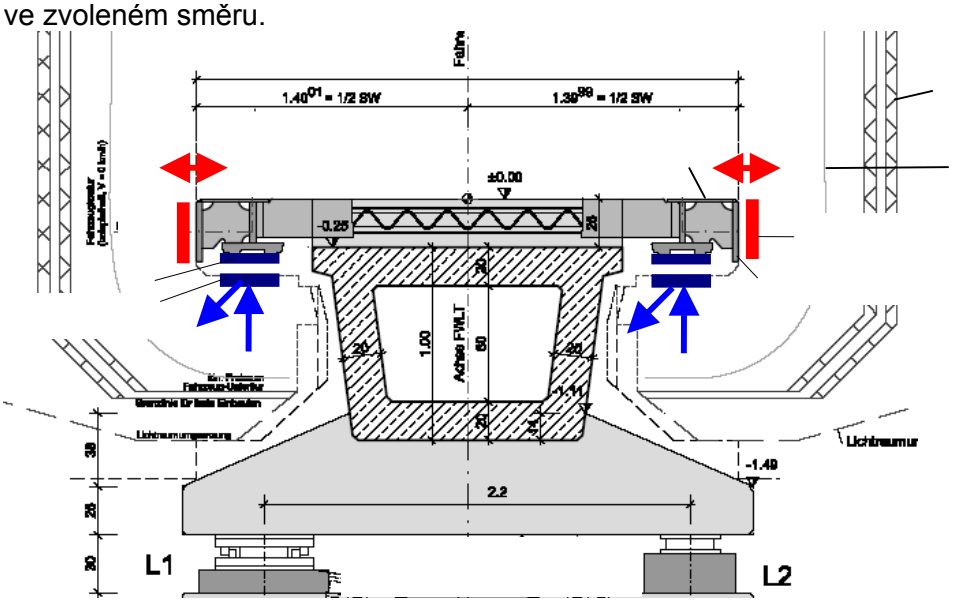
V současné době probíhá projekt rychlodráhy na magnetickém polštáři (Transrapid) mezi mnichovským hlavním nádražím a letištěm. Plánovaná dráha je dlouhá 38 km a bude po Šanghaji druhou komerčně provozovanou trasou na světě. Jednou z největších překážek většího rozšíření Transrapidu je poměrně vysoká cena jízdní dráhy, která je mimo jiné způsobená extrémně vysokými požadavky na její přesnost. Z tohoto důvodu vyvíjí několik firem nové druhy nosníků s cílem snížení ceny a aplikace vlastního řešení na komerčních trasách.

Úvod

Idea vozidla pohybujícího se na magnetickém polštáři sahá do roku 1934, kdy německý inženýr Hermann Kemper toto řešení patentoval. Skutečný vývoj této technologie nastal až počátkem 70. let 20. století. V letech 1980-1987 byl postupně postaven zkušební okruh o délce 31,5 km u městečka Lathen, na kterém se testují jak nové typy vozidel a nosníků. Na počátku 90. let 20. století zařadila německá vláda mezi výhledové projekty 292 km dlouhou trať mezi Berlínem a Hamburgem. Při změně vlády v roce 2000 byl však projekt zrušen. Téhož roku bylo rozhodnuto o stavbě Transrapidu v Šanghaji, kde rychlovlak spojuje letiště s městem. V roce 2003 byl zahájen komerční provoz této 30 km dlouhé trati. V současné době se připravuje její prodloužení o 200 km do města Chang-čou. V Mnichově se nyní plánuje trasa mezi hlavním nádražím a letištěm, konečné rozhodnutí o její realizaci však ještě nepadlo.

Princip pohonu a požadavky na jízdní dráhu

Princip pohonu Transrapidu je znázorněn na obr.1. Vozidlo obepíná konzolovité rozšíření horní části nosníku, na jejíž spodní straně je umístěno trojfázové vinutí tvořící stator elektromagnetického pohonu. Na podvozku vozidla se v úrovni statoru nachází magnety fungující jako rotor. Vpuštěním trojfázového proudu do vinutí jsou tyty magnety jednak přitahovány elektromagnetickou silou, takže se vozidlo nadzvedne, jednak taženy ve směru vln elektromagnetického pole, čímž se vozidlo pohybuje ve zvoleném směru.



Obr. 1 Příčný řez nosníku jízdní dráhy a umístění magnetů

K zajištění polohy vozidla ve vodorovném směru slouží boční vodící plechy umístěné po stranách konzolovitého rozšíření nosníku a protilehlé boční vodící magnety na podvozku. Mezi magnety a plechem se vytváří magnetické pole a magnety jsou k plechu přitahovány. Velikost těchto sil na obou stranách nosníku je regulována tak, aby nedošlo ke kontaktu mezi magnetem a plechem. Vlak se pohybuje po nosníku bezkontaktně, takže se vlastně vznáší. V případě výpadku proudu či poruchy vozidlo dosedne nouzovými lyžinami na kluznou plochu na horní straně nosníku.

Vzdálenost mezi magnety a plechy respektive vinutím je 20 až 30 mm a musí být velmi přesně dodržena. Především vzdálenost vodících plechů navzájem (rozchod) a vzdálenost mezi kluznou plochou a vinutím musí být provedeno s přesností desetin milimetru. Uvážíme-li, že niveleta komerčních tras většinou není přímá nýbrž zakřivená jak ve vodorovném tak ve svislém směru, představuje zachování těchto tolerancí značný technický a technologický problém a vede k prodražení nosníků jízdní dráhy.

Kromě výrobních tolerancí jsou i dovolené průhyby velmi malé. Například:

Od tíhy vozidla (28 kN/m): $w_z / L \leq 1/4800$

Od svislého teplotního rozdílu (17 °C) $w_z / L \leq 1/8000$

Od vodorovného teplotního rozdílu (10 °C) $w_y / L \leq 1/5800$

Od dotvarování a smršťování (t=∞): $w_z \leq \pm 1{,}0\ mm$

Dosavadní nosníky (ať už betonové nebo ocelové) se vyznačovaly tím, že byly vyrobeny kompletně v prefě respektive mostárně, převezeny na staveniště a uloženy na kalotová rektifikovatelná ložiska. Případné nepřesnosti nad mez tolerancí se řešily obroušením plechů a obnovením protikorozní ochrany. Všechna tato řešení mají pro komerční trasu s různorodou niveletou následující nevýhody:

- Každý nosník má jinou geometrii a je tudíž originál. To komplikuje prefabrikaci a vícenásobné opakování technologických postupů, použití stejného bednění atd.
- Vzhledem k velmi malým dovolený deformacím od dotvarování a smršťování musí být při výrobě betonových prefabrikátů velmi striktně zachovány konstantní receptury, stálá teplota a vlhkost vzduchu a časové harmonogramy pro předpínání, odbednění a montáž. V Šanghaji musely být pro zajištění těchto podmínek výrobní haly klimatizovány. I striktní, neflexibilní časový harmonogram je pro komerční liniovou stavbu nevýhodný.

Vývoj nových druhů nosníků

Vzhledem k vysoké ceně všech dosavadních nosníků vypsalo německé spolkové ministerstvo dopravy v roce 2002 veřejnou soutěž na vývoj nových, cenově efektivnějších nosníků, přičemž úspora musela dosáhnout aspoň 20%. Soutěž byla rozdělena do dvou skupin – pro nosníky nadzemní uložené na sloupech a nosníky uložené celoplošně na zemině. V každé skupině bylo 5-6 uchazečů. Soutěž probíhala v 6 fázích. Ve fázi 1a byla představena hlavní idea nového řešení, ve fázi 1b bylo toto řešení podrobnější rozpracováno se zohledněním připomínek odborné poroty. Na konci této fáze byl vybrán vítěz každé skupiny, který získal zakázku na prováděcí projekt (fáze 2) a po jeho úspěšném zpracování na stavbu dvou prototypů na testovací trase (fáze 3), vyhodnocení rozsáhlých měření během testovacích jízd a certifikaci (fáze 4). Inženýrská kancelář SSF vytvořila společně s třemi stavebními firmami (Fa. Wiebe, Wittfeld a Ludwig Freitag) tzv. „sdružení středně velkých firem“ BgmU (Bietergemeinschaft mittelständischer Unternehmen). Toto sdružení se stalo vítězem 1. skupiny.

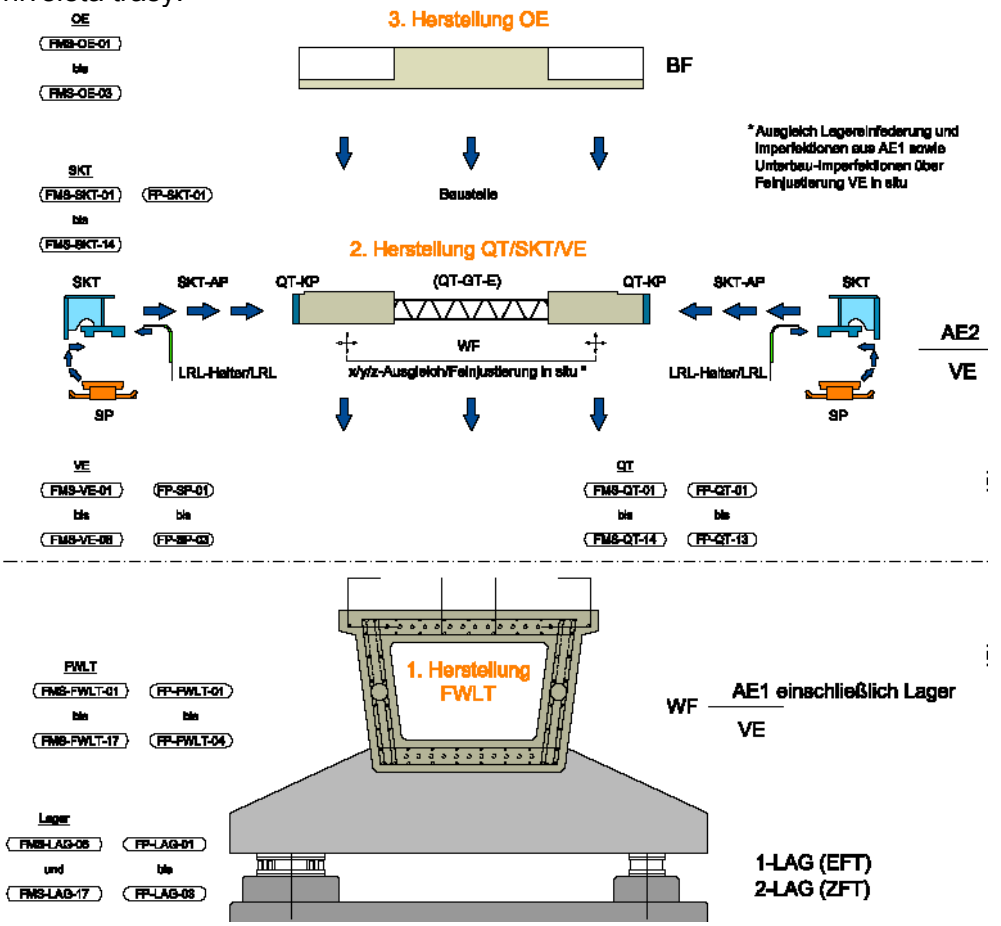
Nové druhy nosníků musí vyhovovat následujícím trasovým parametrům:

Poloměr oblouku: $350\ m \leq R_H \leq \infty$

Příčné naklonění nosníku: $\alpha \leq 12°$

Maximální rychlost: v = 520 km/h

Navržené řešení se vyznačuje tím, že využívá principu stavebnice (obr. 2), přičemž každý díl má jiné požadavky na přesnost, ale jeho geometrie zůstává stále stejná, takže je možná jejich sériová výroba. Rozlišují se dvě třídy přesnosti AE1 (běžná přesnost) a AE2 (vysoká přesnost). Vhodným sestavením dílů se docílí libovolná niveleta trasy.



Obr. 2 Princip a postup montáže nosníku jízdní dráhy

Primární nosnou konstrukci v podélném směru tvoří prefabrikovaný komůrkový nosník (FWLT), který má běžné požadavky přesnost (AE1), takže ho dokáže vyrobit prakticky kterýkoli kompetentní výrobce prefabrikátů.

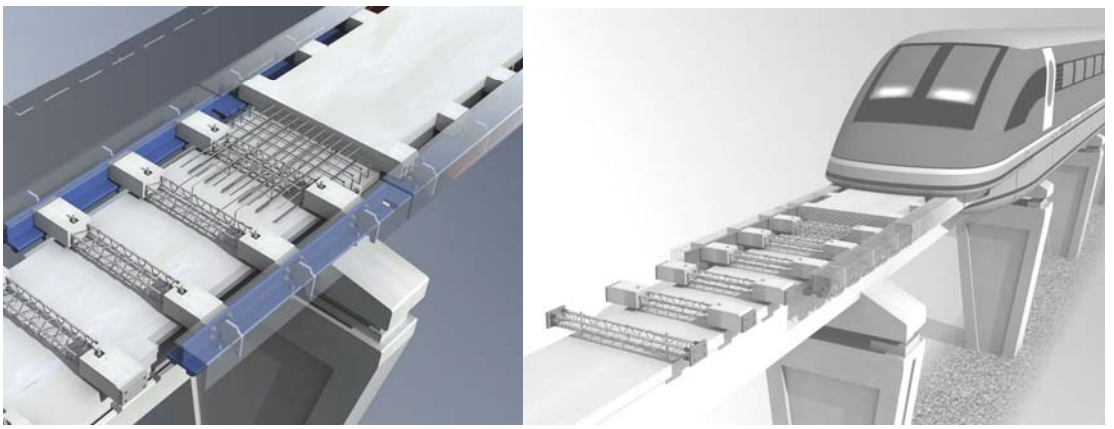
Na tento podélný nosník se na staveništi osadí 3-metrové segmenty, které jsou tvořeny dvěma ocelovými svařovanými nosníky (SKT) spojenými 3 pražci (QT). Plechy nosníků SKT vytváří boční vodící plech, kluznou plochu pro lyžiny a plochu pro montáž vinutí. Tyto tři roviny musí vykazovat maximální přesnost ±0,1 mm (AE2), což však pro výrobce ocelových konstrukcí není velký problém.

Pražce zajišťují exaktní rozchod bočních vodících plechů, který činí 2800 mm. QT je tvořen 4 betonářskými pruty ztuženými příhradovinou s betonovými hlavami na koncích. Spojení pražce a SKT je realizováno vysokopevnostními šrouby 10.9.

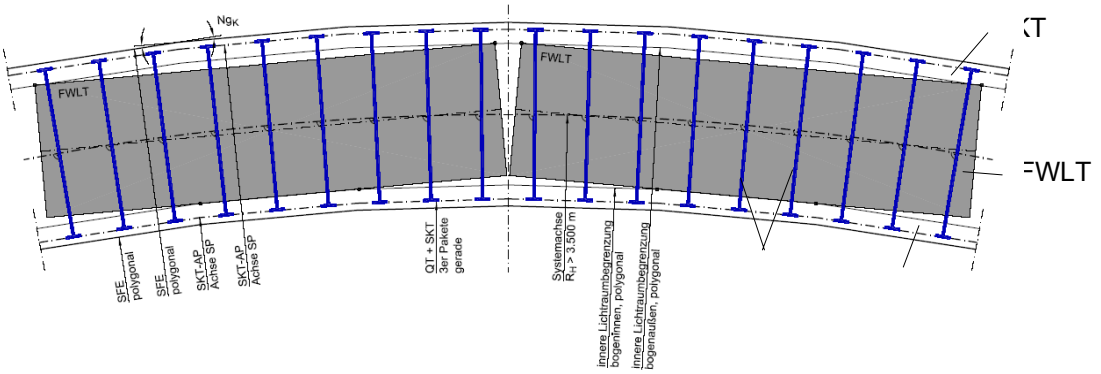
Po osazení segmentů se provede vyztužení monolitické desky, jemná rektifikace pražců a betonáž desky (OE), čímž se celá konstrukce zmonolitní v požadované

geometrii. Postup je znázorněn na obr. 3. Díky třímetrovým segmentům a jejich rektifikaci ve všech třech směrech je možno polygonálně vyskládat prakticky každou požadovanou niveletu ze stejných dílů (obr. 4).

Místo kalotových ložisek jsou použita levnější elastomerová ložiska, což je umožněno popsaným způsobem rektifikace. Stlačení elastomeru nastane z velké části před rektifikací a dá se tudíž vyrovnat. Totéž platí o deformacích způsobených dotvarováním a smršťováním. Ty probíhají hlavně v prvních týdnech po betonáži a předpětí masivního podélného nosníku (FWLT) a jsou vyrovnány rektifikací. Po dobetonávce monolitické desky jsou deformace na hotovém nosníku malé. Tím je dána mnohem větší časová flexibilita výroby prefabrikovaného nosníku. Během montáže může být stáří prefabrikátu 1 - 4 měsíce. Ve výrobně není třeba žádných zvláštních opatření.



Obr. 3 Vizualizace nosníku



Obr. 4 Vytvoření oblouku polygonálním vyskládáním podélných nosníků (FWLT) a třímetrových segmentů z QT a SKT

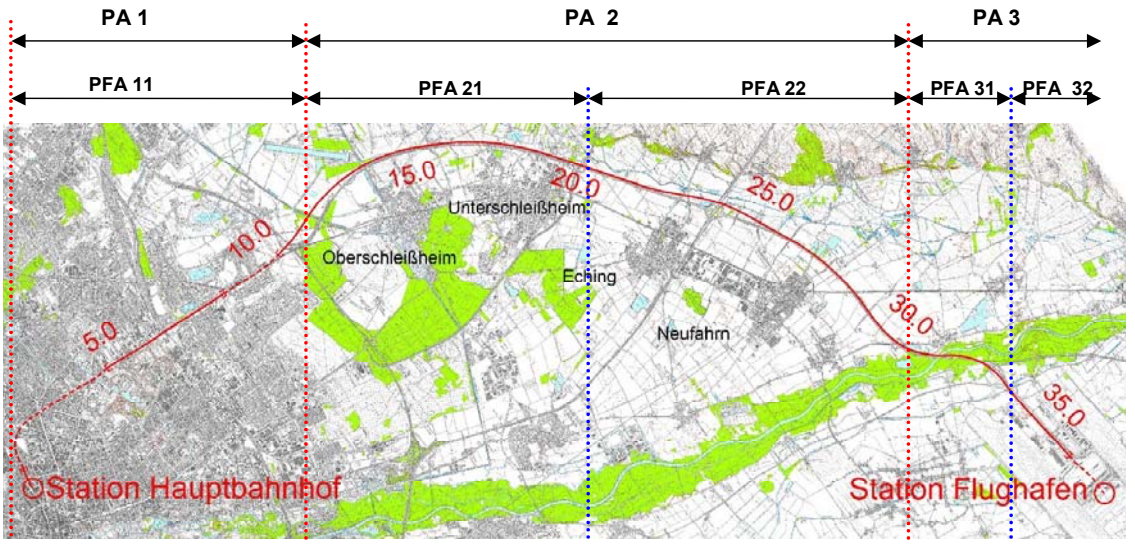
Nosník je koncipován jako dvoupolový s rozpětími 2x 12,4 m nebo jako jednopolový s rozpětím 12,4 m výškou 1,25 m. Oblouky o poloměru $R_H \geq 3000$ m je možno polygonálně vyskládat z dvoupolových nosníků, pro menší poloměry je nutno užít jednopolového nosníku. Z důvodů omezení průhybů a docílení větší štíhlosti preferujeme nosník dvoupolový. Nosník je možno provézt i jako dvoupolový 2x 24,8 m s výškou 1,5 m sepnutím dvou prefabrikátů FWLT na stavbě. To by se uplatnilo pro mnichovskou trasu, kde je část trasy plánována s rozpětím 24,8 m (viz dále).

Na zkušební trati v Lathen byly ve 3. fázi projektu postaveny dva prototypy, jeden v přímém úseku, druhý v oblouku o poloměru R_H=1000 m a ve sklonu 12°. V současné době probíhá 4. fáze projektu – testování na zkušební trase a certifikace. Zkušební provoz však musel být po tragické nehodě 22.9.2006 přerušen a bude obnoven na jaře roku 2007. Během montáže a čtyřměsíčního provozu se však ukázalo, že nový systém

funguje dle předpokladů a nevykazuje žádné větší problémy. Požadované snížení ceny bylo díky popsaným výhodám dosaženo.

Projekt rychlodráhy Mnichov hl. n. - letiště

Stávající dopravní napojení mnichovského letiště je s ohledem na předpokládaný nárůst počtu cestujících dlouhodobě nedostačující. Proto je plánována výstavba rychlodráhy na magnetickém polštáři mezi hlavním nádražím a letištěm. Trasa bude dlouhá 37,5 km (obr. 5) a vlak ji urazí za 10 minut. Trať je dvouproudá a vlaky budou jezdit v intervalech po 10 minutách, takže doba cesty včetně čekání bude snadno kalkulovatelná. Na nádraží bude možno provést check-in. Dopravu bude zajišťovat 5 vlaků, každý po 3 sekcích. Maximální plánovaná rychlost je 350 km/h. Na trati budou 2 podzemní stanice. Většina trasy (22,5 km) bude tvořena jízdní dráhou na úrovni terénu a povede podél dálnice A92 resp. stávající železniční trati, aby se minimalizovaly zásahy do krajiny. Celkem 8,7 km povede ve třech tunelech, dvou v intraviánu Mnichova a jednom v oblasti letiště. Asi 8 km trasy bude vedeno na pilířích.



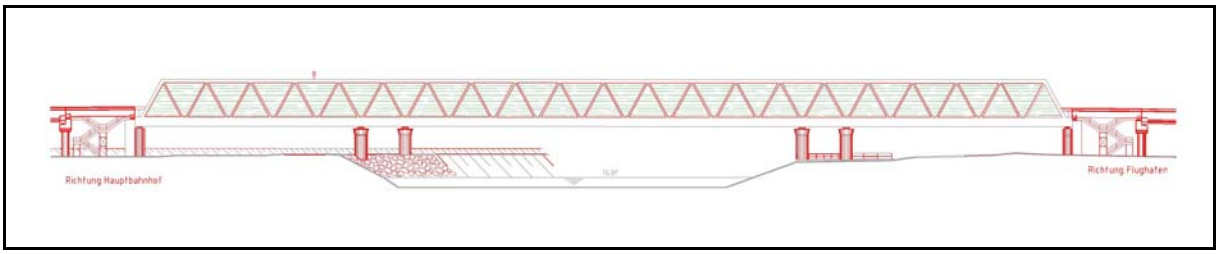
Obr. 5 Plánovaná trasa Mnichov hl. n. - letiště

Trasa je rozdělena na tři úseky, přičemž každý je projektován jinou projekční kanceláří, resp. sdružením. Společnost SSF je generálním projektantem třetího úseku v oblasti letiště, který je dlouhý asi 8 km.

Ačkoliv je tento úsek poměrně krátký, je zajímavý svou různorodostí. Trasa v něm prochází chráněnou krajinnou oblastí lužních lesů řeky Isáry, která je ekologicky velmi sensitivní. V tomto úseku je trasa na vedena na pilířích ve výšce $h \geq 3{,}25$ m, jejichž vzdálenost je 24,8 m. To je dvojnásobek běžného rozpětí v úsecích vedoucích na úrovni terénu (L=12,4 m) nebo těsně nad ní. Konkrétní typ nosníku ani jeho statický systém (prostý, dvoupolový) není určen a vzejde z ekonomické soutěže.

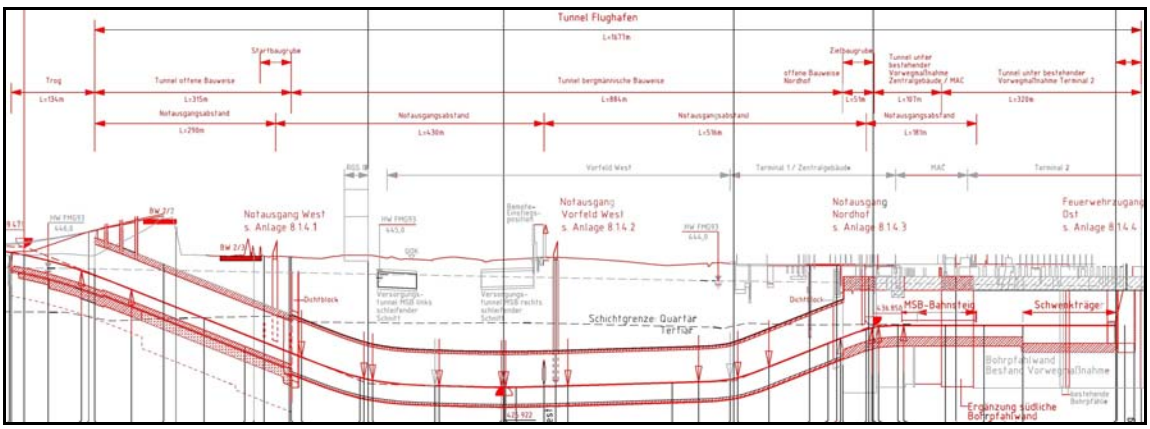
V tomto úseku se nacházejí také dva primární mosty, které jsou prozatím jedinými dlouhými mosty na tratích Transrapidu. Most přes řeku Isáru je třípolová spřažená příhradová konstrukce s rozpětími 43,4 m – 78,6 m – 43,4 m (obr. 6).

Estakáda nad dálnicí A92 je řešena jako pětipolový předpjatý most o celkové délce 185,8 m. Jedná se o jednoproudový most vedoucí k depu.



Obr. 6 Most přes řeku Isáru

Před letištěm vchází trať do tunelu (obr. 7). Před tunelem je 450 m dlouhá vana, která přechází do uzavřeného železobetonového rámu zhotoveného otevřeným způsobem. Pak následuje 880 m dlouhý tunel hloubený hornickým způsobem. Z důvodu protipožární ochrany jsou plánovány dvě jednoproudové tunelové roury propojené spojovacími štolami s jedním nouzovým východem. Vzhledem k malé hloubce tunelu před stanicí, nehomogenním a propustným zeminám, vysoké hladině podzemní vody a letištním budovám citlivým na sedání přichází v úvahu pouze technologie hydroštítu (Hydroschild). Ražení tunelu bude probíhat pouze z jedné startovací jámy (Startbaugrube) před letištěm.



Obr. 7 Tunel a stanice na letišti

Stanice letiště bude dlouhá 430 m a její hloubka je předurčena betonovou deskou, která byla při stavbě letiště přichystána pro případnou budoucí železniční stanici. Tato deska tvoří strop stanice. Tunel pod deskou bude proveden při použití stlačeného vzduchu (Deckelbauweise unter Druckluft).

Konečné rozhodnutí o realizaci projektu by mělo padnout v následujících měsících. Hlavní překážkou je financování, které ještě není v plném rozsahu zajištěno. Cena stavební části investice je asi 1,85 miliardy €.

Zpět do obsahu

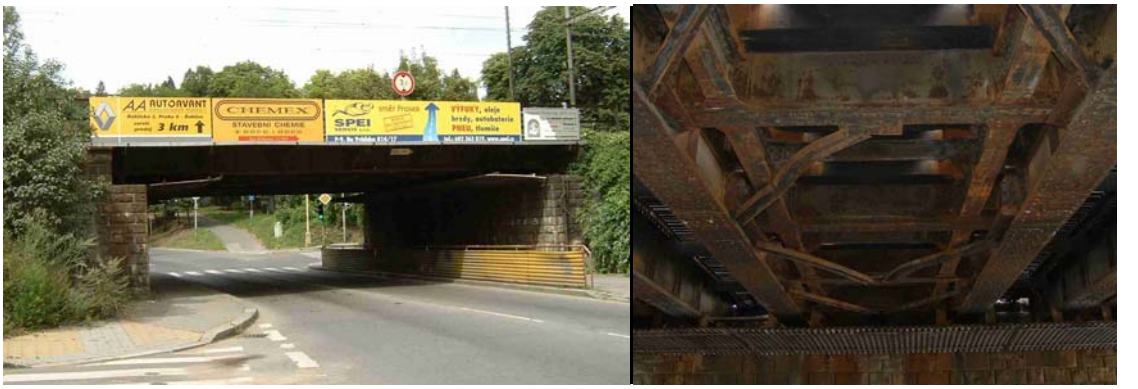
Rekonstrukce mostu v km 6,930 tr. Praha hl. n. – Turnov

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

V létě r. 2006 proběhla rekonstrukce železničního mostu v km 6,930 trati Praha hlavní nádraží – Turnov. Most o jednom otvoru převádí 3 koleje přes ulici Jandova ve staničním úseku trati – žst. Praha Vysočany. Původní ocelové konstrukce s prvkovými mostovkami byly nahrazeny novými železobetonovými deskami s tuhou výztuží ze svařovaných zabetonovaných nosníků.

Stav mostu před rekonstrukcí

Most byl postaven v r. 1891 a v r. 1936 přestaven. Kovová konstrukce byla tvořena nýtovanými hlavními nosníky, příčníky, podélníky a ztužením hlavních nosníků a podélníků. Veškeré ocelové prvky včetně ložisek a nýtů byly silně orezlé. U všech tří konstrukcí bylo spodní ztužení deformované v místech nad komunikací, mnohé prvky byly utržené resp. zcela chyběly. Zásadní problém mostu byl ten, že relativně lehká ocelová konstrukce neměla dostatečnou podjezdnou výšku, a proto často docházelo k nabourání do OK a jejímu příčnému posunutí. S tím pak souvisely deformace a poruchy prvků ztužení dolního pasu OK. Obě opěry jsou provedeny z kamene s pravidelným řádkováním. Kolmá křídla jsou ze stejného materiálu. Úložné kvádry byly žulové.



Obr. 1 Původní konstrukce, dolní ztužení OK

Návrh rekonstrukce

Navržena byla robustní nosná konstrukce pod každou kolejí s průběžným kolejovým ložem - železobetonové desky s tuhou výztuží se zabetonovanými ocelovými svařovanými nosníky s proměnou výškou. Nad opěrami je deska ukončena železobetonovými příčníky.

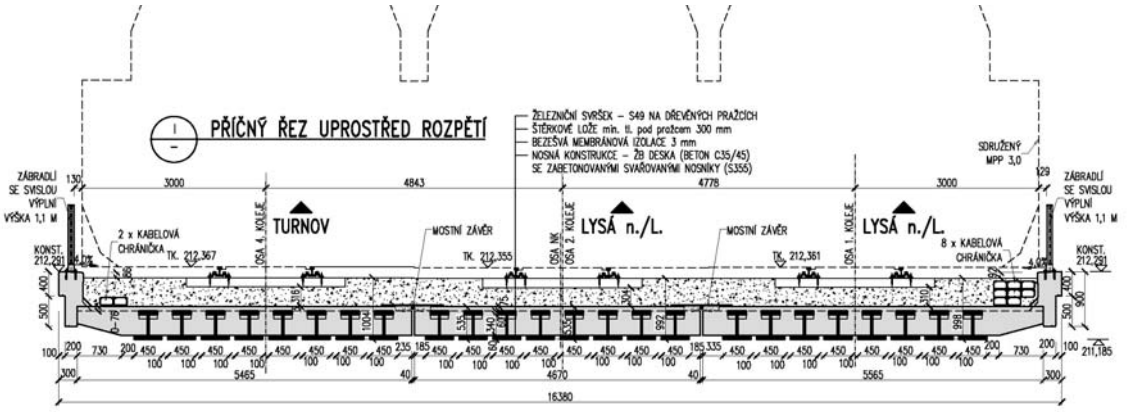
statická soustava:	prostý nosník o 1 poli
délka přemostění	11,95 m
rozpětí:	13,60 m
stavební výška	0,952 - 1,035 m
šikmost mostu:	87°39´48´´
šířka mostu:	16,38 m
volná šířka na mostě	15,88 m
volná výška nad komunikací:	nezměněná oproti původnímu stavu – 3485 mm
výška průjezdného profilu pod NK:	3,3 m + rezerva min 0,150 m
max. změna výšky TK oproti původnímu stavu:	+ 328 mm
návrhové zatížení:	zatěžovací schéma vlaku ČD Z

Prostorové uspořádání na mostě

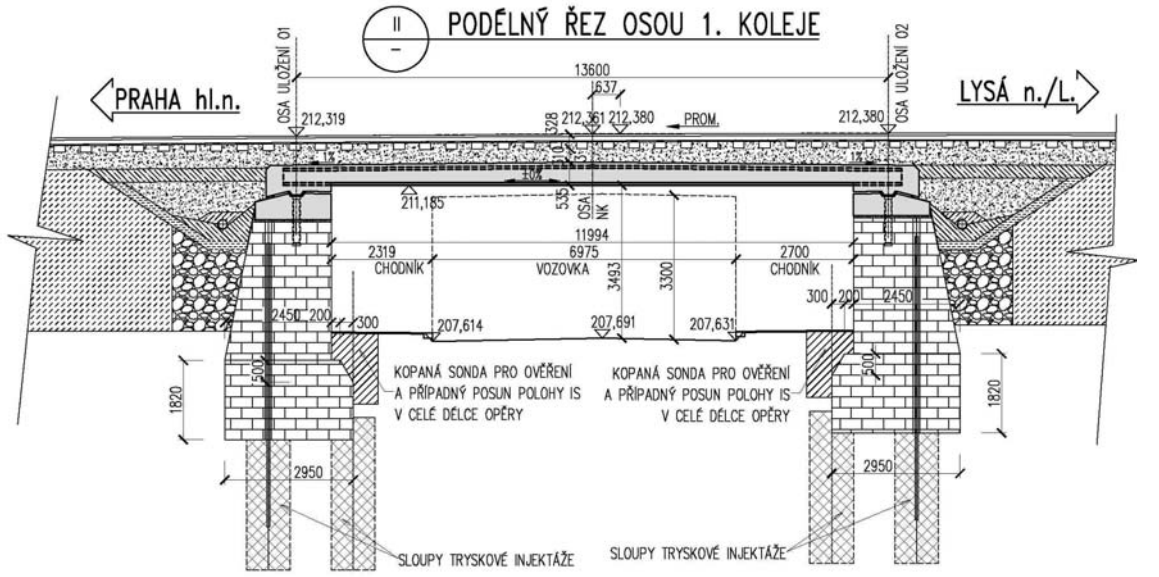
Most se nachází ve staničním obvodu v přímé. Na mostě je sdružený MPP 3,0. Minimální tloušťka kolejového lože na mostě byla, po dohodě se zástupci SŽDC, stanovena 450 mm, rezerva 0 mm. Při použití dřevěných pražců zbývá pod nimi min. 300 mm štěrku. Jelikož se před mostem i za ním vyskytují výhybky, nepředpokládá se strojové čištění kolejového lože.

Uspořádání pod mostem

Most překračuje ulici Jandovu ve Vysočanech (2 jízdní pruhy a oboustranné veřejné chodníky). Rekonstrukcí nebyla změněna prostorová úprava této komunikace ani její niveleta. Chodníky byly po zásahu do jejich konstrukce uvedeny zpět do původního stavu.



Obr. 2 Příčný řez uprostřed rozpětí konstrukce



Obr. 3 Podélný řez konstrukcí v 1. koleji

Nosná konstrukce

Most se skládá ze 3 deskových nosných konstrukcí ze zabetonovaných nosníků. Každou z konstrukcí mostu tvoří 8 ocelových svařovaných nosníků s proměnou výškou 389 - 460 mm. Nosná deska je oboustranně konzolovitě vyložena o 0,550 m za osy uložení. Monolitické římsy jsou pouze po vnější straně na krajních konstrukcích, tvoří bok kolejového lože a jsou ve třetinách dilatačně rozděleny svislými spárami. Mezi

jednotlivými konstrukcemi jsou podélné spáry těsněné mostními závěry: pryžovými Ω-profily. NK má střechovitý podélný sklon 1,0 % směrem od středu konstrukce k oběma opěrám. NK jsou opatřeny podporovými příčníky a jsou uloženy pomocí úložných ozubů na nové úložné prahy.
Beton NK: C35/45 – XF2
Ocel: 10505 (R), konstrukční S355J2+N

Ocelová konstrukce

Každou z konstrukcí mostu tvoří 8 ocelových svařovaných nosníků s proměnou výškou 389 mm na kraji až 460 mm uprostřed rozpětí. Stěny ocelových nosníků byly vyrobeny s nadvýšením ve tvaru paraboly, které má vzepětí 21 mm. Rozměry nosníků: dolní pásnice 450x60 mm, horní pásnice 300x60 mm, stěny 269 - 340 mm, tl. 25 mm. Do stěn každého nosníku byly vyvrtány otvory pro průchod měkké výztuže a pro distanční rozpěrky. PKO byla provedena pouze na dolních pásnicích ve složení žárově stříkaný kovový povlak tl. 100 μm, 2 x mezivrstva na epoxidové bázi a vrchní polyuretanová vrstva tl. 240 μm.

Obr. 4 Ocelové svařované nosníky na montážní plošině se závěsnými oky

Uložení NK

Nosné konstrukce byly uloženy prostřednictvím úložných ozubů do lože z plastmalty tl. 30 mm včetně elektroizolačních destiček. Po dobu tvrdnutí plastmalty byla NK zajištěna ve finální poloze pomocí lisů, pro které byly vytvořeny kapsy v úložných prazích.

Izolace a odvodnění nosné konstrukce

Mostovka byla izolována celoplošnou bezešvou hydroizolací Eliminator v min. tl. 3 mm. Odvodnění žlabu KL je provedeno pomocí střechovitého sklonu NK od jejího středu ke koncům. Vzhledem k malému povodí, je voda svedena za ruby opěr, dále je odvedena pomocí příčných drenáží za opěrami do vsakovacích jímek umístěných v prostoru svahových kuželů.

Zakládání

Stavebně-technický průzkum zdiva a podzákladí potvrdil složitější základové poměry v místech obou opěr. Základovou půdu tvoří hlinité písky (S4-SM) až písky s příměsí jemnozrnné zeminy.

Posouzením obou opěr na nové zatížení bylo zjištěno, že napětí pod plošnými základy mohutných opěr převyšují značně hodnotu výpočtové únosnosti. Podzákladí bylo posíleno tryskovou injektáží. Pod každou nosnou konstrukcí bylo na obou stranách provedeno vždy 5 sloupů tryskové injektáže (vždy 3 svislé v líci základu a 2 svislé u rubu opěry vrtané přes dřík), další sloup byl pak proveden na styku konstrukce opěry a křídla. Průměr sloupu TI je 100 cm. Sloupy blíže rubu opěr byly vyztuženy v délce 6,5 m výztužnou trubkou MP ϕ 70/12mm vloženou do čerstvě vytryskaného sloupu. V konstrukci chodníku podél základů opěr vede značné množství inženýrských sítí. Pro ověření jejich polohy byla před započetím TI vytvořena průběžná ručně kopaná rýha v celé délce současného základu opěr. Nalezené inženýrské sítě byly odsunuty dále od opěr a ochráněny, aby nedošlo k jejich poškození. Následně byly vytyčeny polohy sloupů TI, které byly definitivně určeny osazením PE chrániček do betonu před lícem opěry, přes které se provedlo vrtání. Vnitřní sloupy TI byly vytvořeny pod stávajícím mostem, vnější (rubové) byly vrtány po ubourání dříků opěr na požadovanou úroveň. Až poté se přikročilo k osazení prefabrikovaných úložných prahů a nové nosné konstrukce.

Obr. 5 Trysková injektáž rubu základu přes dřík opěry a kopaná rýha u líce opěry

Opěry

Na spodní stavbě byly ubourány části kamenného zdiva opěr do dané úrovně (stávající závěrná zídka, žulové úložné kvádry + 1 řada zdiva pod nimi). Tento povrch byl vyrovnán cementovou podkladní vrstvou (tl. 10-60 mm dle nerovností zdiva) pro uložení železobetonových prefabrikovaných úložných prahů. Na svá místa byly osazeny jeřábem (hmotnost prefabrikátu max. 13,7t). Na každé opěře se práh skládá ze 3 prefabrikátů spojených dobetonávkami š. 300 mm. Každý z prefabrikátů je s původním zdivem spřažen dvěmi ocelovými TR114x14-1000 zapuštěnými do otvorů a zalitých plastmaltou.

Původní kamenné zdivo křídel nad úrovní vozovky bylo zpevněno klasickou cementovou injektáží. Od zpevnění dříků opěr bylo po vyhodnocení vodních tlakových zkoušek upuštěno. Dále bylo provedeno otryskání a hloubkové přespárování líců opěr. Kolmá křídla, ubouraná do stejné úrovně jako úložné prahy, byla opětovně dozděna původním kamenem. Zvýšení nivelety a železniční pláně bylo bezprostředně za mostem vyřešeno osazením prefabrikátů opěrných zdí. Římsa na těchto prefabrikátech má tvar shodný s římsou NK.

Postup rekonstrukce

Práce prováděné za železničního provozu před výlukou

- Výroba nosníků v mostárně včetně nátěrů
- Trysková injektáž podzákladí prováděna z líců obou opěr
- Přeložky kabelů na mostě
- Zřízení pracovních ploch v prostoru žst. Vysočany
- Doprava nosníků na stavbu a jejich montáž, osazení výztuže a betonáž NK
- Výroba staveništních prefabrikátů úložných prahů
- Izolace žlabů KL

Práce v nepřetržité výluce kolej č. 4

- Snesení železničního svršku na mostě a předpolí v k. č. 4
- Snesení původní OK v k.č.4 pomocí kolejových jeřábů
- Pažení KL mezi kolejemi, odebrání zásypových vrstev opěr
- Odbourání částí úložných prahů a závěrných zdí
- Osazení prefabrikovaných úložných prahů
- Osazení pref. desky mostovky
- Vytvoření přechodových oblastí
- Zaštěrkování a zřízení nového žel. svršku, dokončení úprav žel. tělesa,
- podbití do požadované výšky
- Regulace trakčního vedení
- Zřízení ZKPP včetně směrového a výškového vyrovnání koleje
- Hlavní prohlídka

Dtto pro koleje č. 2 a č. 1

Obr. 6 Ukládání poslední ze 3 nosných konstrukcí, vpředu provizorní kabelový převěs

Trvání nepřetržité výluky v jedné koleji bylo v délce **9 dní (kol. č. 4), 7 dní (kol. č. 2) a 7 dní (kol. č. 1).** Vyjímání a vkládání nosných konstrukcí bylo provedeno během víkendu, kdy je ve městě slabý provoz, v prázdninových měsících, kdy i provoz městské hromadné dopravy je omezen. Osazení jednotlivých nosných konstrukcí se provedlo pomocí páru kolejových jeřábů EDK 750, přes kotevní prvky – BS kotvy, které byly v počtu 4 ks do každé NK zabetonovány v místě příčníků a po uložení na spodní stavbu odstraněny. Hmotnost prefabrikátů krajních byla 147,0 t, středního 124,8 t. Kolejové jeřáby EDK 750 pracovaly s těmito břemeny na samé hranici použitelnosti.

Závěr

Z jednoduše vypadajícího zadání vznikla komplikovaná stavba rekonstrukce s postupnou výměnou 3 nosných konstrukcí v místě zhlaví železniční stanice Vysočany.

Ačkoliv nosné konstrukce ze ZBN jsou na tratích ČD velmi časté, málokdy se však ocelové nosníky do těchto konstrukcí používají svařované. Většinou se pak jedná o konstrukce se stlačenou stavební výškou, kde ekonomická stránka optimálního návrhu NK již nehraje podstatnou roli. A to je i případ tohoto mostu. Při zdvihu nivelety tratě o cca 300 mm se povedlo zachovat podjezdnou výšku pod mostem bez zásahu do komunikace a ocelové mosty s prvkovou mostovkou nahradit konstrukcemi s průběžným kolejovým ložem.

Vše bylo provedeno ve velice krátkém časovém úseku za minimálního omezení dopravy jak na mostě, tak i pod mostem. Investor získal robusní avšak pohledově zdařilý objekt, který bude dobře sloužit po celou svou životnost s minimálními náklady na údržbu. Mimo jiné došlo i k zlepšení situace co se týče hluku při přejezdu železničních vozidel přes most v intravilánu Prahy.

Hlavními účastníky rekonstrukce mostu byli:

Investor:	SŽDC, s.o., Stavební správa Praha
Správce objektu:	České dráhy a.s., SDC Praha
Projekt stavby:	TOP CON servis, s.r.o.
Zhotovitel:	Metrostav a.s., divize 7

Obr. 7 Most po rekonstrukci

Zpět do obsahu

Železniční most přes Západní okruh v Plzni Křimicích

Ing. Martin Vlasák, SUDOP PRAHA a. s.

Ing. Petr Žákovec, SŽDC s. o., Stavební správa Plzeň

V listopadu 2006 byl uveden do provozu nový dvoukolejný železniční most na trati Plzeň - Stříbro, který se nachází na zhlaví ŽST Křimice. Most bude přemosťovat ve výhledu uvažovanou čtyřpruhovou komunikaci "Západní okruh".

Obr.1 Pohled na dokončený most

Celková koncepce mostu

Nová mostní konstrukce je navržena z důvodu plánované výstavby čtyřpruhové komunikace Západního okruhu v Plzni. Při dané dispozici křížení byla navržena konstrukce s dolní mostovkou společnou pro obě převáděné koleje.

Tvarově byl návrh mostu ovlivněn požadavkem investora na vytvoření "vstupní brány" do města Plzně.

Nosná konstrukce je trámová vyztužená obloukem (Langrův trám). V podélném směru je most navržen ve sklonu nivelety TK 6,817 ‰ a konstrukčně jsou prvky nosné konstrukce kolmé k niveletě.

Popis nosné konstrukce

Rozpětí výztužného nosníku je L = 16 x 3,0 m = 48,0 m. Osová vzdálenost nosníků 11,90 m je dána požadovaným mostním průjezdní průřezem MPP 3,0 R v koleji č. 1 a MPP 3,0 v koleji č. 2 při vzájemné vzdálenosti os kolejí 4,75 m.

Výztužný nosník je podpírán závěsy ve vzdálenosti 6,0 m a je navržen z otevřeného svařovaného symetrického I profilu. V podporové části v připojení oblouku je průřez nosníku zesílen na trojstěnný uzavřený. Výška nosníku je 2,2 m resp. 2,19 m ve střední části. Dolní a horní pásnice jsou symetrické z plechu P40x750 mm resp. P35x750 mm ve střední části. K horní pásnici nosníku je z vnitřní strany připojen

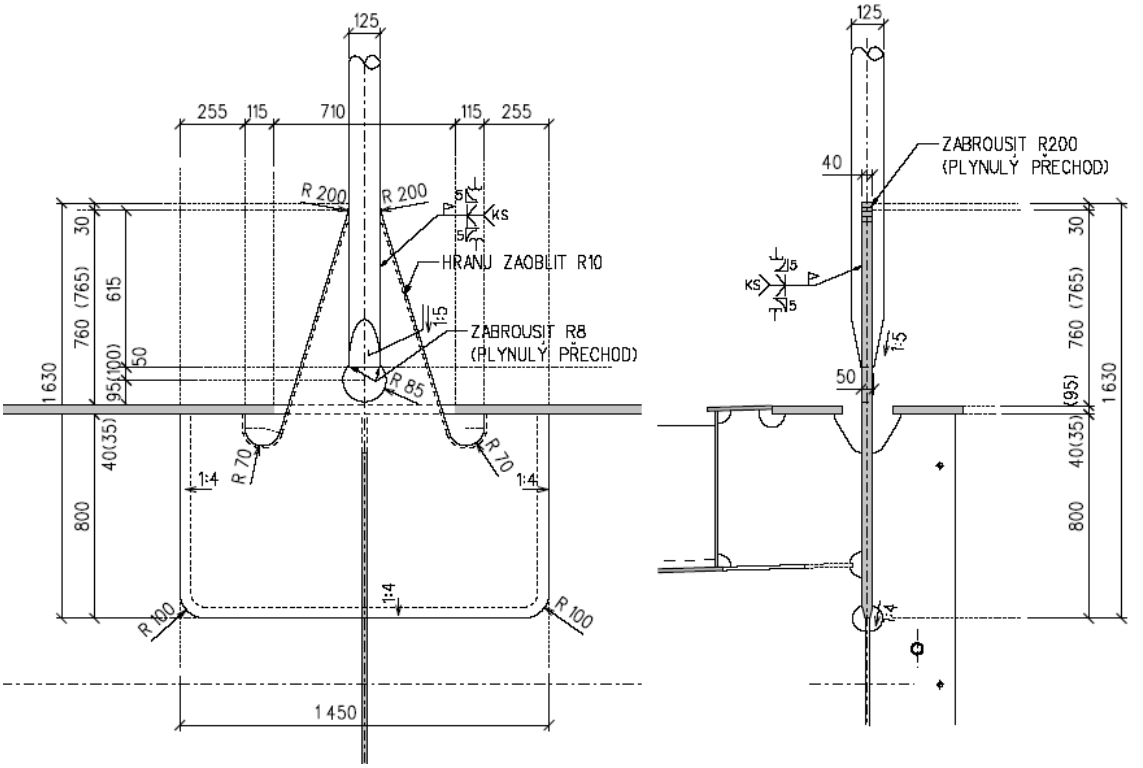
chodníkový plech P16. Stěna je konstantní výšky 2,12 m z plechu tl. 18 mm se zesílením v podporové oblasti v délce 2,5 m na 30 mm.

Podporová oblast uzavřeného profilu je vytvořena postupným zaklápěním částmi stěn s připojením obvodovými tupými svary. Na pohledových plochách paty oblouku jsou tupé svary zabroušeny do roviny.

Tvar oblouku je parabolický (2^o) se vzepětím 8,50 m tzn. 1/5,65L a excentricita připojení oblouku k nosníku je + 0,55 m. Oblouk je navržen z uzavřeného průřezu obdélníkového tvaru. Výška průřezu oblouku je 750 mm a šířka 750 mm. Horní pásnice P30x750 mm a dolní pásnice P30x660 mm jsou v konstantní vzdálenosti 640 mm. Stěny z profilu P30x720 mm jsou s přesahem 50 mm přes dolní pásnici. Průřez oblouku je vyztužen vnitřními diafragmaty a styčníkovými plechy závěsů. Dolní pásnice oblouku je v místech styčníkových plechů závěsu přerušena a k plechům připojena tupými K svary. Ztužení oblouku je rámové ze tří příčlí z uzavřeného obdélníkového průřezu. Na středovou příčli jsou umístěny úchyty pro připojení konzol trakčního vedení.

Závěsy jsou navrženy z plného tyčového profilu o ∅ 125 mm z oceli S 355 NL. Původně navrhované tyče z materiálu S420 NL nebyly použity z důvodu nemožnosti dodržení požadavku na kvalitu povrchu dle ČSN EN 10 163-3. Dle stanoviska hutí je u této oceli na tyčových profilech zvýšené riziko výskytu povrchových trhlinek.

Dílenský styk byl proveden pouze na tyčích délky 7,28 m ve středu rozpětí (max. dodací délka tyče byla 6,8 m). K oblouku a výztužnému nosníku jsou závěsy připojeny přes styčníkové plechy. Zakončení závěsů ve styčníkovém plechu je v kruhovém výřezu. Náběh styčníkového plechu na závěsu je navržen plynulý o poloměru r = 200 mm s omezením vrubů.



Obr.2 Podélný a příčný řez styčníkovým plechem závěsu

V místech připojení závěsu k výztužnému nosníku je navržen v horní pásnici eliptickým výřez 200x710 mm pro průchod styčníkového plechu, který je zapojen

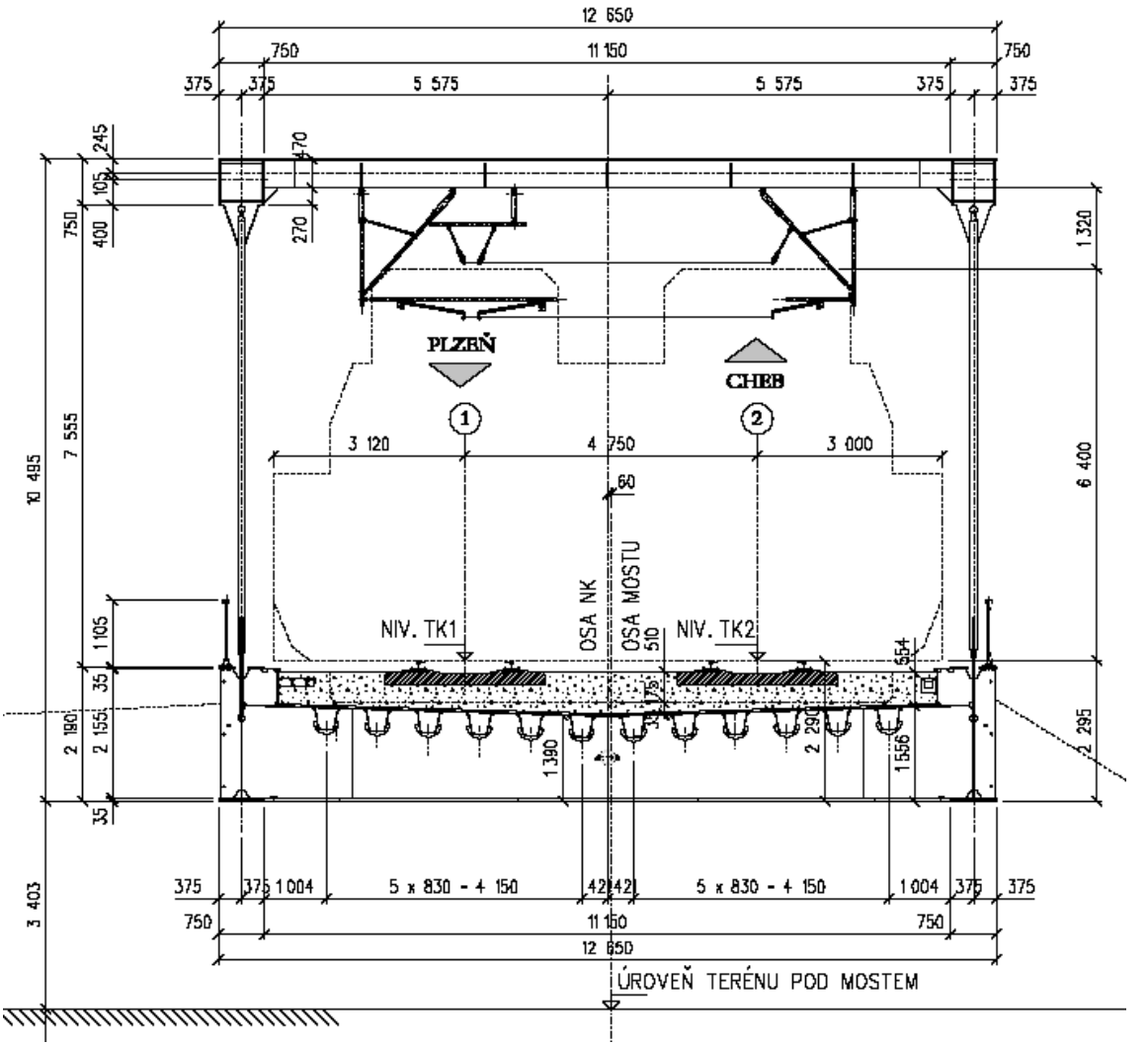
do stěny nosníku. Detaily připojení závěsu k výztužnému nosníku byly odvozeny ze vzorových listů Německých drah DB RZ 804.9010 STB.

Mostovka je navržena jako ortotropní, s mezistyčníkovými příčnými výztuhami v polovině délky mezi závěsy tj. ve vzdálenosti 3000 mm. Detaily ortotropní mostovky jsou navrženy dle zásad ČSN 73 6205, příloha D s přihlédnutím k návrhu evropské normy ČSN P ENV 1993-2. Plech mostovky konstantní tloušťky 14 mm je podepřen podélnými trapézovými výztuhami v osové vzdálenosti 830 mm. Trapézová výztuha lichoběžníkového tvaru z plechu tl. 8 mm je navržena konstantní výšky 350 mm a lineárně proměnné šířky od 250 mm k 380 mm u plechu mostovky.

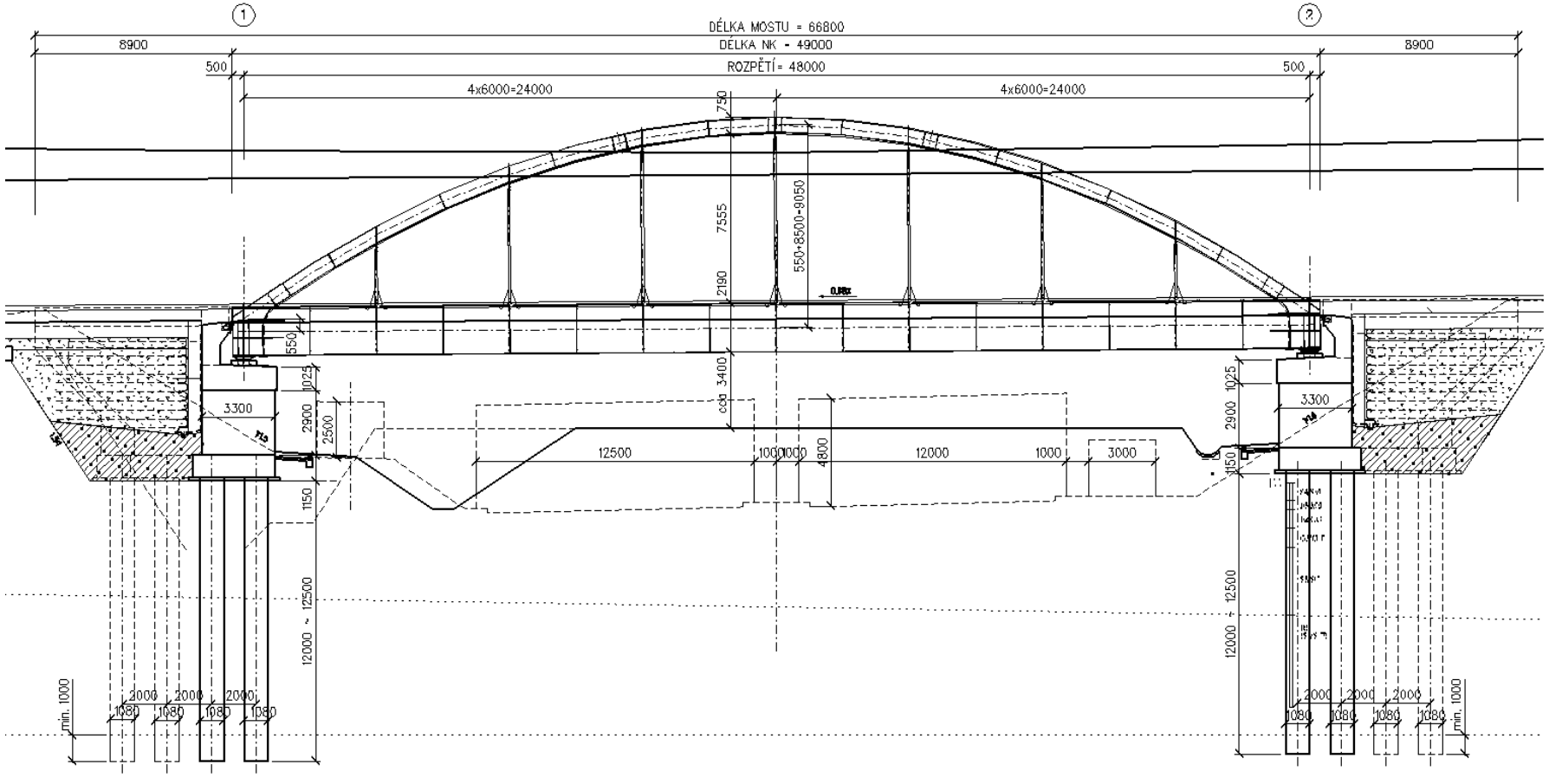
Trapézové výztuhy prochází ve stojinách příčných výztuh otvory „jablkovitém“ tvaru.

Příčné výztuhy jsou navrženy jako svařované obrácené T-profily. Stěny příčných výztuh jsou z plechu tloušťky 18 mm. Pásnice příčné výztuhy je konstantního průřezu P30x550 mm. Dno žlabu má střechovitý tvar ve sklonu 3% směrem ke středu nosné konstrukce, kde jsou umístěny odvodňovací vpusti.

Nosná konstrukce je vyrobena z oceli S 355 J2 (K2) s výjimkou stěn příčných výztuh a styčníkových plechů závěsů, které jsou navrženy z oceli S 420 NL. Z důvodu urychlení dodávky z válcovny byly některé plechy dodány v jakosti S 460 NL.



Obr.3 Příčný řez mostem (střed rozpětí)



Obr.4 Podélný řez mostem

Spodní stavba

Železobetonová masivní hlubinně založená spodní stavba je tvořená dvojicí krajních opěr. Křídla opěr jsou navržena rovnoběžná, založená částečně na pilotách a částečně zavěšená. Kromě dvou krajních křídel je z technologických a statických důvodů navrženo i křídlo střední, které slouží jako pažení tělesa násypu během druhé fáze výstavby a zároveň redukuje torzní namáhání hlubině založené opěry při postupné výstavbě po polovinách.

Pod každou opěrou mostu je navrženo celkem 16 ks vrtaných pilot průměru 1080 mm, z nichž 12 ks je uspořádáno do 2 řad pod dříkem opěry (řady vzdáleny 2,0 m) a po 2 ks je pod rovnoběžnými křídly. Piloty délky 12,50 m jsou vetknuté min. 1,0 m do hornim R4 (pískovec navětralý). Pro omezení vodorovných účinků zemních tlaků na hlubinně založenou opěru je navržena přechodová oblast vyztužená geomřížemi.

Závěrná zídka je navržena s revizním prostorem za nosnou konstrukcí pro údržbu mostního závěru a ložisek.

Protikorozní ochrana a izolace kolejového lože

Protikorozní ochrana mostní konstrukce je navržena z kombinovaného epoxipolyuretanového nátěrového systému ŽSP + ONS 03 v celkové tloušťce 340 μm dle předpisu ČD S5/4. Vrstva ŽSP byla provedena ze slitiny Zinacor 850 v tl. 100 μm. U pochozích ploch chodníků byl navíc nátěrový systém doplněn protiskluznou úpravou v poslední vrstvě. Vnitřky uzavřených profilů oblouku, příčlí a trapézových výztuh jsou hermeticky utěsněny a nejsou tedy protikorozně chráněny.

Pro dílce zábradlí byla navržena odolnější protikorozní ochrana Zn ponorem v kombinaci s ONS 02 v tloušťce 200 μm.

Barevné řešení bylo stanoveno po dohodě s investorem. Pro výztužný nosník, závěsy a mostovku byl navržen odstín DB 701 - světlešedá a pro oblouk vč. paty a příčle ztužení odstín DB 502 - modrošedá.

Na žlab kolejového lože byla nanesena celoplošná syntetická hydroizolační izolace CONIPUR 255. Pro snížení hladiny hluku od železničního provozu je na dně kolejového lože položena jednovrstvá antivibrační rohož tl. 25 mm.

Montáž mostu

Pro výstavbu spodní stavby při zachování železničního provozu byla využita mostní komorová provizoria. Při výstavbě první poloviny spodní stavby byla v koleji č. 2 umístěna dvě provizoria KN21 a v druhé fázi v koleji č.1 byla umístěna dvě provizoria KN12. Uložení provizorií bylo na železobetonových monolitických prazích, které byly z důvodu sklonu stavební jámy 1,5:1 hlubinně založeny na mikropilotách. Pod každým úložným prahem bylo zřízeno 8 ks mikropilot. U provizorií KN12 byla pro uložení jedné strany využita již vybudovaná první část opěr.

Nosná konstrukce byla montována na předmontážní plošině vlevo tělesa násypu přibližně v úrovni definitivního uložení. Plošina byla vytvořena z montážních bárek z materiálu PIŽMO. Nejprve byly montovány dílce mostovky a výztužného nosníku. Po jejich kompletaci byly sestavovány dílce oblouků včetně příčlí ztužení. Na závěr byly připojeny závěsy ke styčníkovým plechům oblouku a výztužného nosníku.

V úplné výluce železničního provozu byl proveden příčný zásun po zavážecí dráze v délce cca 16 m. Po spuštění do definitivní polohy byla aktivována ložiska a osazeny mostní závěry.

Před uvedením mostu do provozu byla provedena zatěžovací zkouška s účinností 75%. Jako zkušební vozidla byla použita parní lokomotiva 475.1 s tendrem 935.0

(Šlechtična) a dvojice kolejových jeřábů EDK 750 s protizávažím. Celková hmotnost zkušebních vozidel byla (103 t + 66 t) +(2 x 145 t) ≈ **460 t**.

Montážní postupy byly komplikovány linkami VVN, které vedou cca 7,5 m nad mostní konstrukcí a po dobu výstavby je nebylo možno zcela vypnout.

Obr.5 Zatěžovací zkouška mostu

Závěr

Délka nosné konstrukce:	49,00 m
Rozpětí hlavního nosníku:	48,00 m
Délka přemostění:	45,00 m
Šířka mostu:	12,65 m
Vzdálenost hlavních nosníků:	11,90 m
Volná šířka na mostě (mezi hl. nosníky):	11,15 m
Rozpětí příčných výztuh:	3,00 m
Stavební výška:	2,295 m
Konstrukční výška:	1,390 m (osa NK) 1,556 m (u výztužného nosníku)
Hmotnost hlavní nosné konstrukce:	361,3 t (7,37 $t.m^{-1}$)
Celková hmotnost ocelové konstrukce: (vč. zábradlí městského typu)	365,2 t (7,45 $t.m^{-1}$)
Investor stavby:	Správa železniční dopravní cesty, s.o., Stavební správa Plzeň
Investor SO:	Útvar investic města Plzně
Projektant:	SUDOP PRAHA, a.s., Ing. Martin Vlasák
Zhotovitel mostu:	OHL ŽS, a.s., Brno
Výroba a montáž ocelové konstrukce:	DT Mostárna, a.s., Prostějov
Příčný zásun:	Metrostav, a.s.
Protikorozní ochrana:	DT Mostárna, a.s. , Prostějov Proficolor, s.r.o., Praha (na staveništi)

Zpět do obsahu

Rekonstrukce mostu v km 151,055 trati Plzeň - Česká Kubice

Ing. Radim Brůžek, TOPCON servis s.r.o.

Výměna původní šikmé příhradové nýtované OK s dolní prvkovou mostovkou za novou spřaženou konstrukci s horní mostovkou s průběžným kolejovým ložem a kolmým uložením na původní spodní stavbě v rámci stavby „Zvýšení rychlosti Plzeň – Česká Kubice“.

Územní podmínky

Most leží na jednokolejné neelektrifikované trati Plzeň – Česká Kubice. V km 151,055 překračuje řeku Zubřinu v blízkosti města Staňkov.

Původní stav

Ačkoliv byla nosná konstrukce v relativně dobrém stavu, její setrvání na trati nebylo z důvodu nedostatečného průjezdného průřezu (MPP < 2,2) nadále možné. Bylo proto rozhodnuto o nahrazení tohoto mostu novým, který by splňoval prostorové i zátěžové požadavky. Původní kamenné opěry byly založeny plošně na skalním podloží.

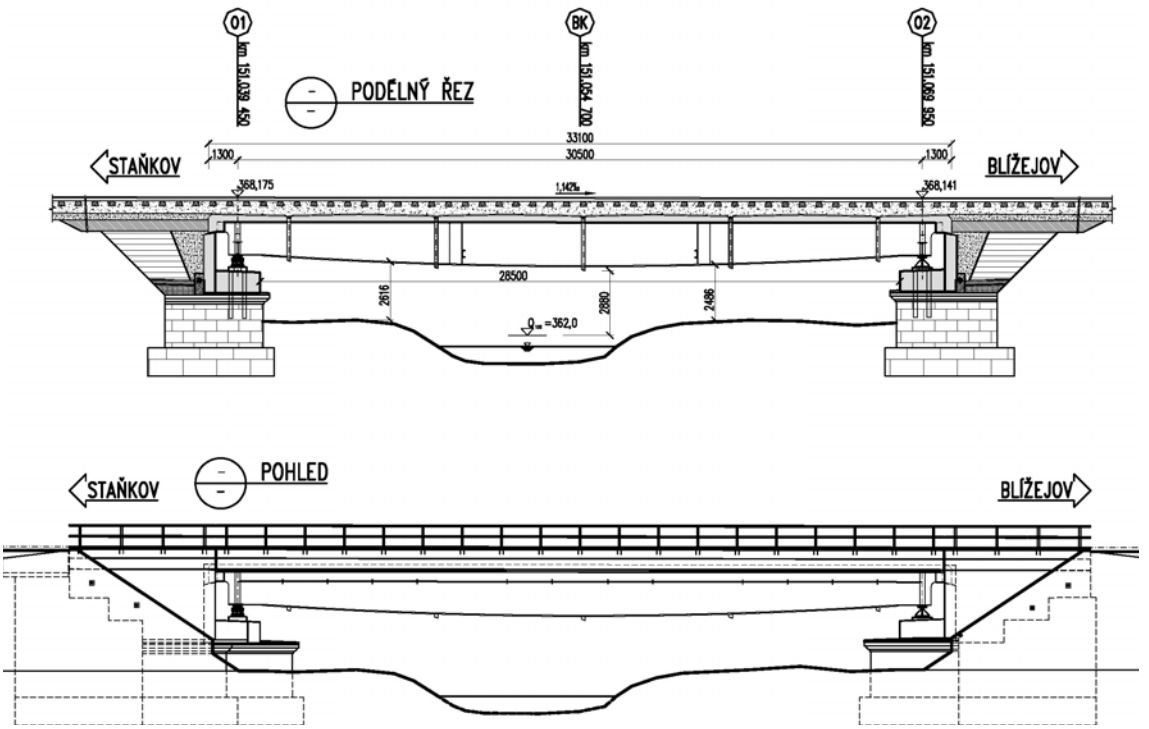
Obr. 1 Původní stav

Návrh rekonstrukce

Nová NK z oceli S355 K2G3 a S355 J2G3 je tvořena dvojicí hlavních plnostěnných nosníků proměnné výšky spřažené s horní betonovou deskou, tvořící žlab kolejového lože, uložené na sanované spodní stavbě.

Statická soustava:	prostý nosník o jednom poli
délka přemostění:	28,42 m
rozpětí:	30,5 m
stavební výška:	3,096 m
světlost mostu kolmá:	26,56 m
šikmost mostu:	90°
šířka mostu:	5,90 m
volná výška nad normální hladinou:	cca 3,5 m
Rezerva nad Q100:	2,86 m
osová vzdálenost hlavních nosníků:	2,60 m
Návrhové zatížení:	zatěžovací schéma vlaku ČD T

Most se nachází v širé trati a v přímé. Na mostě je navržen MPP 2,5.



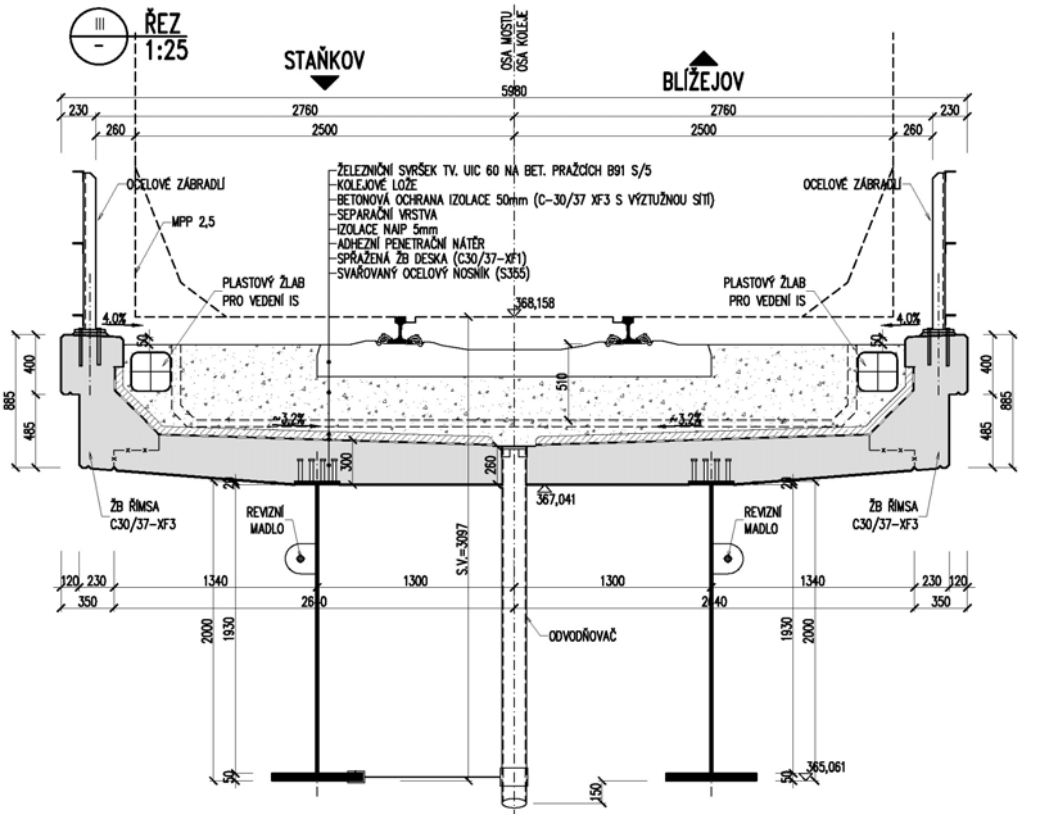
Obr. 2 Podélný řez a pohled

Nosná konstrukce

Spřažená ocelobetonová konstrukce s horní mostovkou je staticky konstrukcí o jednom poli rozpětí 30,5 m.

Nosnou konstrukci tvoří 2 hlavní ocelové svařované nosníky dl. 32,3 m spřažené se ŽB žlabem kolejového lože. Nosníky jsou vzájemně spojeny příčníky – 2 x koncové + 2x mezilehlé. Dolní pásnice nosníku mají rozměr 50x600 po celé délce nosníku kromě oblasti pod ložisky, kde se rozšiřují a mají tl. 30 mm. Stěny hl. nosníků tl. 20 mm jsou proměnné, z důvodu křivkového průběhu dolního pasu, kterým je zajištěn požadovaný průřez uprostřed rozpětí (2000 mm), směrem k opěrám se stěny snižují na výšku OK 1500 mm. Tímto tvarem hlavních nosníků byl zajištěn nejenom dostatečný prostor pod mostem pro migraci zvířat, ale došlo tím i k zachování původních kamenných ozdobných říms opěr, ke kterým byla vztažena úroveň odbourání dříků. Horní pásnice mají konstantní rozměr 20x300 mm. Nad opěrami jsou vytvořeny ocelové příčníky výšky 590 mm. Po vnějších stranách stěny hl.n. jsou osazeny revizní madla. Ocelový rošt byl dodán na stavbu v jednom celku. Na horní pásnici byly navařeny spřahovací trny 22 x 150 mm. Hmotnost svařeného dílce byla 39 tun. Hlavní nosníky byly vyrobeny s nadvýšením 86 mm.

Železobetonová deska - půdorysný tvar podélných hran ŽB KL respektuje směrové vedení převáděné tratě. Žlab KL byl tvořen spraženou deskou a dodatečně betonovanou římsou, která byla ve čtvrtinách délky přerušena svislou spárou tl. 20 mm, aby nespolupůsobila. Celková šířka žlabu je 5,16 m. Mostovka je podélně i příčně spádována směrem k mostním odvodňovačům, které byly uloženy v ose mostu. Tloušťka ŽB desky je proměnná od 260 mm do 330 mm. Beton žlabu KL: C30/37-XF1, Ocel: 10505 (R)



Obr. 3 Podélný řez a pohled

Obr. 4 Převoz dvojice ocelových nosníků v jednom celku z mostárny na stavbu

Protikorozní ochrana OK

Byl předepsán ochranný protikorozní systém ŽSP + ONS03 pro stupeň korozní agresivity atmosféry C4.

Uložení NK

Nosná konstrukce je uložena na 4 ocelová svařovaná ložiska. Pevná ložiska jsou na opěře O2, posuvná na opěře O1. Všechna ložiska jsou kotvena do úložných prahů trny, které byly součástí dodávky ložisek. S ocelovou konstrukcí jsou ložiska spojena šroubovým stykem. Mezi ložiskem a OK je klínová deska z důvodu podélného sklonu mostu. Protikorozní ochrana ložisek je navržena ve stejné skladbě jako pro OK. Ložiska včetně kotevních trnů jsou uložena do vrstvy plastmalty min. tl. 10 mm.

Obr. 5 Vložení OK do otvoru i s bedněním pro spřaženou desku

Izolace a odvodnění nosné konstrukce

Na mostě byla aplikována celoplošná hydroizolace z natavitelných pásů z modifikovaného asfaltu s tvrdou ochranou z betonu v tl. 50 mm s výztužnou vložkou.

Do úžlabí v NK bylo osazeno 5 ks odvodňovačů z korozivzdorné oceli. Srážková voda ze žlabu kolejového lože je svedena do prostoru pod most těmito svislými svody s vyústěním do terénu nebo řeky.

Spodní stavba

Založení obou původních opěr bylo pro daný stav velmi dobré. Navětralé fylitické břidlice zde tvoří předkavartérní skalní podklad podloží základů obou opěr. Vzhledem k tomu, že nové uložení mostu bylo posunuto dále od okraje opěr směrem ke středu základu je původní založení vyhovující i pro větší přitížení od nového mostu s průběžným kolejovým ložem. Kamenné zdivo základů a ponechaných částí dříků byly tlakově proinjektovány klasickým způsobem a všechny lícové plochy byly hloubkově přespárovány.

Úložné prahy, závěrné zdi a boční výklenky byly ubourány. Do zbylých částí opěr byly provedeny vrty s osazenými ocelovými trubkami (3 na každé opěře) přesahujícími z kamenných částí pro přikotvení nových prefabrikovaných úložných prahů. Úložný práh má proměnný tvar, který koresponduje se zbylou částí kamenného zdiva dříku. Na úložném prahu jsou 2 podložiskové bloky. Závěrná zídka je monoliticky propojena s horními částmi křídel v délce 6,5 m. Křídla jsou přizpůsobena pro vybetonování říms, shodných s římsami na mostě. Křídla byla sepnuta dvojící táhel na každé z opěr.

Technologie výstavby

Most byl přestaven během traťové výluky pro část stavby „Zvýšení rychlosti Plzeň – Česká Kubice“, která trvala nepřetržitě 50 dní. Výstavbu dále znepříjemňovala nepřízeň počasí, kdy jarní tání sněhu vzedmulo tok řeky Zubřiny a zatopilo celé okolí mostu a zvýšena hladina zůstala téměř po celou dobu výstavby. Po opadnutí vody se staveniště proměnilo doslova v bažinu.

Vzhledem k provádění stavby v uvedených klimatických podmínkách (jaro 2006) byla dodavatelem změněna technologie jeho výstavby z původně navrženého příčného přesunu již hotové NK na betonáž spřažené desky na ocelové konstrukci osazené v definitivní poloze v ose tratě. Rovněž monolitické úložné prahy byly změněné na prefabrikované, aby se tak dosáhlo významné úspory času ve výluce.

Stavba začala demontáží původního mostu, jeho nosná konstrukce byla vyjmuta těžkým kolejovým jeřábem GEK80. Následně byly odbourány horní části opěr a křídel a osazeny nové prefabrikované úložné prahy jeřábem GEK 80 z jedné strany a EDK 305 z druhé strany. Ocelová konstrukce byla na staveniště dopravena jako jeden celek. Do otvoru byla vložena již s bedněním pro desku mostovky opět jeřábem GEK80. Následovalo armování a betonáž desky a říms, provedení izolací. Nakonec byla celá NK přizvednuta a ložiska byla podlita polymerbetonem. Po navezení štěrku a osazení zábradlí byla provedena zatěžovací zkouška a byl zahájen zkušební provoz. Po ukončení výluky byly provedeny zbylé injektáže a přespárování kamenných částí opěr.

Obr. 6 Zatěžovací zkouška

Závěr

Nový most byl uveden do provozu v květnu 2006, jako jeden ze souboru stavebních objektů stavby „Zvýšení rychlosti Plzeň - Česká Kubice“. Přestože došlo k zásadní změně původního tvaru a typu mostu z dolní na horní mostovku, z příhradové na plnostěnnou konstrukci, most do krajiny zapadá a to hlavně díky nízké stavební výšce a proměnnému průběhu dolní pásnice. Navíc je tato konstrukce velmi ekonomická a prakticky bezúdržbová. Závěrem je třeba dodat, že náročnou stavbu jak z hlediska

termínu tak podmínek na staveništi se podařilo zvládnout díky dokonalé spolupráci a profesionalitě všech zúčastněných stran.

Hlavními účastníky stavby byli:

Investor:	SŽDC s.o., Stavební správa Plzeň
Správce:	ČD a.s., SDC Plzeň
Projektant stavby:	HPRO s.r.o.
Projektant mostu:	TOPCON servis s.r.o.
Zhotovitel rekonstrukce mostu:	Skanska DS a.s.

Obr. 7 Most před dokončením

Zpět do obsahu

Zásady hybridní metody hodnocení stavu mostních objektů s použitím metod umělé výpočetní inteligence pro systémy pro správu železničních mostů

Ing. Petr Rudolf, Univerzita Pardubice, Dopravní fakulta Jana Pernera

Článek se týká zásad hybridní metody hodnocení stavu mostních objektů s použitím metod umělé výpočetní inteligence – např. fuzzy logiky, umělé neuronové sítě, případně jejich vzájemné kombinace – pro systémy pro správu železničních mostů. Obsahuje odkazy na mezinárodní normu ČSN ISO 13822 a aktuální problematiku tvorby moderních výpočetních nástrojů s důrazem na nové přístupy a metody při hodnocení mostních objektů.

1 Úvod do hodnocení stávajících konstrukcí dle mezinárodních norem

Hodnocení stávajících konstrukcí (i mostních objektů) je nyní významným technickým úkolem [6]. Stavební (i mostní) inženýři jsou stále častěji vyzýváni k tomu, aby s přihlédnutím k omezeným nákladům navrhli způsoby, jak prodloužit životnost konstrukcí. Stanovení zásad hodnocení stávajících konstrukcí (i mostních objektů) je nezbytné, protože vychází z podstatně odlišného pojetí, než je navrhování nových konstrukcí (mostních objektů), a vyžaduje znalosti překračující rozsah návrhových norem. Zásady hodnocení spolehlivosti jsou obsaženy v požadavcích na bezpečnost a použitelnost uvedené v mezinárodní normě ČSN ISO 2394 Obecné zásady spolehlivosti konstrukcí.

Mezinárodní norma ČSN ISO 13822 Zásady navrhování konstrukcí – Hodnocení existujících konstrukcí uvádí mezinárodně platné postupy hodnocení spolehlivosti stávajících konstrukcí (i mostních objektů). Vychází z ČSN ISO 2394 a poskytuje obecné požadavky a postupy pro hodnocení stávajících konstrukcí (budov, mostů, průmyslových staveb, atd.), které vycházejí ze zásad spolehlivosti konstrukcí a z následků jejich poruchy. Součástí ČSN ISO 13822 je osm informativních příloh A až H, které uvádějí přehled termínů, vývojový diagram postupu hodnocení stávajících konstrukcí, vysvětlují způsob aktualizace měřených veličin, použití statických nebo dynamických zkoušek, postupy pro stanovení časově závislé spolehlivosti. Tuto normu lze použít pro hodnocení libovolného druhu stávající konstrukce (mostního objektu) z libovolného materiálu.

2 Terminologie hodnocení stávajících konstrukcí dle ČSN ISO 13822

Pro účely této mezinárodní normy ČSN ISO 13822 platí termíny a definice uvedené v ČSN ISO 2394 a následující (viz také příloha A a národní příloha NA) [6].

Hodnocení konstrukce (i mostního objektu) je soubor (souhrn) všech činností (potřebných) prováděných za účelem ověření (posouzení) spolehlivosti stávající konstrukce z hlediska jejího budoucího použití. Průzkum je shromažďování a hodnocení informací na základě prohlídky, přezkoumání dokumentace, zatěžovací zkoušky a jiných zkoušek. Prohlídka je nedestruktivní šetření v místě stavby umožňující stanovit současný stav konstrukce (mostního objektu). Funkční (nosná) způsobilost konstrukce (mostního objektu) je kvalitativní nebo kvantitativní vyjádření chování konstrukce (např. únosnost, tuhost) ve smyslu její bezpečnosti a použitelnosti i trvanlivosti.

Vada konstrukce (mostního objektu) je nedostatek konstrukce, který může ovlivnit funkční způsobilost konstrukce. Poškození je nepříznivá změna stavu konstrukce (mostního objektu), která může ovlivnit její funkční způsobilost. Porucha je pak nepříznivý stav konstrukce (mostního objektu), který nesplňuje požadavky na její funkční způsobilost.

Degradace (zhoršení) konstrukce (i mostního objektu) je proces, který nepříznivě ovlivňuje funkční způsobilost, včetně spolehlivosti v čase vlivem: přirozeně se vyskytujících chemických, fyzikálních nebo biologických účinků; opakovaných zatížení, která mohou vyvolat únavu; obvyklých či nepříznivých vlivů prostředí; opotřebovanosti v důsledku způsobu využívání nebo nesprávného provozu nebo údržby konstrukce.

Údržba konstrukce (mostního objektu) jsou obvyklá opatření pro zachování odpovídající funkční způsobilosti konstrukce. Obnova jsou pak práce potřebné k opravě, popř. k modernizaci stávající konstrukce (mostního objektu), tedy zahrnuje opravu a modernizaci. Oprava je zlepšení stavu konstrukce (mostního objektu) obnovením či nahrazením stávajících prvků, které byly poškozeny. Modernizace (tj. rekonstrukce, přestavba) jsou pak úpravy stávající konstrukce (mostního objektu) za účelem zlepšení její funkční způsobilosti. Zbytková životnost je období, po které se za předpokladu plánované údržby uvažuje či očekává, že stávající konstrukce (mostní objekt) je provozuschopná. Zatížitelnost konstrukce (mostního objektu) označuje největší charakteristické hodnoty užitných zatížení, pro které je konstrukce dostatečně spolehlivá.

3 Systém hodnocení stávajících konstrukcí dle ČSN ISO 13822

Dle této mezinárodní normy ČSN ISO 13822 postup hodnocení stávající konstrukce se obecně sestává z následujících kroků (viz vývojový diagram v příloze B), umožňujících provádět hodnocení s ohledem na současný stav konstrukce [6]. Jedná se především o: stanovení účelu hodnocení a scénářů působení konstrukce, provedení předběžného hodnocení a podrobného hodnocení a zpracování výsledků hodnocení konstrukce.

Postupy hodnocení a provádění prohlídek mostních objektů drážních komunikací jsou uvedeny v předpisech Českých drah, především v ČD S 5 Správa mostních objektů [5].

3.1 Předběžné hodnocení a předběžná prohlídka

Podle čl. 4.5 ČSN ISO 13822 předběžné hodnocení stávající konstrukce zahrnuje toto: studium dokumentace a dalších údajů, předběžnou prohlídku, předběžné ověření, rozhodnutí o okamžitých opatřeních a doporučení pro podrobné hodnocení.

Účelem předběžné prohlídky stávající konstrukce je identifikace konstrukčního systému, vad, možného poškození a poruch konstrukce pomocí vizuální prohlídky a jednoduchých nástrojů, a předběžně se stanoví jejich pravděpodobné příčiny. Shromážděné informace se vztahují např. k vlastnostem povrchu, viditelným deformacím, trhlinám, odprýskávání, korozi. Konkrétní vady a poruchy (deformace, trhliny, koroze, porušené prvky) se doporučuje popsat co nejpřesněji. Výsledky předběžné prohlídky se vyjadřují *kvalitativním* zatříděním stavu konstrukce podle jejího možného poškození (např. žádné, menší, mírné, závažné, destrukční, neznámé). Pokud se při předběžné prohlídce zjistí, že během požadované zbytkové životnosti je konstrukce spolehlivá, podrobné hodnocení se nevyžaduje. Jestliže se vyskytnou nejistoty v zatíženích, v účincích zatížení nebo ve vlastnostech konstrukce, doporučuje se provést podrobné hodnocení.

3.2 Podrobné hodnocení a podrobná prohlídka

Podle čl. 4.6 ČSN ISO 13822 podrobné hodnocení stávající konstrukce zahrnuje toto: podrobné vyhledání a prověření dokumentace, podrobnou prohlídku a zkoušky materiálů, stanovení zatížení, stanovení vlastností konstrukce, analýzu konstrukce a ověření.

Konstrukční detaily, rozměry konstrukce a jejích prvků a také charakteristické hodnoty materiálových vlastností lze zjistit z projektové dokumentace, pokud je tato k dispozici a nejsou důvody k pochybnostem. V případě jakékoliv pochybnosti se výše uvedené detaily, rozměry a vlastnosti, uvažované v analýze, musí stanovit z podrobné prohlídky

a ze zkoušek materiálů. Tato prohlídka se plánuje na základě již dostupných informací. Výsledkem podrobné *kvantitativní* prohlídky je soubor aktualizovaných hodnot nebo rozdělení pro příslušné parametry, které ovlivňují vlastnosti konstrukce (viz příloha C).

4 Informace a údaje pro hodnocení stávajících mostních objektů

V tradičních systémech pro správu mostů pomocí počítače jsou informace uloženy jako údaje ve tvaru databáze [4]. Tyto informace, zakódované ve tvaru údajů, jsou uloženy a zpracovány ve výpočetním systému a po výkladu v přesné souvislosti jsou použity při rozhodovacích procesech. Rozbor informací, použitých při hodnocení stávajících mostních objektů, potvrzuje, že rozhodnutí jsou velmi často založena společně s přesnými informacemi na neostrých informacích a na informacích různého stupně neurčitosti [3].

V navrženém třídění jsou specifikovány tři typy definicí informací [4]:

- přesné definice, např. geometrické charakteristiky, materiálové vlastnosti, které vycházejí z norem, příruček, atd.;
- nepřesné, neostré (fuzzy) definice, např. technický stav, použitelnost, atd., které zčásti vycházejí ze subjektivního výkladu;
- neurčité definice, např. estetika mostních objektů, které zcela vycházejí z individuálních subjektivních dojmů.

Informace lze popsat s použitím dvou typů měr:

- přesné míry vyjádřené obvykle pomocí čísel, např. délka rozpětí: 24 m, hodnocení stavu: 2, únosnost: 30 t;
- neostré (fuzzy) míry vyjádřené pomocí neostrých (fuzzy) čísel (např. asi 20 m, mezi 20 t a 30 t) nebo pomocí neostrých (fuzzy) jazykových hodnot (např. velký, intenzivní, nevýznamný).

Kombinace uvedených tří typů definic a dvou typů měr informací vytváří šest tříd informací. Všechny třídy informací se při správě mostních objektů obvykle používají.

5 Modelování poškození stávajících mostních objektů

Hodnocením stávajících (železničních) mostních objektů se nyní zabývá mezinárodní výzkumný projekt EU Trvale udržitelné mosty – Hodnocení pro budoucí požadavky dopravy a delší životnost [12]. Na 1. workshopu tohoto projektu nazvaném Prohlídka a hodnocení stavu železničních mostů již byly zveřejněny první výsledky a mj. v úvodu ke Směrnici pro prohlídku a hodnocení stavu ve 4. a 5. kapitole již je obsažen i návrh zásad pro nový systém popisu a třídění poškození pro hodnocení mostních objektů.

Dle navrženého systému tato poškození lze charakterizovat *kvalitativně*, *kvantitativně* a jednoznačně následujícími 4 základními vlastnostmi [1]:

- 1) typ poškození, představující specifickou vlastnost (charakter) poškození;
- 2) intenzita poškození, popisující úroveň pokročilosti poškození;
- 3) rozsah poškození, charakterizující velikost oblasti výskytu poškození; a
- 4) umístění poškození, uvádějící prostorové situování poškození.

Například: 1) šikmé trhliny, 2) šířka trhliny < 3 mm, 3) 20 %, 4) podpora č. 1. Numerický zápis těchto parametrů tvoří numerický model jednoho z poškození mostního objektu.

5.1 Systematika poškození mostních objektů

Základním prvkem modelu poškození mostních objektů v počítačem podporovaném systému pro správu mostů jsou jednotné zásady třídění poškození [1]. Dle navržené systematiky je přijato hierarchické třídění poškození s rozlišením následujících 4 úrovní třídění: I) typ poškození; II) druh poškození; III) kategorie poškození a IV) třída

poškození [12]. V nejvyšší úrovni třídění ad I) typ poškození se rozlišuje celkem 8 základních typů poškození: 1) přetvoření, 2) zničení materiálu, 3) ztráta spojitosti materiálu, 4) úbytky materiálu, 5) poškození protikorozních ochran, 6) poškození spojená se změnou polohy, 7) znečištění a 8) poruchy.

Například: I) typ poškození ad 3) ztráta spojitosti materiálu lze rozdělit do II) pod-druhů tohoto poškození 3): buď trhlina nebo lom; a II) pod-druh poškození trhlina lze rozdělit do III) pod-kategorií tohoto poškození 3): vodorovná, svislá, šikmá, nepravidelná atd. Třídění poškození mostních objektů má univerzální charakter, tj. dovoluje jednoznačné ohodnocení poškození bez ohledu na druh prvku, konstrukční řešení nebo materiál.

5.2 Informace o poškozeních mostních objektů

Základní zásoba informací o poškozeních mostních objektů se získává v průběhu jejich prohlídek. Shromážděné informace musí umožnit identifikaci typu poškození shodně s přijatou jednotnou systematikou a určení numerické reprezentace základních charakteristik poškození tj. intenzity, rozsahu a umístění. Metodologie numerického popisu charakteristik poškození závisí v rozhodující míře na přijatém modelu geometrie objektu.

5.3 Modelování poškození a modely geometrie mostních objektů

Při použití obvykle používaných bezrozměrných modelů geometrie mostního objektu typu E^0 jak intenzita, tak i rozsah poškození se nejčastěji popisují číselnými hodnotami (I, R, L), které charakterizují jednotlivé součásti nebo prvky mostního objektu. Ve skutečnosti mnoho informací, využívaných pro modelování poškození objektu, má neostrý (fuzzy) charakter. Vyplývá to jak z nepřesných, nejčastěji *kvalitativních* definicí jednotlivých typů, druhů a kategorií poškození, tak i z rozdílné přesnosti informací získávaných různými diagnostickými metodami i technikami. V dále uvedených řešeních, která přihlížejí k neostrosti mnoha informací, je pro popis některých poškození navrženo používání – kromě hodnot číselných – také hodnot jazykových.

V případě použití modelů geometrie mostního objektu typu E^1, tvořených z prvků jednorozměrných (e^1), lze parametry poškození uvést ve tvaru funkce lokální souřadnice x, měřené podél osy prutového prvku (e^1). Pro popis každého poškození je v takovém modelu třeba určit:

- funkci intenzity poškození – I(x);
- funkci rozsahu poškození – R(x);
- funkci umístění poškození – L(x).

Při přijetí modelů geometrie mostního objektu typu E^2 nebo E^3 lze parametry poškození popsat s pomocí obdobných funkcí, avšak – příslušně – dvou nebo tří proměnných. Modely geometrie konstrukce (bezrozměrná reprezentace, jedno-, dvou- nebo tří-rozměrné modely) jsou definovány použitými metodami počítačové grafiky.

6 Metody hodnocení stávajících konstrukcí a mostních objektů

Mezinárodní norma ČSN ISO 13822 vychází z koncepce mezních stavů ve spojení s metodou dílčích součinitelů, která se uplatňuje v normách ČSN EN 1990 a ČSN ISO 2394 [6]. Při hodnocení stávajících konstrukcí lze také použít metody teorie spolehlivosti a pravděpodobnostní přístup. Tyto matematické analyticko-statistické metody jsou dosud nejrozšířenější třídou modelů, jsou postaveny na bázi tzv. *hlubokých* (*kvantitativních*) *objektivních* znalostí a jsou svojí podstatou modely precizními [9].

Avšak takové metody a přístupy, postavené na principech empirické pravděpodobnosti, nejsou zcela a vždy adekvátní realitě světa, které je přirozeně nepřesná a více či méně neurčitá. V mnohých případech pak při řešení inženýrských problémů vznikají situace, které jsou – při snaze využívat výlučně objektivní informace – neřešitelné. Účinné je

pak i skutečné využívání v první řadě jednoduchých, avšak výkonných nenumerických algoritmů, které umožňují lidskému expertovi spojit *hluboké* (*objektivní*) znalosti se znalostmi *mělkými* (*subjektivními*) s následkem dosažení vyšší kvality úsudků při řešení. Tato schopnost se stává středem zájmu nové vědní disciplíny, tzv. *umělé inteligence*.

Přístupy modelování, v nichž je na úkor preciznosti umožněno toto spojování znalostí, podporována schopnost vlastního učení, robustnost a snadná proveditelnost, jsou zařazovány do rámce tzv. *soft computing metodologií*. Patří sem zejména metody, postavené na využití vícehodnotové fuzzy logiky, umělých neuronových sítí, genetických algoritmů, pravděpodobnostního vyvozování a teorie chaosu, či jejich účinné kombinace. Například: pro hodnocení stavu stávajících mostních objektů s použitím spojení všech typů dostupných informací lze použít technologii víceúrovňových hybridních sítí [3].

7 Hybridní metoda hodnocení stavu stávajícího mostního objektu

Velká různost typů informací vzatých v úvahu při hodnocení stávajících mostních objektů vyžaduje účinné nástroje pro získávání, zpracovávání a využívání údajů a znalostí [3]. Jednou ze slibných metod se zdá být technologie víceúrovňových hybridních sítí. Lze rozlišit následující hlavní prvky navržené metodologie: a) model geometrie konstrukce, b) model poškození mostu, c) výpočetní expertní nástroje.

Proces návrhu hybridní sítě a tvorby složky sítě lze podporovat např. výpočetními systémy NEURITIS [1] nebo MATLAB včetně jeho tzv. toolboxů. Podle řešeného problému a podle typu dostupných informací lze postavit hybridní síť z následujících typů složek:

- fuzzy složky, založené na fuzzy logice s možností fuzzy úsudku (inference);
- neuronové složky, založené na nelineárních vícevrstvých neuronových sítích, trénovaných pomocí metody zpětného šíření (chyby);
- fuzzy-neuronové složky, spojující fuzzy logiku a techniky neuronových sítí;
- funkční složky, které umožňují provedení analytických funkcí.

8 Závěr o výhodách a nevýhodách hybridní metodologie

Technologie víceúrovňových hybridních sítí je výkonný a účinný expertní nástroj znalostní reprezentace v systémech pro správu mostů, podporující hodnocení (a sledování) stavu stávajících mostních objektů [4]. Hlavní výhody hybridní metodologie zpracování a využití informací lze uvést následovně:

- sjednocení různorodých typů informací na různých úrovních neurčitosti do jednoho expertního nástroje [3];
- účinné spojování jak údajů, tak i znalostí při hodnocení mostní konstrukce pomocí počítače;
- jednotnost rozhodnutí v systému pro správu mostů zásluhou použití specializovaných expertních nástrojů [4];
- možnost (snadné) úpravy vylepšením nebo nahrazením složek hybridní sítě bez rozkládání celé sítě [3];
- možnost vývoje nových typů složek a přidání do hybridní sítě a také provedení mechanizmů samoúpravy (strojového učení) ve složkách.

Na druhou stranu by mělo být zdůrazněno, že příprava složek hybridní sítě a tvorba prakticky účinných sítí je velmi časově náročný proces, zaměstnávající dosti velkou skupinu odborníků [4]. Příprava expertních nástrojů pro systémy pro správu mostů vyžaduje spolupráci mostních odborníků, znalostních inženýrů, počítačových vědců, atd.

Praktická použití této metodologie hodnocení stavu mostů potvrzují použitelnost hybridní metody, avšak technologie potřebuje pokračování výzkumu k vytvoření pokročilejších a účinnějších expertních nástrojů [3].

Literatura

1. BIEŃ, Jan. *Modelowanie obiektów mostowych w procesie ich eksploatacji* (polsky). 1. vyd. Wrocław: Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskej, 2002. 348 s. ISBN 83-7085-652-7.
2. BIEŃ, Jan. Hybrid Networks in Bridge Condition Evaluation and Prediction. In. *Proceedings of the 1st International Conference IABMAS on Bridge Maintenance, Safety and Management*. Barcelona: International Association for Bridge Maintenance and Safety, 2002, pp. 451 – 452 + CD.
3. BIEŃ, Jan. Information Technology for Concrete Bridges Condition Evaluation and Monitoring. In. *Proceedings of the International Symposium CEB-FIP on Concrete Structures: the Challenge of Creativity*. Avignon: CEB-FIP, 2004, pp.
4. BIEŃ, Jan, RAWA, Paweł. Hybrid Knowledge Representation in the Bridge Management Systems. In. *Archives of Civil and Mechanical Engineering*, 2004, Vol. IV. No. 1, pp. 41 – 55.
5. ČD S 5 *Správa mostních objektů*. Služební předpis Českých drah. Praha: Ministerstvo dopravy ČR, 1996.
6. ČSN ISO 13822 *Zásady navrhování konstrukcí – Hodnocení existujících konstrukcí*. Praha: Český normalizační institut, 2005.
7. MENČÍK, Jaroslav, RUDOLF, Petr. Moderní přístupy k hodnocení spolehlivosti a životnosti mostů. In. *Sborník z kolokvia „Spolehlivost a diagnostika dopravních prostředků a infrastruktury“*. Pardubice: Univerzita Pardubice, 2004, s. 75-82. ISBN 80-7194-706-7.
8. POKORNÝ, Jiří, RUDOLF, Petr. Reliability and durability of concrete and pre-stressed concrete bridges (decision-making processes and risks). In. *Proceedings of the 2nd International Scientific Conference „Reliability, Safety and Diagnostics of Transport Structures and Means“*. Pardubice: University of Pardubice, 2005, pp. 288-292. ISBN 80-7194-769-5.
9. POKORNÝ, Miroslav. *Umělá inteligence v modelování a řízení*. 1. vyd. Praha: Nakladatelství BEN, 1996. 190 s. ISBN 80-901984-4-9.
10. RUDOLF, Petr. Systémy pro správu mostů některých evropských železnic, jejich vývoj a možný vliv na Mostní informační systém ČD. In. *Sborník příspěvků z 11. ročníku konference Železniční mosty a tunely 2006.* Praha: SÚDOP, 2006, s. 99 – 101. ISBN
11. RUDOLF, Petr. Principles of Hybrid Method for Condition Evaluation of Bridge Objects Using Soft Computing Methods for Railway Bridge Management Systems. In. *Proceedings of the 4th International Scientific Conference on Challenges in Transport and Communications*. Pardubice: University of Pardubice, 2006, pp. 1129-1134. ISBN 80-7194-880-2.
12. Sustainable Bridges – Assessment for Future Traffic Demands and Longer Lives. *Guideline of the 1st Workshop of this FP Project on Inspection and Condition Assessment*. Berlin: Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung, 2006.

Oznámení

Článek byl zpracován v rámci výzkumu podporovaného grantovým projektem GAČR č. 103/05/2066 Stanovení provozní zatížitelnosti a životnosti mostních konstrukcí a také grantovým projektem UPa č. PRIORITY-2006-5-3/1 Vytvoření hybridní metody hodnocení stavu mostu s využitím metody výpočetní inteligence pro použití v systémech pro správu mostů.

Zpět do obsahu

Systémy nosných vrstev kolejového svršku použité na trase pražského metra IV.C2 Ládví – Letňany

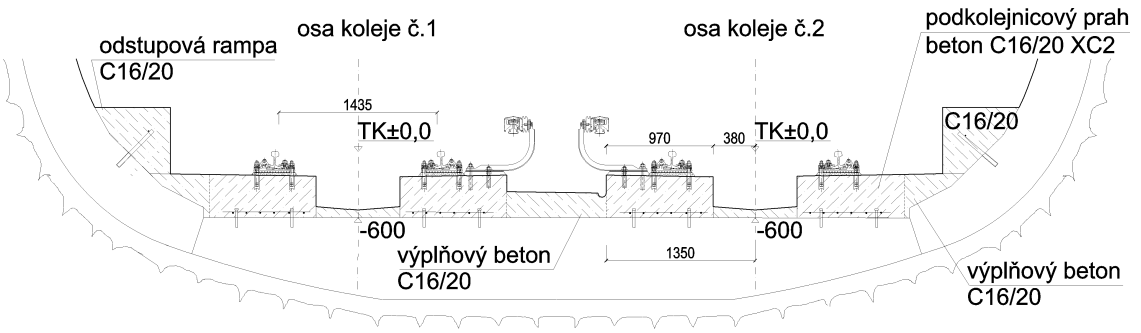
Ing. Jan Nosek, Metroprojekt Praha a.s.

V současné době probíhá v Praze výstavba prodloužení trasy metra C z Ládví do Letňan. Trasa IVC.2 Ládví - Letňany je vedena pod hustě zastavěnou oblastí severního města. Vzhledem k malým vzdálenostem tunelového ostění od základových konstrukcí obytných budov, bylo nutno přijmout nadstandardní opatření ke snížení emise vibrací z budoucího provozu metra. Tato opatření se ve značné míře realizovala v upevnění kolejového svršku a v použití nových systémů nosných vrstev kolejového svršku.

Rozdělení systémů nosných vrstev

V současnosti se v pražském metru jako nosné vrstvy kolejového svršku užívá systém podélných betonových prahů. Standardně je užíván tzv. Dvouvrstvý systém. Především z důvodu zajištění ochrany okolí proti nepříznivým účinkům přenosu vibrací z provozu metra, byl systém modifikován. Výsledkem je Třívrstvý a Čtyřvrstvý systém. Užití jednotlivých systémů záleží na požadavku vibrační ochrany v daném úseku.

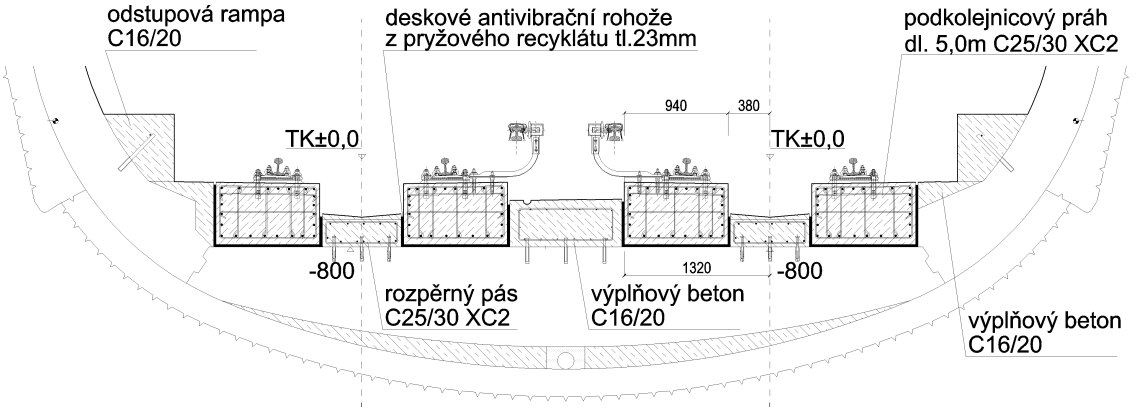
Dvouvrstvý systém



Obr. 1 Dvouvrstvý systém ve dvoukolejném tunelu

Dvouvrstvý systém je základní typ nosných vrstev kolejového svršku na nově realizovaných trasách metra. Název „dvouvrstvý“ vychází ze skutečnosti, že v celém systému kolejového svršku a jeho nosné vrstvy jsou dvě pružné vrstvy – pryžová podložka pod kolejnicí a pryžová podložka pod podkladnicí. Samotnou nosnou vrstvu kolejového svršku tvoří neodpružené betonové prahy. Prahy jsou umístěny pod každou kolejnicí symetricky k ose koleje. V příčném řezu mají rozměr 0,97x0,37m (viz obr. 1), v podélném směru jsou prahy betonovány kontinuálně v úsecích které jsou násobkem 10 m. Prahy jsou betonovány na tunelové dno monoliticky, z betonu C16/20 - XC2. Vyztužení kari sítí je jen u dolního povrchu prahu. Po zatuhnutí betonu jsou v povrchu prahů provedeny řízené spáry hloubky 30 mm, které zajišťují vznik trhlin od smršťování betonu v předem určených místech. Vzdálenost řízených spár závisí na poloze výztuže, zpravidla je 5 m. Pro zajištění polohy prahů v příčném směru, a tím i rozchodu, jsou použity 4 kotevní trny na jeden 5m dlouhý práh. Prostor na vnější straně podélných prahů je vyplněn nevyztuženým betonem C16/20. Prostor mezi podélnými prahy tvoří odvodňovací žlab tunelu. Povrchy podélných prahů a výplňových betonů jsou v přímé spádovány sklonem 1,5% do odvodňovacího žlabu. V oblouku jsou povrchy podélných prahů a výplňových betonů ve sklonu dle převýšení koleje. Zároveň se ve výplňovém betonu na vnitřní straně oblouku zřizuje odvodňovací žlábek, který je sveden příčným svodem do odvodňovacího žlabu v ose koleje. Stejný princip úpravy povrchů platí i pro ostatní popisované systémy.

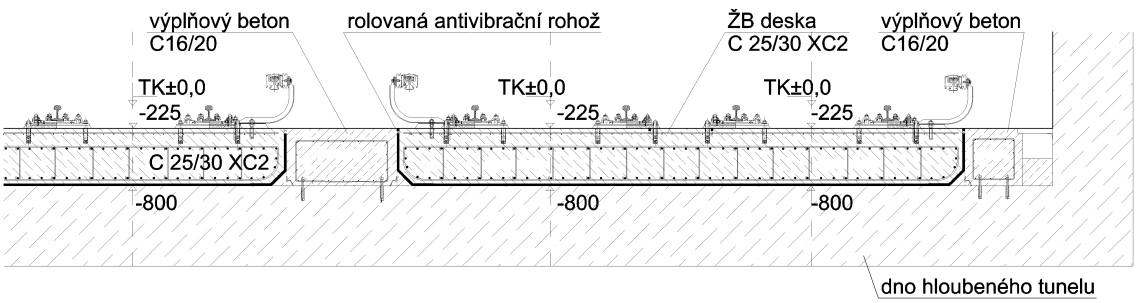
Třívrstvý systém



Obr. 2 Třívrstvý systém ve dvoukolejném tunelu

Třívrstvý systém je nejpoužívanější systém nosných vrstev na realizované trase metra IV.C2 Ládví - Letňany. Systém se užívá tam kde je třeba dosáhnout nadstandardního útlumu vibrací přenášených do tunelového ostění z provozu metra. Pružné vrstvy systému tvoří kromě podložky pod patou kolejnice a pod podkladnicí i desková antivibrační rohož, která odděluje podkolejnicový prah od zbytku konstrukce. Monolitický betonový práh má rozměry 0,94x0,55x5,00m (viz obr. 2). Je z betonu třídy C 25/30 - XC2, výztuž tvoří armokoš z oceli 10505 R. Podélná nosná výztuž je profilu Ø 20 mm, třmínky jsou Ø 10 mm. Armokoš je navržen podle vzdálenosti podpor kolejového svršku tak, aby při vrtání otvorů pro kotevní šrouby těchto podpor nedocházelo k převrtání výztuže. V prostoru mezi podkolejnicovými prahy je neodpružený rozpěrný betonový pás z betonu C25/30 - XC2, který je přikotven kotevními trny k tunelovému dnu. Tento pás tvoří stabilizační prvek pro podkolejnicové prahy a tím zároveň zajišťuje rozchod koleje. Jednotlivé prahy délky 5 m jsou vzájemně odděleny 2 mm silnou PE folií, plnící funkci akustické přepážky. Právě z hlediska akustiky je ideální délka prahu 5 m. Deskové antivibrační rohože tloušťky 23 mm, které tvoří třetí pružnou vrstvu, jsou vyrobeny z pryžového recyklátu. Všechny rohože (spáry) vystavené případnému působení ohně jsou chráněny zatmelením protipožárními tmely, které zároveň zajišťují uzavření spár proti vniknutí vody.

Třívrstvý systém ve výhybkovém objektu stanice Letňany

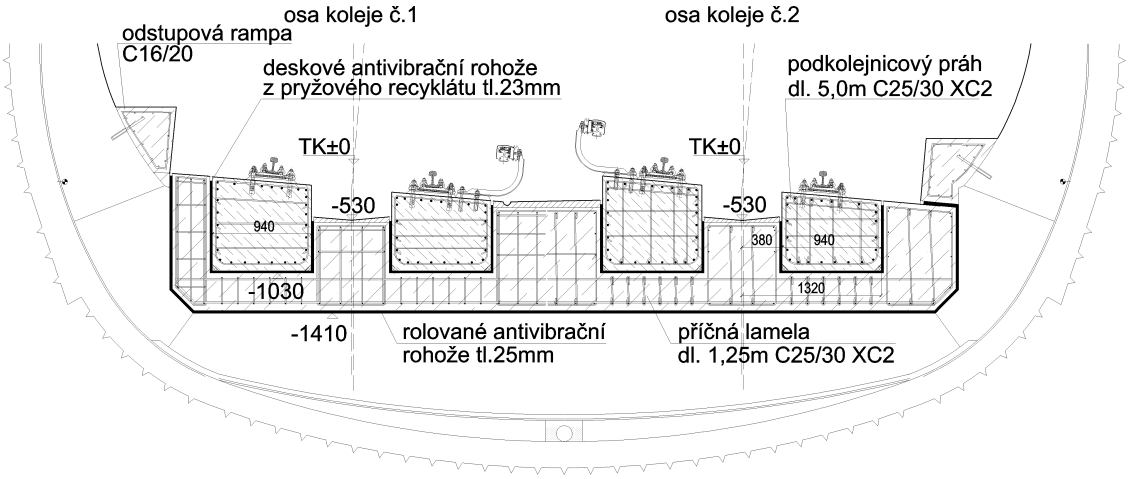


Obr. 3 Třívrstvý systém ve výhybkovém objektu stanice Letňany

Ve výhybkovém objektu stanice Letňany byla užita modifikace třívrstvého systému. Výhybky jsou kompletně uloženy na betonových deskách, které jsou odpruženy rolovanými kaučukovými rohožemi tl.25 mm. Desky jsou děleny podle dilatačních dílů konstrukce hloubeného tunelu a zároveň tak, aby bylo zohledněno jejich vyvážené zatěžování při přejezdu soupravy. Desky jsou monolitické, tl. 0,55 m, zřizované z betonu tř. C 25/30 - XC2, křížem vyztužené ocelí 10505 R Ø14. Tato výztuž je umístěna u dolního povrchu a ve 2/3 výšky desky tak, aby nebyla v kolizi při vrtání otvorů pro lepení kotevních šroubů upevnění svršku. Kvůli možnému vzniku trhlin od

smršťování betonu je u horního povrchu deska vyztužena kari sítí. Jednotlivé desky jsou od sebe odděleny akustickou přepážkou z folie PVC tl. 2 mm. Všechny rolované rohože (spáry) jsou proti působení ohně chráněny nehořlavým provazcem a zatmeleny trvale pružným tmelem, který zajišťuje uzavření spáry proti vniknutí vody. Povrchy betonových desek jsou vodorovné bez odvodňovacích žlabů. Odvodnění je vyřešeno žlaby ve výplňových betonech, které přiléhají ke stěnám tunelu výhybkového objektu.

Čtyřvrstvý systém



Obr. 4 Čtyřvrstvý systém ve dvoukolejném tunelu

Čtyřvrstvý systém je používán v místech vyžadujících maximální ochranu proti přenosu vibrací z tunelového ostění na okolní konstrukce. Na trase metra IV.C2 Ládví – Letňany byl tento systém použit poprvé. Systém užívá čtyři pružné vrstvy, kromě podložky pod patou kolejnice a pod podkladnicí to jsou deskové antivibrační rohože a rolované antivibrační rohože. Deskové antivibrační rohože, slouží jako třetí vrstva a oddělují podélné prahy od konstrukce lamely. Rolovaná antivibrační rohož je čtvrtou pružnou vrstvou systému oddělující konstrukci příčné lamely od konstrukce tunelu. Podélné prahy jsou oproti třívrstvému systému navrženy s výškou 0,80 m (TK - 1,030 m). Šířka prahu 0,94 m, z třívrstvého systému, je zachována. Prahy jsou betonovány monoliticky do „van“ které vzniknou po betonáži příčné lamely. Prahy jsou z betonu C25/30-XC2 vyztužené armokoši z oceli 10505 R s podélnou nosnou výztuží Ø 20 mm. Příčná lamela je nejmasivnějším prvkem celého systému. Je betonována monoliticky bezespár na celou šířku (cca 7,5 m) prohloubeného dna dvoukolejného tunelu. Ve směru osy koleje, má délku 1,25 m. Lamela je navržena z betonu C25/30-XC2, výztuž tvoří armokoš z oceli 10505 R Ø16. Minimální tloušťka lamely je 0,35 m. Jednotlivé lamely jsou celoplošně uloženy na rolovaných antivibračních rohožích. Vzájemně jsou odděleny PVC fólií tl. 2 mm, která slouží jako akustická přepážka. Z hlediska útlumu vibrací se délka lamely 1,25 m blíží optimální hodnotě. Pro zvýšení tlumícího efektu jsou podélné prahy, uložené na lamelách, vybetonovány s nevstřícnými sparami. To znamená, že je v každé koleji na začátku a konci úseku čtyřvrstvého systému v nosné vrstvě pod jednou z kolejnic použit prah zkrácený o modulovou délku oproti prahu pod druhou kolejnicí. Deskové antivibrační rohože užívané do třetí vrstvy jsou z pryžového recyklátu tl. 23 mm. Rolované antivibrační rohože čtvrté vrstvy jsou z polyuretanu tl. 25 mm. Všechny deskové rohože(spáry) třetí vrstvy vystavené případnému působení ohně jsou chráněny zatmelením protipožárními tmely, které zároveň zajišťují uzavření spár proti vniknutí vody. Všechny rolované rohože (spáry) čtvrté vrstvy jsou proti působení ohně chráněny nehořlavým provazcem a zatmeleny trvale pružným tmelem, který zajišťuje uzavření spáry proti vniknutí vody.

Měření útlumu vibrací

Z důvodu ověření předpokladů o chování jednotlivých systémů bylo provedeno měření útlumů vibrací na zkušebním úseku v trase IV.C1 Nádraží Holešovice - Ládví v katastru Troja. Měřením z hlediska akustiky bylo zjištěno, že systém dvou pružných vrstev (pryžová podložka pod kolejnici a pryžová podložka pod podkladnici) se významně podílí na útlumu vibrací generovaných jízdní kolejnicí do kolejových betonů. Střední hodnota útlumu ve sledovaném frekvenčním pásmu dosáhla hodnoty 22 dB. Dalším měřením bylo zjištěno že podkolejnicové odpružené prahy (třetí vrstva) se podílí na útlumu vibrací v pásmu nižších frekvencí (4 - 8 Hz) hodnotou cca 9 dB a v pásmu vyšších frekvencí (63 - 125Hz) hodnotou cca 20 dB. Hodnotu útlumu čtvrté vrstvy nebylo ještě možno ověřit v provozu, nicméně podle výpočtů vychází hodnota středního útlumu cca 10 dB.

Chování v provozu

Po 18 měsících provozu byla provedena prohlídka zkušebního úseku na trase IVC.1 v katastru Troja. V daném úseku je použit třívrstvý systém. Po prohlídce bylo konstatováno, že prahy nevykazují žádné porušení a ani parametry geometrické polohy koleje, sledované periodicky provozovatelem, nevykazují žádné odchylky, kterým by bylo nutno věnovat pozornost.

Závěr

Výše popsané systémy vytvářejí předpoklady pro dlouhodobý provoz bez větších nároků na údržbu. Zároveň poskytují vysoký stupeň ochrany proti nepříznivým účinkům vibrací, což je velkým přínosem pro provoz bez negativních dopadů na okolí.

Zpět do obsahu

Systém kabelových žlabů UNI 121

Ing. Hynek Vilam, Výzkumný ústav stavebních hmot, a.s., Brno
Ing. René Čechmánek, Výzkumný ústav stavebních hmot, a.s., Brno
Ing. Petr Doležal, Výzkumný ústav stavebních hmot, a.s., Brno

Systém kabelových žlabů UNI 121 slouží pro ukládání kabelů vysokonapěťového i nízkonapěťového vedení při výstavbě dopravních a průmyslových staveb, např. v metru, silničních a železničních tunelech a podél železničních tras. Jeho výhodou je nízká hmotnost a zároveň vysoká pevnost, trvanlivost a snadná montáž. Kabelové žlaby jsou nehořlavé a mohou být navrženy také jako požárně odolné. Jsou vyráběny v provedení jednokanálovém i vícekanálovém. Pro vertikální a horizontální přechody slouží speciální tvarové kusy. Systém zahrnuje i kotevní prvky pro uchycení na stěny tunelu a další ocelové podpěrné konstrukce.

Materiál

Kabelové žlaby systému UNI 121 jsou vyrobeny z vláknového kompozitního materiálu UNICRET. Tento materiál, u nás známý pod názvem sklocement, je nyní podle platných norem označován jako sklovláknobeton (SVB). Jedná se o jemnozrnný beton, jehož matrici tvoří vysokohodnotný portlandský cement, jemný křemičitý písek a další přísady a příměsi, kterými je možno recepturu modifikovat pro použití při různých aplikacích. Vyztužení matrice pomocí přídavku alkalivzdorného skleněného vlákna umožňuje vyrábět prvky v tloušťkách okolo 8 až 10 mm, které při své malé objemové hmotnosti a nasákavosti vykazují vysoké hodnoty pevností v tahu za ohybu i v rázu. Doplňkové prvky systému UNI 121 jako spony připevňující víko, háky pro uchycení žlabů na stěnu tunelu, podpěrné konstrukce jsou ocelové, žárově zinkované.

Vlastnosti materiálu UNICRET udává následující tabulka.

Vlastnosti	Deklarované hodnoty
Objemová hmotnost	2050 $kg.m^{-3}$
Nasákavost	10% hmotn.
Délkové vlhkostní změny	1,5 mm/m
Pevnost v ohybu	min. 11 MPa
Mez úměrnosti za ohybu	min. 8 MPa
Modul pružnosti za ohybu	15 GPa
Pevnost v rázu IZOD	8 $kJ.m^{-2}$
Mrazuvzdornost po 150 cyklech	100 %
Třída reakce na oheň	A 1

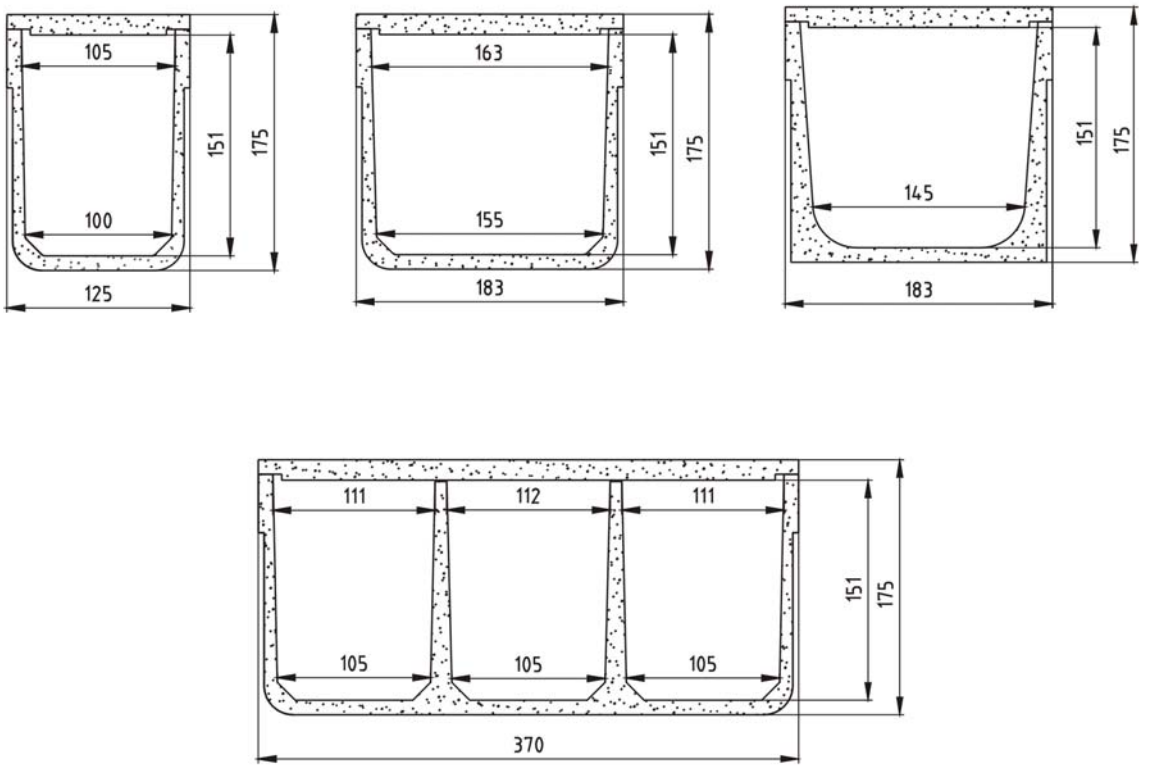
Tab. 1 Vlastnosti materiálu UNICRET

Vývoj a popis systému

Vývoj těchto kabelových žlabů započal v roce 1996, kdy vznikl požadavek nahradit doposud užívané azbestocementové roury, sloužící pro uložení a mechanickou ochranu VN kabelů v tunelech metra.

Postupným vývojem vznikl kabelový žlab jako prvek tvaru U o délce 2 m, vyráběný odléváním do ocelové formy. Na jednom konci je opatřen hrdlem pro snadné napojování sousedních kusů, po bocích má drážku pro zachycení spon, upevňujících víko s osazením. Alternativně je možno upevnění víka řešit jiným způsobem.

Kabelové žlaby jsou vyráběny v několika průřezech jako jednokanálové i v provedení se třemi oddělenými komorami. Je možno je ukládat buď na rovný únosný podklad nebo pomocí závěsného systému připevňovat na stěny tunelu.



Průřez žlabu UNI121.E 370 3

Obr. 1 Průřezy vyráběných žlabů systému UNI 121

Ke každému typu žlabu jsou určeny zvláštní tvarové prvky – odbočky a kolena, umožňující stranové nebo výškové změny trasy a také přechodové prvky, umožňující vzájemné napojení různých typů žlabů.

Další součástí systému jsou ocelové prvky pro uchycení žlabů na stěny tunelu a podpěrné konstrukce, upevňující tvarové prvky (odbočky, kolena) při změně směru trasy. Veškeré tyto prvky jsou povrchově upraveny proti korozi.

Možnosti použití

Možnosti použití systému UNI 121 při ukládání kabelových tras udává následující obrázek.

Obr. 2 Realizace systému kabelových žlabů UNI 121

Spustit prezentaci

Zpět do obsahu

Odvodnění dálničního mostu Český Těšín - Žukov

Stanislav Grunt,Geberit spol.s r.o.

Na silnici I/48 ČeskýTěšín-Žukov,II. stavba SO 206 Přemostění Hrabinky v 15,245 km byl v r. 2003 realizován nový dálniční most. Pro odvodnění mostních odvodňovačů a izolace byl použit vysokohustotní polyetylén Geberit-HDPE. Veškerý upevňovací systém potom z nerezavějící oceli. Levá strana mostu (délka cca 200m) byla odvodněna dvěma odpady d-200 mm, rovněž tak pravá strana mostu.

Použitý materiál musel splňovat určitá kritéria jako je odolnost proti otřesům, životnost, nárazuvzdornost, pružnost, ochrana před UV zářením, odolnost proti korozi, mrazu atd.

Trubní systém

Geberit-HDPE odolává vůči rázům i při velmi nízkých teplotách, je odolný vůči nízkým teplotám(-40°C), oděru (4xodolnější než ocel). Je pružný (otřesy), probarvení sazemi pro stabilizaci před UV zářením, nekoroduje a je lehký (1m trubky d-200 mm váží jen 3,58 kg), životnost min 50 let. Teplotní roztažnost potrubí je kompenzována dilatačními tvarovkami.

Montáž

Vzdálenost mezi mostním odvodňovačem d-100 mm a odvodnění izolace d-50mm je cca 4 m, takže bylo možno použít prefabrikaci a jednotlivé části vyrobit v dílně. Na stavbě se už potom jednotlivé části jen délkově upravovaly (podle teploty prostředí) a nasunovaly do dilatačních hrdel. Potrubí d 200 mm je upevněno do stropní konstrukce mostu závěsy z nerezavějící oceli po max 2 m. Pevné body vždy u dilatačních tvarovek (hrdel), dále potom kluzné uložení. Dopojení odvodňovačů z ocelolitiny je provedeno tzv. smršťovacími hrdly s těsněním, dopojení odvodnění izolace (PVC d 50mm) PE hrdly s těsněním. Montáž se prováděla z lešení, avšak některé části bylo nutné provádět dodatečně z výsuvných plošin,kde se projevila výhoda lehkosti trubního materiálu. Montážní firma provádí korektury výpočtů délky zasunutí trubek do dilatačních hrdel.

Příklady výpočtů

Výpočet dilatace potrubí - příklad:

Vzorec pro výpočet prodloužení délky trub vlivem zvýšení teploty prostředí:

$\Delta L = L.\alpha.(t_{max} - t_p) = 4 . 0,2 . (40-20) = 4 . 0,2 . 20 = \underline{16 \text{ mm}}$

- ΔL je prodloužení délky potrubí v mm,
- L délka potrubí v m(od hrdla k hrdlu),
- α koeficient tepelné roztažnosti potrubí (dle výrobce 0,2 mm/m°K),
- t_{max} maximální teplota prostředí(+40° C),
- t_p teplota prostředí při montáži(zvolena 20° C).

Vzorec pro výpočet zkrácení délky trub vlivem snížení teploty prostředí:

$\Delta L_1 = L.\alpha.(t_{min} - t_p) = 4 . 0,2 .(-30-/+20/) = 4 . 0,2 .(50) = \underline{-40 \text{ mm}}$.

- ΔL_1 je zkrácení délky potrubí v mm
- L délka potrubí v m (od hrdla k hrdlu)
- α koeficient tepelné roztažnosti potrubí (dle výrobce 0,2mm/m°K)
- t_{min} minimální teplota prostředí (-30°C)
- t_p teplota prostředí při montáži (zvolena 20°C)

Z výpočtu vyplývá, že po šesti metrech bude v každém hrdle potrubí dilatovat cca +16 mm a –40 mm při maximálním výkyvu provozních teplot.

Poznámka:

V místě montáže je nutno měřit okolní teplotu vzduchu. Dle teploty vzduchu provádět korekci t_p ve výpočtu a následné zasunutí trub do hrdel. U každého hrdla bude vytvořen pevný bod.