KONFERENCE

ŽELEZNIČNÍ MOSTY

SPRÁVA A VÝSTAVBA

setkání správců - praktiků, projektantů a stavitelů

3. ROČNÍK

Kongresové centrum hotelu Olšanka,
Olšanské náměstí, Praha 3
15.prosince 1997

pořádá
SUDOP PRAHA a.s.
ve spolupráci s
Českými drahami, s.o., Divizí dopravní cesty, o.z.

SBORNÍK PŘÍSPĚVKŮ

3. ROČNÍK KONFERENCE

ŽELEZNIČNÍ MOSTY
SPRÁVA A VÝSTAVBA

setkání mostařů praktiků – správců, projektantů a stavitelů

Kongresové centrum hotelu Olšanka,
Olšanské náměstí, Praha 3
15. prosince 1997

pořádají

SUDOP PRAHA a.s.
Českými drahami, s.o., Divizí dopravní cesty, o.z.

Přípravný výbor konference:

Ing. Milan Čermák, České dráhy s.o.
Ing. Josef Fidler, SUDOP PRAHA a.s.
Ing. David Krása, SUDOP PRAHA a.s.
Ing. Danuše Marusičová, České dráhy, s.o.
Ing. Karel Nezval, SUDOP PRAHA a.s.

SBORNÍK PŘÍSPĚVKŮ

Příspěvky neprošly jazykovou úpravou.

Obsah sborníku:

1. Hydrologické aspekty povodnì
   Ing. Teichman, ČD
2. Obnoveni mostu v Moravičanech
   Ing. Nečekal, Dr Ing John, ČD
3. Odstraňování povodňových škod na mostech Severní Moravy
   Ing. Holešovský, MCO
4. Sanace spodní stavby mostu „Hájenka"
   Ing. Novak,ČD
5. Obnoveni provozu na hraničním mostě Bohumín - Chałupki
   Ing. Schneider ČD
6. Přestavba hraničního mostu ve Vejprtech
   Ing. Krasa, SUDOP Praha
7. Rekonstrukce uložení šikmých komorových konstrukcí
   Prof. Tomica, Žilinská universita
8. Rekonstrukce uložení šikmých komorových konstrukcí
   Ing. Korbelář, Pontex
9. Mostní evidenční system ČD
   Ing. Vejvoda ČD
10. Předpjaté ocelobetonové nosníky NDS
    Doc. Hrdoušek, Doc. Rotter, ČVUT, Ing. Šafář, SUDOP Praha
11. Nova evropská norma pro navrhování ocelových mostních konstrukcí prENV 1993-2
    Prof. Šertler, Universita Pardubice
12. Mosty a zdi na koridoru Děčín - státní hranice
    Ing. Václav Sláma, Vodní stavby Praha a.s., divize Chomutov

Hydrologické aspekty povodně

Ing. Miroslav Teichman TÚDC Hradec Králové

Příčinou povodní v části České republiky (východní Čechy Morava a Slezsko) byly extrémní srážky v uvedené oblasti. Z hlediska hydrometeorologického je povodňová situace rozdělena na dvě období.

První povodeň ve dnech 6. - 17. 7. 1997, pro kterou byly rozhodující srážky za 5 dní (od 4. 7. do rána 9.7)

Druhá povodeň ve dnech 18.7.-27. 7. 1997, pro kterou byly rozhodující srážky od 17.7 - 21.7 a také stav území po předcházející povodni (nasycenost půdy, naplnění inundačních území, technické poruchy hrází,…)

PRVNÍ POVODEŇ

Příčinná meteorologická situace první povodňové vlny povodni

Nad střední Evropou se vlnila studená fronta. V pátek 4. 7. 1997 se na ní vyskytly místní poměrně výrazné bouřky s lijáky, které zahájily extrémní srážkovou bilanci. V sobotu 5. 7. se na této frontě vytvořila nad severní Itálií tlaková níže, která postupovala k severovýchodu a svým srážkovým pásmem zasáhla kolem poledních hodin od jihu Moravu. Tato tlaková níže se přesunula od nedělního rána 6. 7. nad východní Polsko a Slezsko. V jejím týlu převládlo poměrně silné severní až severozápadní proudění, do kterého byl stržen teplý a vlhký vzduch nasávaný touto mží v její přední části. Výše uvedené meteorologické podmínky umocněné navíc návětrným efektem na severních a severozápadních svazích Krkonoš. Orlických hor, Jeseníků a Beskyd byly důvodem mimořádně silných srážek v těchto oblastech.

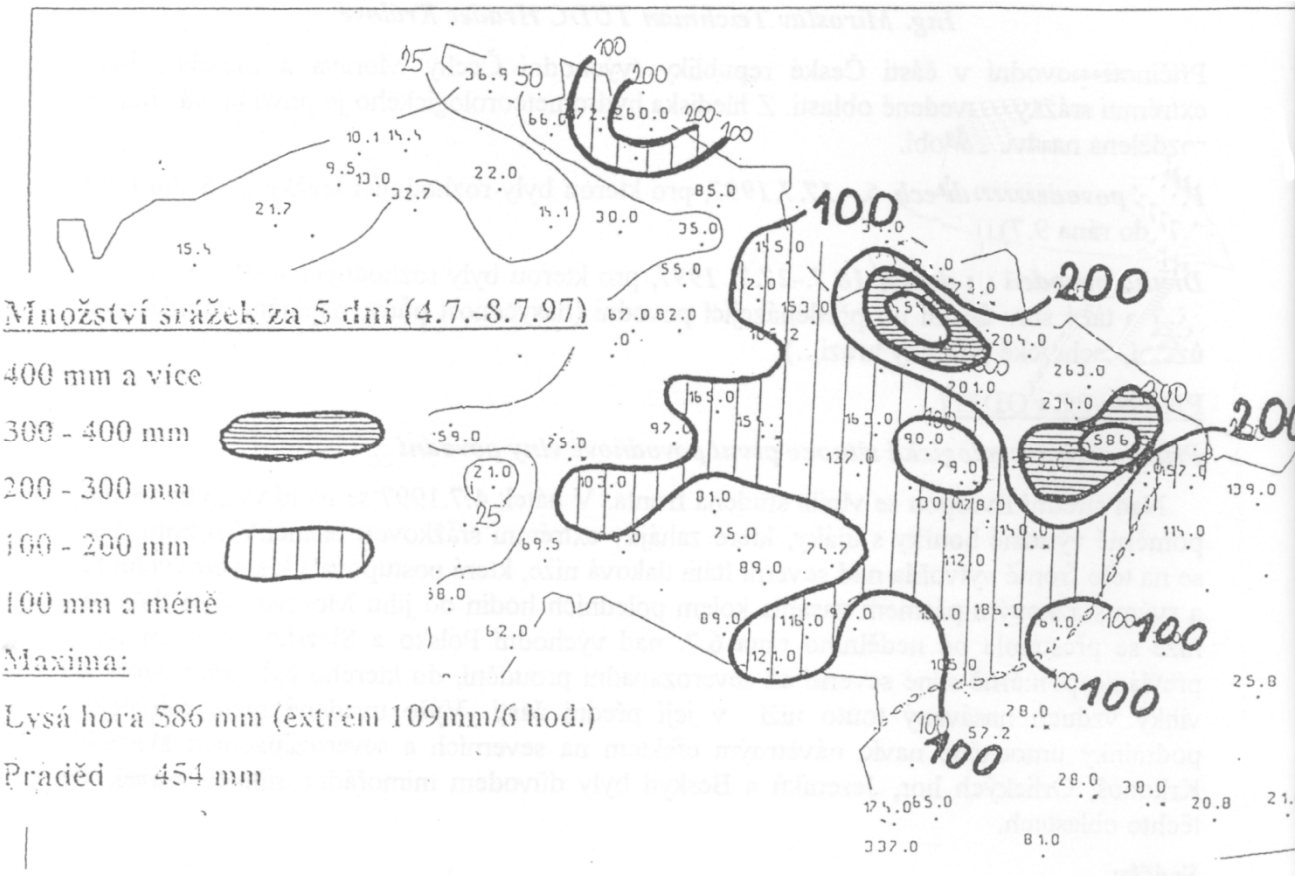
Srážky

Ve východních Čechách, na Moravě a ve Slezsku začal trvalý déšť v sobotu 5. 7. 1997 od odpoledních hodin. Ve východních Čechách trval do úterý 8. 7. dopoledních hodin, na většině území Moravy končil týž v dopoledních a večerních hodinách, na severovýchodě Moravy a ve Slezsku přetrval až do středy 9. 7. odpoledne. Extrémně silné srážky (109 mm/6 hod.) se vyskytly na Lysé hoře v první polovině noci ze 6.7. na 7. 7., a další silné srážky (nad 50 mm/6 hod.) byly v období od 7. do 8. 7. nejen v této oblasti, ale také na Pradědu a 7. 7. ráno v Peci pod Sněžkou. Pro vývoj odtokové situace byl rozhodující 5 - denní srážkový úhrn za období od 4. 7. do rána 9. 7. 1997. Za toto období spadlo neuvěřitelných 586 mm srážek na Lysé hoře (to je asi 1/3 celoročních srážek, a také srážky za celý rok v „sušších“ oblastech ČR), 454 mm na Pradědu a také v Krkonoších 235 mm v Peci pod Sněžkou a 260 mm na Labské boudě. Kromě horských stanic měly vysoké srážkové úhrny také níže položené stanice Valašské Meziříčí (375 mm) a Ostrava (263 mm). Na většině území Moravy byl srážkový úhrn nad 100 mm, na severní Moravě a ve Slezsku nad 200 mm (viz. obr. 1 a tab. 1).

První vlna povodní

Spadlé srážky ve východních Čechách, na Moravě a Slezsku byly odváděny třemi povodími. Srážky ve východních Čechách byly odváděny řekou Labem (Severní moře) s přítoky Tichou Orlicí, Třebůvkou, Divokou Orlicí, Loučnou,… Srážky na Moravě byly odvedeny řekou Moravou (Dunaj, Černé moře) s přítoky Desnou, Brannou, Moravskou Sázavou, Bečvou, Vsetínskou Bečvou.,… Srážky ve Slezsku a na části Moravy byly odváděny řekou Odra (Baltské moře) s přítoky Opavou, Opavicí, Ostravicí, Moravicí,…

POVODNĚ – červenec 1997



obr. 1. - mapa izohyet v období od 4.7. - 8. 7. 1997

stanice	n.v. v metrech	4.7.	5.7.	6.7.	7.7.	8.7.	součet
Pec p. Sněžkou.	770	16	19	133	67	0	235
Labská bouda	1300	28	30	126	76	0	260
Ústí n. Orlicí	406	12	16	30	47	0	105
Hradec Králové	276	12	10	7	26	0	55
Praděd	1790	11	88	106	139	110	454
Lysá hora	1324	15	61	234	105	171	586
Červená u Libavé	750	20	59	55	50	17	201
Světlá hora	596	8	44	47		16	115
Opava	272	3	46	62	52		163
Ostrava-Mošnov	256	31	58	43	51	51	234
Ostrava-Poruba	240	18	53	69	77	46	263
Praděd	1790	11	88	106	139	110	454
Valašské Meziříčí	334	11	86	159	75	44	375
Šumperk	328	6	54	25	41	4	130
Vizovice	310		7	64	49		120
Luhačovice	297		8	51	53		112
Přerov	247	5	40	34			79
Uherské Hradiště	235	13	11	49	34	5	112
Kroměříž	235	6	37	43	34	10	130
Holešov	231	11	34	49	64	20	178
Strážnice	177	18	3	42	36	2	101

tab. 1. - množství spadlých srážek v mm

Hydrologická situace v povodí Odry

Před začátkem srážkové Činnosti (4. 7.) byly na většině toků průtoky podprůměrné. V neděli 6. 7. se po vydatných srážkách zvýšily hladiny Ostravice Olše a Bělé o 1,3 - 2,0 m, Odry v Bohumíně dokonce

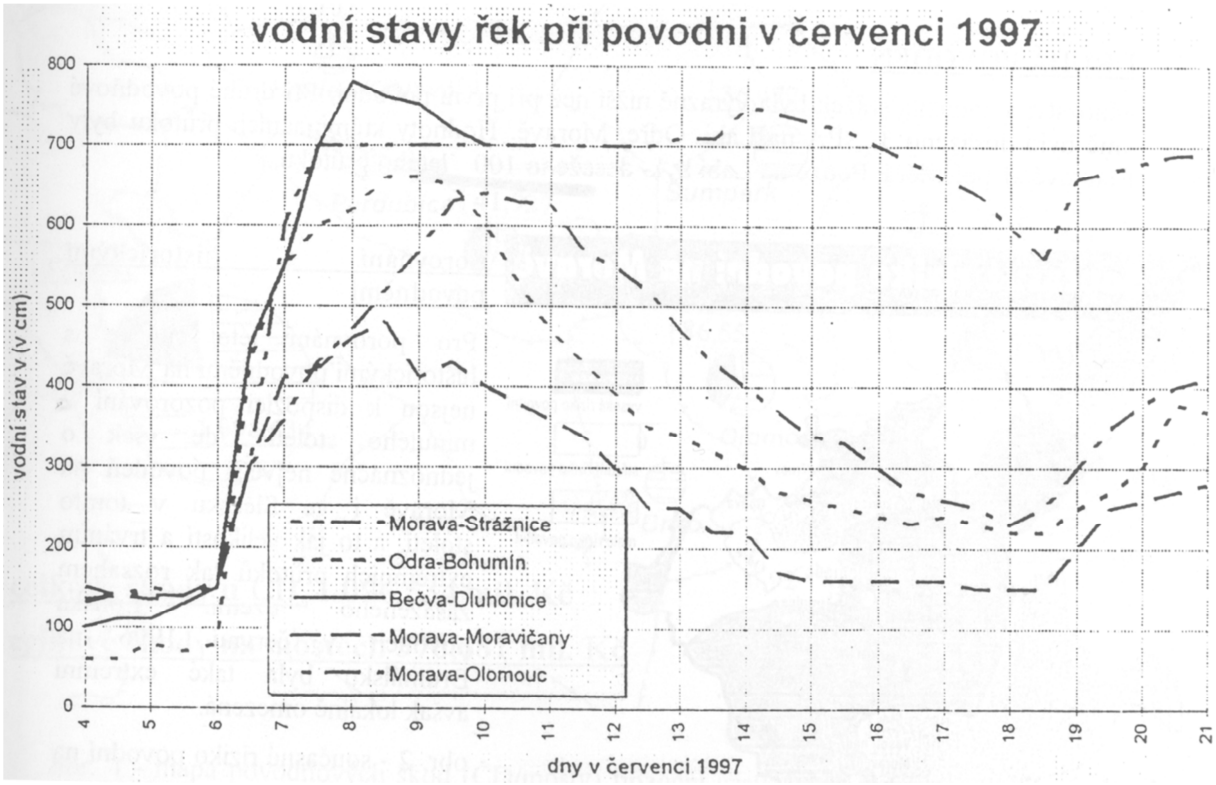
o 2,4 m. v pondělí ráno dosáhly hladiny na všech tocích úrovně 2. a 3. stupňů povodňové aktivity (SPA). Vzestupy dosahovaly 1,5 - 2,5 m a docházelo k rozsáhlým záplavám. V úterý ráno byly na všech tocích překročeny 3. SPA. Poklesy na horních tocích začaly v pondělí 7.7. Dne 13. 7. se již v povodí Odry nevyskytoval 3. SPA. Při kulminaci povodňových vln byly překročeny 100 - leté průtoky na Bělé, Odře, Opavě, Opavici a Ostravici (viz. graf 1 a tab. 2).

Hydrologická situace v povodí Moravy

Před začátkem srážkové činnosti (4. 7.) se pohybovaly průtoky na tocích v rozmezí 70% - 150% dlouhodobého červencového průměru. V neděli 6. 7. zaznamenala Desná 3. SPA vzestupem hladiny o 1,9 m. Během dne prudce stouply hladiny na Třebůvce, Bečvě v Dluhonicích a Rožnovské Bečvě ve Valašském Meziříčí. Na řece Moravě došlo k velmi rychlým vzestupům hladiny (ráno 7. 7. se zvýšila hladina až o 6 m). Na dolním toku řeky Moravy docházelo ke zpomalování povodňové vlny. Při kulminaci povodňových vln byly překročeny 100 - leté průtoky na Desné, Branné, Třebůvce, Rožnovské Bečvě, Bečvě, Moravy (viz. Graf 1 a tab. 2)

Hydrologická situace v povodí Labe

Před začátkem srážkové činnosti (4. 7.) se pohybovaly průtoky na tocích v rozmezí 60% - 110% dlouhodobého červencového průměru. V pondělí ráno bylo na horním toku Labe dosaženo 3. SPA. V úterý se zvedla hladina Divoké Orlice, Orlice, Třebovky. Při kulminaci bylo dosaženo 100 - letých průtoků na horním toku Labe, Tiché Orlici a Třebovce. (viz. Graf 1 a tab. 2).



graf 1 - vodní stavy řek při povodni v červenci 97

vodní tok	stanice	den	hodina	stav	průtok	vodnost
Labe	Labská	7	8	152	120	50-100 L
Třebovka	Hylvaty	8	4	320		100 L
Tichá	M. Čermná	8	4	472	111	100 L
Orlice	Týniště	8	18	465		50 L
Odra	Odry	7	16-17	387	171	>50 L
Lubina	Petřvald	8	1	249	260	>50 L
Odra	Svinov	7	24	770	633	>100 L
Odra	Bohumín	8	14-19	660	2030	>100 L
Opava	Krnov	7	13	44	261	>100 L
Opavice	Krnov	8	9	352	158	>100 L
Opava	Opava	7	16	460	394	>100 L
Opava	Dehylov	8	3	624	561	>100 L
Ostravice	Svianov	9	2	568	903	>100 L
Ostarvice	Ostrava	9	6	674	1240	>100 L
Lomná	Jablunkov	8	18	260	95	20 L
Béla	Jeseník	?	?	?	225	>100 L
Desná	Šumperk	8	6	411	172	>100 L
Morava	Moravičany	8	15	489	380	>100 L
Třebůvka	Loštice	8	12	376	156	<100 L
Morava	Olomouc i	9	18	647	493	>100 L
Vs. Bečva	Val. Meziříčí	7	12	530	424	20 L
Bečva	Dluhonice	8	2	780	770	>100 L
Morava	Kroměříž	10	21	697	758	>100 L
Dřevnice	Zlín	7	9	433	233	<50 L
Morava	Spytihněv	11	12	791	730	>100 L
Morava	Strážnice	13	24	752	820	>100 L

tab. 2 - maximální průtoky na některých řekách při první povodňové vlně (stav je udáván v mm, průtok v m^3/s, vodnost 100 L = Q_{100})

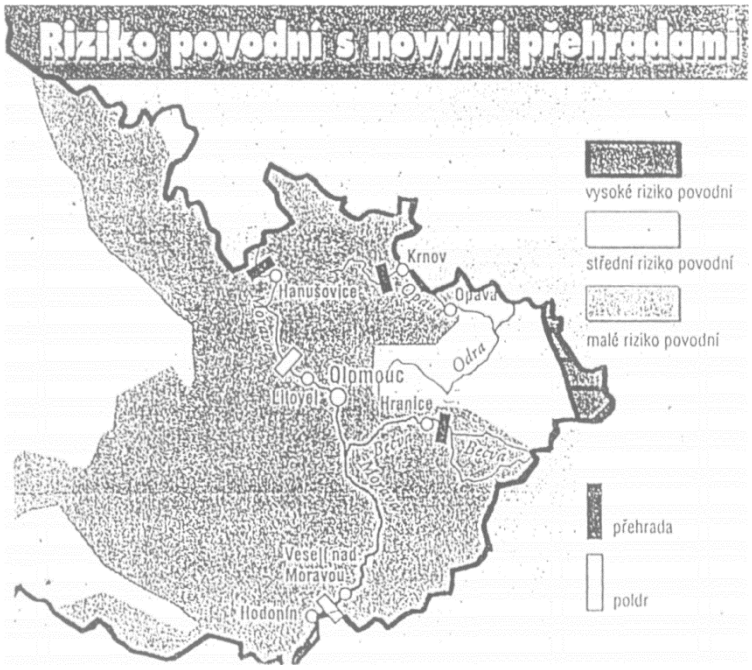
DRUHÁ POVODEŇ

Množství a intenzita srážek byla výrazné nižší než při první povodni. Při druhé povodňové vlně bylo dosaženo 3. SPA na Labi, Odře, Moravě. Hodnoty kulminačních průtoku byly třetinové až poloviční. Pouze na Labi bylo dosaženo 100 letého průtoku.

Porovnání s historickými povodněmi

Pro porovnání této situace s historickými povodněmi na Moravě nejsou k dispozici pozorování z minulého století. Jde však o jednoznačně největší povodeň na Moravě i ve Slezsku v tomto století, a to jak velikostí a trváním extrémních průtoků tak rozsahem zasaženého území. Loňská povodeň v červnu 1996 na Bruntálsku byla také extrémní avšak lokálně omezená.

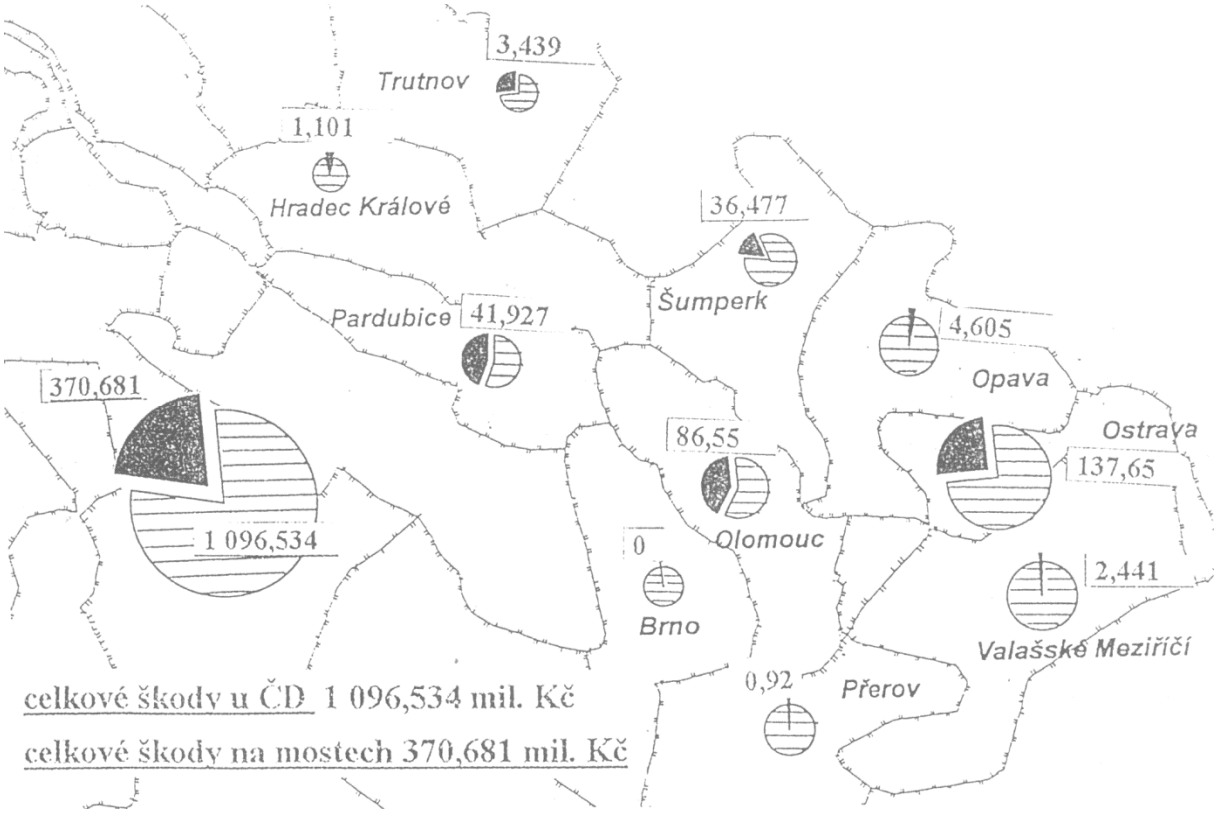
obr. 2 - současné riziko povodní na Moravě



<u>Na závěr příspěvku si je třeba položit otázku, zda bylo možné povodním zabránit.</u> Zabránit samozřejmě ne, ale zmírnit určitě ano. Povodně lze zmírnit např. těmito opatřeními: zvýšit vsákavost půdy (pole mají výrazně nižší vsákavost než lesní porost - povodí řeky Moravy je velmi intenzivně obděláváno), na horních tocích zachytit povodňovou vlnu (postavit přehrady na horních tocíh), umožnit bezpečné rozlití řeky v dolním toku (výstavba poldrů) (viz. Obr. 2 a 3).

obr. 3 - riziko povodní na Moravě s novými přehradami.

První a druhá povodňová vlna způsobila Českým drahám a mostní správě následující škody (viz. obr.4). Celkové škody (investice i opravné práce) na mostech jsou odhadnuty na 370,681 mil. Kč (odhad k 30. 9. 97).



obr. 4 - mapa povodňových škod (ČD/mosty) finanční částky jsou uvedeny v milionech Kč (černá část - odhad finančních škod na mostech)

OBNOVENÍ MOSTU V MORAVIČANECH *)

Ing. Zdeněk Nečekal, Dr. Ing. Václav John, ČD, DDC, SDC Olomouc

*) Most v km 56,889 trati Česká Třebová - Olomouc

Příspěvek hodnotí situaci po povodňových škodách na mostě z pohledu správce trati a mostu, odpovědného za co nejrychlejší obnovení provozu.

Rozsah škody způsobené na objektu při povodni

V červenci 1997 došlo v důsledku záplav k zvednutí hladiny u řeky Moravy a následné k jejímu vylití z břehů směrem k inundačnímu území mostu. Při narůstání povodňové vlny, která dosahovala až k spodní hraně mostních konstrukcí došlo v důsledku podemletí základů spodní stavby - pilířů, opěr a křídel - ke zřícení mostního objektu.

Odstranění následků povodně - provizorní náprava havarijního stavu

Vzhledem k poškození mostního objektu a nutnosti co nejrychleji obnovit železniční provoz byl odstraněn v místech mostu železniční svršek včetně kolejového lože, nosné desky, římsové nosníky a olomoucká opěra. Železniční provoz byl obnoven pomocí provizorního přemostění o dvou polích. Použita k tomu byla dvě inventární mostní provizoria MP 15 a MP 24. Tato provizoria byla vložena do koleje č. 2 (včetně železničního svršku) s tím, že za olomouckou opěrou bylo provedeno dočasné kolejové propojení kolejí č. 1 a 2. Tím bylo minimalizováno omezení dvoukolejného provozu mezi stanicemi Červenka a Moravičany.

Řešení výstavby nového objektu

Nový mostní objekt je navržen tak, že světlá šířka nového přemostění bude shodná s původním stavem a spodní hrana vodorovných nosných konstrukcí bude 0,5 m nad hladinou Q 100 Nové mostní konstrukce budou deskové ocelobetonové. Navržené pro zatěžovací schéma ČD T dle ČSN 73 6203.

Konstrukce mostu je navržena pro rychlost v = 160 km/hod. Šířkové uspořádání je na mostní průjezdní průřez MPP 3,0 dle ČSN 73 6201 v obou kolejích. Na mostě budou obě koleje v přímé, v osové vzdálenosti 4,10 m. Výstavba nosných konstrukcí, tj. osazení výztužných nosníků, armování a betonáž desek, se provede v ose budoucí koleje (ve které je přerušen provoz). Po ukončení stavby tohoto mostu bude na nosných konstrukcích tloušťka kolejového lože 510 mm, pražce betonové SB 8 a svršek tvaru R 65, jako v přilehlé trati. Po ukončení přestavby této trati v rámci modernizace druhého tranzitního koridoru ČD bude na mostě svršek tvaru UIC 60. Tloušťka kolejového lože bude plně odpovídat požadavkům na plynulé strojní čištění. Ocelobetonové mostní konstrukce jsou dimenzovány na zvětšenou tloušťku kolejového lože a pro rychlost v = 160 km/hod.

Po vybudování definitivního přemostění v koleji č. 1 se na něj převede železniční provoz novou kolejovou spojkou před olomouckou opěrou (do koleje č. 1). Mostní provizoria z koleje č. 2 se vyjmou jeřábem GEK 80 a provede se vybudování mostu v koleji č. 2.

Pilíře a olomoucká opěra budou založeny na velkoprůměrových pilotách až na skalní podloží, opěra na straně Č. Třebová na mikropilotách.

Tímto řešením je zajištěna bezpečnost mostního objektu proti opakujícím se povodním a účinkům povodňové vlny z blízké řeky Moravy a Třebůvky. Ukončení mostního objektu se provede pomocí šikmých svahových křídel.

Důvody pro urychlenou náhradu provizorního přemostění trvalou konstrukcí

V případě, že by se opakovala situace z července 1997 a došlo by k vylití vod z koryta řeky Moravy a vzniku povodňové vlny v obdobném rozsahu, mohlo by dojít i přes provedenou ochranu provizorního pilíře k poškození případně zničení provizorního přemostění a tím k úplnému přerušení železničního provozu v úseku Zábřeh - Moravičany.

Z tohoto pohledu se jevilo jako nezbytné zvolit některou z variant urychleného výběrového řízení na obstarání projektu a zejména na výběr dodavatelské firmy.

Posouzení jednotlivých forem výběrového řízení z hlediska rychlosti zadání stavby dodavatelské firmě

a) Obchodní veřejná soutěž

Při zajištění předepsaného průběhu výběrového řízení, tj. schválení podmínek soutěže na S7 DDC, vytištění inzerátu v obchodním věstníku, dodržení předepsané soutěžní a zadávací lhůty, projednání a uzavření smlouvy by trvalo výběrové řízení 2,5 - 3 měsíce.

Realizace stavby by tak proběhla nejdříve v roce 1998. Z pohledu SDC Olomouc se jevila tato varianta nejméně příznivá, protože v případě opakované povodně může dojít k opětovnému přerušení kolejového provozu v úseku Zábřeh - Moravičany.

b) Výzva jednomu zájemci na provedení nového mostního objektu v koleji č. 1

Při zajištění předepsaného průběhu řízení, tj. schválení podmínek soutěže S7 DDC, zaslání výzvy a podání nabídky, vyhodnocení nabídky a rozhodnutí o výběru, projednání a uzavření smlouvy by tento proces trval cca 30 dní.

K uzavření smlouvy s vybraným uchazečem by tak mohlo dojít v říjnu 1997 a hned by bylo možno zahájit práce na výstavbě nového objektu.

c) Výzva jednomu zájemci na dodávku spodní stavby v koleji č. 1

Průběh řízení - obdobně jako u výzvy jednomu zájemci na výstavbu nového mostního objektu.

Tuto variantu upřednostnila SDC Olomouc, protože zaručuje při opakované povodni, kdy může dojít k poškození příp. zničení provizorního přemostění o dvou polích, vloženého do koleje č. 2, zavedení kolejového provozu v koleji č. 1.

V tomto případě bude již v koleji č. 1 provedena spodní stavba mostního objektu zčásti na velkoprůměrových pilotách a zčásti na mikropilotách založených do skalního podloží, na kterou lze v případě povodně (vytvoření povodňové vlny) uložit náhradní provizorní přemostění.

Současně mohlo proběhnout standardní výběrové řízení na dodávku vodorovné nosné konstrukce, tj. ocelobetonových konstrukcí s kolejovým ložem se svrškem tvaru UIC, navržených na rychlost v = 160 km/hod.

ODSTRAŇOVÁNÍ POVODŇOVÝCH ŠKOD NA MOSTECH SEVERNÍ MORAVY

Ing. Lumír Holešovský, Moravia Consult Olomouc a.s.,

projektové středisko Valašské Meziříčí

Intenzivní deště a nebývalý příval vody na Severní Moravě a ve Slezsku ochromily železniční dopravu. Nejdůležitější úsek, který umožňuje napojení ostravské aglomerace na železniční síť, tedy trať z Ostravy do Přerova, byl přerušen, železniční provoz se zastavil.

Suchdol nad Odrou

Na obnově poškozených a zničených mostů v daném úseku se podílela projektová organizace Moravia Consult Olomouc - středisko ve Valašském Meziříčí, které vypracovalo projektovou dokumentaci provizorní obnovy limitujícího zničeného mostu v km 230,125 v úseku Jeseník nad Odrou - Suchdol nad Odrou a technologický návrh obnovy.

Stávající dvojkolejný železniční most tvořily dvě mostní klenbové konstrukce v jednom identickém světlém otvoru přes vodní příkop. Původně jednokolejný klenbový most šířky 4,8 m z roku 1848 měl nosnou klenbu z cihelného zdiva tloušťky 0,6 m. Novější přistavěná klenbová konstrukce šířky 4,2 m z roku 1892 byla zděna z přírodního kamene a měla tloušťku 0,8m. Světlé rozpětí klenby bylo v obou případech 7,6 m, volná výška klenby 3,8 m. Most byl v přímé a kolmý nacházet se v širé trati a překonával příležitostnou vodoteč.

Opěry kleneb v obou kolejích byly z kamenného zdiva, základová spára v úrovni cca 1,47 m resp. 1,27 m pod úrovní stávajícího terénu. Hladina ustálené vody byla 0,5 m nad základovou spáru. Křídla mostu byla kamenná, zakřiveného tvaru. Kolejový svršek byl uložen v průběžném štěrkovém loži.

Pro ilustraci o síle vodního živlu uvádím některé skutečnosti, které dokazují řádění vod v uvedeném prostoru tratě. Původní mostní klenba o světlosti 7,6 m a světlé výšce 3,8 m byla vodou úplně zničena, ze stávajících konstrukcí zůstaly části klenby a opěr pohozené v řečišti toku, část konstrukcí byla úplně odplavena. Otvor, který vodní tok vytvořil v náspu, dosahoval v patě otvoru rozměru cca 18,5 m tedy 2,5 x větší než byl původní otvor klenby, ve vrcholu pak byla šířka otvoru kolem 24 m. Svah tělesa v těchto místech byl nestabilní a promočený.

Ve směru staničení v km 230,475 tedy 350 m od zničeného mostu se nacházel další mostní objekt deskového charakteru přes místní vodoteč, který byl rovněž zničen vodním živlem. Otvor vytvořený (vymletý) ve svahu tělesa násypu trati byl polovičního rozsahu.

Nevyzpytatelnost vodního živlu dokumentují skutečnosti že inudační mostní objekt, který se nachází proti staničení cca 600 m směrem ke stanici Polom, nebyl povodní dotčen.

Množství vody protékající daným územím si našlo svou cestu právě otvory mostu v km 230,125 a 230,475, které následně zničilo.

Na základě jednání ČD, SDC Ostrava, SOŽ ČR a ŽS Brno a.s. byl projednán postup sanačních prací tak, aby v co nejkratším termínu byl obnoven jednokolejový železniční provoz na koridorové trati.

Pro názornost uvádím časový sled postupu obnovy:

08.7.1997 zřícení stávajícího mostního objektu po přejezdu mezinárodního rychlíku Sobieski

11.7.1997 prohlídka místa zničených objektů po opadnutí povodňových vod - stanovení postupu prací - tedy:

U mostního objektu v km 230,125 bude provedena oprava pomocí provizorního přemostění mostní konstrukcí ŽM-16M. U mostního objektu v km 230,475 bude provedeno zasypání vzniklého otvoru s převedením občasné vodoteče ocelovými rourami o ∅1500-2000 mm.

Stávající spadlé železobetonové desky s ohledem na svůj objem a hmotnost budou zbourány tak, aby zbývající části nebránily vytvoření násypového tělesa.

13. 7. 1997 (neděle) v odpoledních hodinách kontaktováno projektové středisko MCO a.s. ve Valašském Meziříčí SOŽ ČR.

14.7.1997 prohlídka zničeného mostu, dílčí zaměření, zajištění podkladů SD Olomouc

15.7.1997 předloženo technické řešení provizorního přemostění, předány podklady pro zahájení prací

16.7.1997 předána projektová dokumentace

16.7. - 20. 7. výkopové práce na opěrách, montáž základových konstrukcí, montáž konstrukce mostu před mostním otvorem, výsun konstrukce nad otvor, spuštění a osazení na ložiska, montáž svršku

20. 7. 1997 hlavní prohlídka a zatěžovací zkouška, 17.05 hod. průjezd prvního vlaku po obnovené koleji, zahájen provoz

Jako mostní konstrukce pro provizorní přemostění byl použit typový most z výzbroje bývalého železničního vojska, železniční most ŽM-16 modernizovaný o rozpětí 36 m v sestavě jednopatrový, jednostěnný s dolní mostovkou.

Poněvadž konstrukce železničního mostu typu ŽM-16 je méně využívána při provizorních přemostěních a méně známá, chtěl bych využít této příležitosti, abych uvedl několik základních údajů o této konstrukci:

Most ŽM-16M je sestaven z typových součástí soupravy modernizovaného železničního mostu ŽM-16. Hlavní nosníky jsou příhradové přímopásové a montují se v podstatě ze dvou prvků, elementů a pásů. Hlavní nosníky je možno sestavovat jako jednostěnné a dvoustěnné. Podle počtu elementů nad sebou se rozlišují konstrukce jednopatrové až třípatrové s ohledem na požadované rozpětí. U mostu ŽM-16M lze použít mostovku podélníkovou, případně panelovou s přímým upevněním kolejnic na horní pásnici mostovkových panelů. Konstrukci ŽM-16 lze využít na mosty s horní mostovkou s použitím doplňujících součástí, ale jen s podélníkovým typem mostovky.

Pro nosnou konstrukci v případě zničeného mostu v km 230,125 byl použit most o rozpětí 36 m v sestavě jednopatrový jednostěnný s dolní mostovkou. Osová vzdálenost hlavních nosníků 4,8 m, světlost 4,4 m. Most sestaven z typových součástí modernizovaného železničního mostu ŽM-16M. V sestavě hlavního nosníku jsou navrženy zesílené pásy a zesílené elementy.

Mostovku tvoří železniční panely s přímým upevněním koleje železničního svršku S 49. Boční silniční panely typové sestavy byly nahrazeny dřevěným oboustranným chodníkem. Most je uložen na inventárních ložiscích nízkých.

Opěry provizorního přemostění jsou provedeny z krabicových dílů opěrných zdí U1, které jsou uloženy na silničních panelech. Pro výplň krabic byl využit dostupný materiál železničního svršku - betonové pražce a hutněný štěrkopískový zásyp. Úložná plocha pro uložení roznášecích nosníků pro ložiska z roštových nosníků PIŽMO je tvořena vyrovnávací vrstvou z betonu, silničních panelů a výplňového betonu.

Při návrhu spodní stavby byl brán ohled na případné zprovoznění vedlejší koleje č. 2. Byli jsme si vědomi, že uvedený typ provizoria při osové vzdálenosti stávajících kolejí 4,06 - 4,07 m bude činit problémy při zprovozňování koleje č. 2. Z těchto důvodů byly spodní krabice U1 základu rozesunuty vůči ose koleje směrem od osy trati o cca 0,70 m. Pro úplnost podotýkám, že mostní provizorium a zejména spodní stavba byla navržena s ohledem na předpokládanou rekonstrukci mostního objektu v obou osách kolejí i uvažovanou dobu zabudování provizoria cca 2 roky.

Montáž konstrukce probíhala na předmostí a konstrukce se postupně vysouvala nad překážku.

Montáž mostu v první fázi byla uvažována vysouváním s vysouvacím nádstavcem bez mezilehlé podpěry.

V průběhu výstavby - montáže byla zřízena ŽS Brno boční přístupová komunikace a bylo možno zřídit pomocnou podpěru pro výsun z materiálu PIŽMO v řečišti. Touto technologií nebylo pak nutno montovat prodloužení mostní konstrukce z důvodu proti-závaží.

Samotná montáž mostní konstrukce probíhala v deštivém počasí, v některých chvílích až v nelidských podmínkách ve 3 směnách. Pracovníci SOŽ ČR, kteří prováděli montáž, museli být z důvodu chladu a promáčení střídáni i v průběhu směny. Účast projektanta na stavbě byla každodenní a předešlé zkušenosti stavebního závodu a projektantů s výstavbou obdobných konstrukcí přispěly ke zdárnému dokončení díla v určeném čase a kvalitě.

Hlavní prohlídka a zatěžkávací zkouška probíhala v neděli od 13,00 hodin. Vše dopadlo dobře a v 17,05 byl zahájen provoz průjezdem prvního vlaku po obnovené koleji č. 1.

Bohumín

Následovala neméně složitá akce „Most v km 279,559, kolej č. 1 a 2, odbočka Pudlov - státní hranice PR - zprovoznění koleje č. 2 a definitivní oprava mostu“. Na této akci jsme spolupracovali s Technoprojektem Ostrava a řešili jsme zde problematiku demontáže stržených ocelových mostních konstrukcí ve 2. a 3. mostním poli na české straně a provizorní zprovoznění koleje č. 2

Pilíř č. 3 pod kolejí č. 1 umístěný v inudační části řeky Odry byl podemlet a úplně zmizel ze svého původního umístění. Při měření sedmimetrovou tyčí a při hloubce ponoření tyče cca 4,5 m jsme nedosáhli na dno vytvořené díry - v místě původní podpěry.

Mostní konstrukce, prosté nosníky o rozpětí cca 18 m a hmotnosti 30 - 35 t byly propadlé nad touto podporou a jejich úplnému spadnutí bránily pojistné průběžné úhelníky a kolejnice svršku.

Pilíř č. 3 pod kolejí č. 2 byl vlivem působení vodního živlu posunut ve směru toku o cca 40 cm, celkový pokles pilíře proti původní poloze činil cca 30 cm a pilíř byl navíc ještě pootočen vůči své ose. Zbývající mostní konstrukce na české straně byly posunuty v ložiscích směrem k propadnutým mostním konstrukcím na pilíři č. 3.

Složitější situace byla na polské straně. Stávající 3 pole mostních konstrukcí (3 x 18,5 m) byly úplně strženy a konstrukce byly silně deformovány a pro opětovné (byť i provizorní) použití nepoužitelné.

Při průzkumu mostních konstrukcí na české straně v oblasti pilíře č.3 kamerou pod vodou bylo zjištěno, že zbytek pilíře pod kolejí č. 2 byl rovněž podemlet a jeho svislou polohu zabezpečovaly původní dřevěné piloty, které byly pod betonovým základem obnaženy až po špice. Propojení pojistnými úhelníky a kolejovým svrškem na mostních konstrukcích zadržovalo pilíř proti pádu.

Na základě výsledku průzkumu a variantního řešení obnovy pilíře č. 3 byla zvolena vari-anta odstřelu zbytku pilíře a to po snesení mostních konstrukcí pod kolejí č. 1 a 2 a následná výstavba nového betonového pilíře.

Před demontáží konstrukcí bylo však nutno prostor okolo pilíře zasypat a tím podchytit zbytky pilíře pod kolejí č. 2.

Demontáž mostních konstrukcí pod kolejí č. 1 byla navržena pomocí těžkého automobilního jeřábu. Pro demontáž mostních konstrukcí pod kolejí č. 2 byla zvolena technologie přizvednutí mostních konstrukcí na provizorních podpěrách PIŽMO a jejich příčný výsun po vysouvacích drahách z osy. Tento postup demontáže byl zvolen z důvodu pří-stupu a následné obnovy - zprovoznění koleje č. 2.

Samotná obnova byla časově koordinována s postupem prací na polské straně. Při případném urychlení prací na polské straně byla od počátku sledována i varianta provizorního zprovoznění koleje č. 2 pomocí stávajících mostních konstrukcí, které by byly podchyceny vynášecím roštem ze svazků I nosníků a pomocnými podpěrami na pilotových roštech umístěných mimo polohu nově budovaného pilíře č. 3 tak, aby i při provizorním zprůjezdnění koleje č. 2 bylo možno pokračovat s výstavbou dolní i střední části pilíře vyjma úložného prahu, který by byl montován jako prefabrikát při krátkodobé výluce.

I tato náročná akce byla úspěšně zúčastněnými realizována v termínech koordinovaných s postupem prací na polské straně.

Suchdol nad Odrou - pokračování

V souběhu s předchozí akcí se na základě posouzení propustnosti tratě Hranice - Bohumín rozeběhly projektové práce na zprovoznění koleje č.2 - most v km 230,125, o kterém jsem se již dříve zmínil ve svém příspěvku.

Rozhodnutí o zprovoznění koleje padlo 4. 8. 1997. Technické řešení provizorního přemostění předáno na stavbu v pracovní verzi 7. 8. 1997 a úpravy založení střední podpěry 8. 8. 1997.

Pro přemostění koleje byla použita dvě mostní provizoria z komorových nosníků o rozpětí 21 m.

Uložení mostních provizorií na krajních opěrách sestavených z železobetonových prefabrikovaných bloků a vrstvy silničních panelů. Střední podpěra z materiálu PIŽMO. Založení pilíře bylo zvoleno na nánožkách a plošném základu ze silničních panelů, vrstvy hubeného betonu, vrstvy hutněného polštáře z lomového kamene a štěrku o tloušťce cca 1 m.

Projektová dokumentace byla vyskladněna 14. 8. 1997, hlavní prohlídka proběhla 17. 8. 1997 a téhož dne v 16,45 hod projel první nákladní vlak.

Ústí nad Labem

I když intenzivní deště a povodně byly na Moravě a ve Slezsku, nás projektanty zastihla povodňová vlna i na dalších místech republiky.

V době počátku povodní probíhal výsun mostní konstrukce silničního mostu pod Mariánskou skálou v Ústí nad Labem, kde jsme pro Hutní montáže Ostrava vypracovali projektovou dokumentaci a technologické postupy výsunu mostní konstrukce přes řeku Labe.

Mostní konstrukce byla montována na montážní plošině na předmostí Střekovské pod-pěry. Po montáži byla tato konstrukce vysouvána přes Střekovskou opěru mezi dříkem pylonu na návodní pilíř umístěný 48 m od osy pylonu. Výšky pomocných podpěr byly odvozeny z průhybu jednotlivých fází výsunu OK mostu a jeho geometrie.

Montáž návodního pilíře PIŽMO v řečišti znamenala náročnou a složitou operaci.

V hluboké vodě koryta Labe byl pilíř založen zaplavením žádaného tvaru základu zavěšeného na plováky PIŽMO. Základ pilíře byl smontován v nedalekém přístavu a pomocí tlačného remorkéru protiproudně zaplaven na požadované místo. Tam došlo ke spuštění základů na dno a jeho výškovému vyrovnání. Na takto připravený základ byla postupně montována nadstavba podpěry v konstrukčních celcích autojeřábem umístěným v tlačném člunu.

Předchozí část příspěvku nemá přímou souvislost s povodňovou vlnou, ale považuji za vhodné seznámit odbornou veřejnost s technickým řešením náročné problematiky výsunu ocelové konstrukce mostu o hmotnosti cca 1000 t.

Povodňová vlna dorazila do Ústí nad Labem v době, kdy byla očekávána, to jest, byly realizovány činnosti spojené se zabezpečením započatého výsunu. Výsun byl přerušen na mezilehlé podpěře a aktivací zvedáku s vysunutým krakorcem byla podpěra přitížena. Tento stav, jak se ukázalo, a další dílčí opatření neohrozil po opadnutí vysokého stavu vody průběh výsunu.

Povodňová vlna se táhne jako modrá nit činností našeho střediska doposud. Souběžně řešíme problémy regionálního charakteru u poškozených a stržených mostů a lávek.

Přesto že v zasažených povodích nejsou doposud výsledky úrovně hladiny vody vyhodnoceny, máme tu zkušenost, že hladina povodňové vlny ve středním toku Bečvy překročila hladinu stoleté vody v našem regionu o 1,0 až 1,2 m.

Skutečnosti z prohlídek stržených mostů a lávek nás vedou k závěru, že je nutno věnovat zvýšenou pozornost založení mostů - spodní stavby a to i s ohledem na turbulenci vody v oblasti pilířů ale i opěr.

Závěrem

Většina mostů na Severní Moravě a ve Slezsku povodně přečkala, řada mostů byla zničena nebo poškozena. Ty, které přečkaly, však v důsledku technického stavu musí být sanovány.

SANACE SPODNÍ STAVBY MOSTU „ HÁJENKA“

Ing. Pavel Novák, ČD s. o., DDC o. z., SDC Pardubice

Stručný popis mostu:

Most se nachází v km 261,607 trati Česká Třebová - Praha, poblíž železniční zastávky Bezpráví. Jedná se o dvoukolejný třípolový most přes řeku Tichá Orlice. Nosnou konstrukci tvoří ocelové konstrukce bez mostovky o rozpětí 3x16,2m, spodní stavba je z kamenného zdiva a tvoří ji dvě opěry a dva pilíře.

Historie mostu:

Spodní stavba pochází zřejmě z třicátých let dvacátého století z období zdvojkolejňování trati. Založena byla plošně v kombinaci s dřevěnými rošty. V roce 1967 byla provedena rekonstrukce mostu, při které byly vyměněny stávající ocelové konstrukce s horní mostovkou za nové ocelové konstrukce bez mostovky. Dispozice spodní stavby zůstala zachována, pouze byly vybetonovány nové úložné prahy a bylo provedeno masivní obetonování pilířů a pražské opěry jakožto základy dřevěných bárek, které sloužily jako provizorní podpěry umožňující úpravu úložných prahů.

Při povodni v červenci 1997 došlo k podemletí pilíře č. 1 a k jeho následnému rozlomení (v ose mostu), poklesu a pootočení, což byla jedna z příčin přerušení provozu v obou kolejích v úseku Ústí nad Orlicí - Brandýs nad Orlicí dne 7. 7. 1997.

Odstraňování následků povodně:

Jelikož následkem poklesu části pilíře pod kolejí č. 1 (cca 300mm svisle a 100mm vodorovně) nedošlo k výraznému poškození nosných ocelových konstrukcí, byly zahájeny práce na urychleném a provizorním zprovoznění nesjízdného místa. Vzniklá kaverna byla zasypávána štěrkem ze sypacích vagonů (cca 12 vagonů) ze sousední koleje, která byla sjízdná a přístupná ze směru od Prahy. Po zasypání a obsypání pilíře byly pod oběma kolejemi vytvořeny panelové plochy a na nich se v blízkosti pilířů smontovaly podpěry z prvků PIŽMO. V koleji č. 1 měly podpěry zcela nahradit funkci pilíře do doby obnovení funkčnosti pilíře a v koleji č. 2 fungovaly PIŽMO podpory jako jistící prvek pro případný další pokles pilíře.

Dne 22. 7. 1997 byl obnoven provoz v úseku Ústí n. Orlicí - Brandýs n. Orlicí v koleji č.2, s omezením rychlosti 30 km/hod přes mostní objekt. Dne 29. 7. 1997 se na místě sešla komise složená ze zástupců ředitelství DDC, Stavební správy Praha a SDC Pardubice, která doporučila provést sanaci spodní stavby tak, aby vyhověla provozu před povodní a následně požadavkům na stavby I. Koridoru. Provozovat provizorně podepřenou kolej č. 1 nebylo doporučeno pro nutnost dlouhodobé rektifikace, nutnost úprav OK a pro obavy z další velké vody při omezení průtočného profilu v mostních otvorech.

Poté byla vyzvána firma Zakládání staveb a.s. Praha, která zpracovala nabídku a návrh technického řešení sanace spodní stavby. Po dohodě s Divizí obchodně přepravní bylo stanoveno datum 15.9.1997, jako nejpozdější termín pro zprovoznění koleje č. 1. Dne 18. 8.

1997 fa. Zakládání staveb a.s. převzala od SDC Pardubice staveniště a zahájila práce dle projektu firmy FG Consult s.r.o., který v průběhu stavby doznal drobných úprav.

Zakládání staveb spolu s projektantem zvolilo metodu tryskové injektáže spolu s vyztužením zdiva dříků pilířů ocelovými mikropilotami jako nejvhodnější v daných podmínkách. Práce byly prováděny jednak z prostoru pod mostem a jednak ze speciálně připravených pracovních ploch v úrovni temene kolejnic v prostoru nad opěrami a pilíři. Současně s vrtnými a injektážními pracemi byla vybourána pokleslá část pilíře č. 1 do úrovně původního základu a vybetonován nový betonový dřík pilíře, včetně ž.b. úložného prahu. Práce na sanaci spodní stavby a obnovení provozu v koleji č. 1 bylo provedeno ve stanoveném termínu.

Obnovení provozu předcházela statická zatěžovací zkouška zaměřená na zjištění průhybu OK uložených na pilíři č. 1 a na případné sednutí sanované části pilíře č. 1 od zkušebního zatížení.

Po dokončení sanace spodní stavby v koleji č. 1 pokračovaly práce v koleji č. 2 s tím rozdílem, že nebylo možno vrtat z úrovně kolejí (práce probíhaly bez kolejových výluk) a nebylo možno provést zesílení zdiva dříků pilířů a opěr ocelovými mikropilotami. Bylo nutno vybudovat provizorní přemostění řeky a veškeré vrtné a injektážní práce provádět z prostoru pod mostem při využití šikmých vrtů. Zesílení dříků pod kolejí č. 2 bude provedeno při výměně nosné konstrukce plánované na rok 1998.

Během sanace bylo prováděno průběžné měření deformací, které potvrdilo předpoklad možných deformací vyvolaných použitím vysokých tlaků při provádění tryskové injektáže. Maximální hodnoty relativního poklesu respektive zdvihu konečného stavu oproti výchozímu stavu jsou -2,2mm a +30mm.

O zdárný průběh sanačních prací se zasloužily i provozní pracovníci Útvaru vnitřního dodavatele SDC Pardubice, kteří se podíleli zejména na přípravě zařízení staveniště, na montáži pracovních plošin pro vrtné soupravy, na rektifikaci nosných konstrukcí a na vybudování provizorního přemostění.

V současné době je zpracován projekt na výměnu stávajících ocelových konstrukcí za spřažené ocelobetonové konstrukce s průběžným kolejovým ložem a probíhá příprava na výběr zhotovitele stavby.

OBNOVENÍ PROVOZU NA HRANIČNÍM MOSTĚ BOHUMÍN - CHALUPKI

Ing. Miloslav Schneider, ČD Správa dopravní cesty Ostrava

Úvodem

SDC Ostrava byla povodněmi 1997 postižena výrazně. Celkové škody, resp. náklady na jejich odstranění jsou vyčísleny na 502,310 mil. Kč. Z toho 29,5 % připadá na 31 položek opravných prací a 6 investic na mostech a tunelech. Většina objektů byla zajištěna standartními postupy a urychleně obnoven provoz. Ve čtyřech případech však povodeň mosty zcela zničila, nebo výrazně narušila jejich stavebně technické uspořádání. Mezi nimi to byl i dvoukolejný hraniční most přes Odru na přechodu mezi ČD a PKP v km 279,559 trati Bohumín - odbočka Pudlov - státní hranice PR - Chalupki.

Technický popis

Most je dvoukolejný a tvoří jej pět mostních otvorů v bermě koryta Odry na české straně (5 x 17,6 m) s ocelovými plnostěnnými konstrukcemi rozpětí 16,5 m, jedno hlavní mostní pole s ocelovými příhradovými konstrukcemi rozpětí 74,0 m přes řeku Odru a tři mostní otvory s ocelovými plnostěnnými konstrukcemi v bermě na polské straně (3 x 17,6 m).

Jako most situovaný na státní hranici podléhá zvláštnímu režimu správy a údržby. Zatímco části objektu na svrchovaném území ČR a PR jsou spravovány způsobem platným pro ČD nebo PKP, tak ústřední ocelové konstrukce přes koryto Odry jsou majetkem společným, spravovaným a udržovaným podle mezinárodních úmluv.

Povodeň 1997

Intenzivní dešťové srážky počaly v noci ze soboty dne 5. 7. 1997 na neděli. V pondělí dne 7. 7. 1997 již od ranních hodin výrazně stoupala hladina řeky Odry, dosud se držela v ohrázovaném prostoru. Mostním objektem protékala všemi otvory a ve dvanáct hodin dosáhla spodní hrany ocelových konstrukcí. Železniční provoz byl oficiálně zastaven ve 12,45 hodin. Okamžik a děj poškození mostu nemá svědků, poněvadž celá oblast se stala nepřístupnou. První zprávy byly získávány z průzkumných letů nad územím, pozorovatelé však nemohli podat odborně kvalifikované vyhodnocení situace na železnici. Vlastní prověrka zaměstnanci ČD byla provedena až dne 12. 7. 1997. Byl ověřen rozsah zřícení nosných konstrukcí, ale pro vysokou hladinu vody však nebylo možné zatím po-soudit stav spodní stavby. Ucelený stavební záměr na zprovoznění mostu bylo možné formulovat až po týdnu, během něhož si již projektant zabezpečoval kvalifikovaný průzkum, s využitím potřebné techniky.

Při povodni byl zničen 3 podpěra (= 2. pilíř) na české straně. Jeho oddilatovaná část pod kolejí č. 1 byla zcela stržena a odplavena. Část pilíře pod kolejí č. 2 poklesla o 30 cm,

posunula se ve směru toku 20 cm a naklonila se. Podvodním průzkumem bylo zjištěno, že zachovalá nadzemní část pilíře je zcela podemleta do hloubky 2 m pod základovou spáru. Základ je nesen pouze dřevěnými pilotami, které z 30 % ztratily kontakt se základovou patkou. Ostatní podpěry spodní stavby nedoznaly staticky závažných poškození, ve většině případů však došlo k obnažení základů. Ocelové mostní konstrukce ve 2. a 3. poli se nezřítily úplně, ale poklesly, resp. zůstaly zavěšené na kolejnicích železničního svršku. Jejich hlavní nosné části zůstaly nepoškozeny. Hraniční pole přes koryto řeky bylo v podstatě nedotčeno, vč. spodní stavby. Nutno ovšem podotknout, že zcela nesjízdná byla i železniční trať v úseku odbočka Pudlov až k železničnímu mostu přes státní hranici. Vybřežená voda vyplavila štěrkové lože, narušila železniční těleso a některé drobné objekty.

Na polské straně došlo k úplnému zřícení a odplavení 1. a 2. pilíře v obou kolejích, propadnutí ocelových konstrukcí a jejich vážnému poškození. Závažnou skutečností bylo, že destrukcí pilíře došlo ke zničení trakčního stožáru, který byl ještě součástí kotevního úseku spravovaného ČD.

Přípravné práce

Již dne 14. 7. 1997 byl vyzván **Technoprojekt, a.s. Ostrava** k provedení vlastního průzkumu a vypracování projektu. Ten postupně přizval ke spolupráci **Geoengineering s.r.o Ostrava** - k řešení spodní stavby, **Moravia Consult Olomouc, a.s.** - k projekci stavebně montážních prací, **SUDOP Brno s.r.o.** - k projektu úprav trakčního vedení. Současně byla akceptována pohotová nabídka **Železničního stavitelství Brno, a.s. Divize MOSAN a Stavební obnovy železnic ČR**, především pro průzkumnou činnost směřující k formulaci stavebního záměru.

Názor na další postup se vyvíjel v součinnosti s PKP. Oficiální kontakt s polskou stranou byl navázán 18. 7. 1997. Zatímco ČD sledovala urychlené obnovení provozu alespoň v jedné koleji na provizorně zabezpečeném mostu, PKP v té době upřednostňovala obnovení provozu až po definitivní opravě mostu. Ze strany PKP byla zpočátku zřejmá jistá nerozhodnost o technickém řešení budoucí opravy ale též fakt, že v rámci svých popovodňových problémů nepovažovaly tento objekt za prvořadý.

Řešení bylo od prvopočátku limitováno možnostmi PKP, jejichž škody byly nepoměrně větší. PKP nakonec rozhodlo o disposiční změně své části mostu tak, že náhradou za dva zničené pilíře bude vybudován jeden a tři mostní otvory nahrazeny dvěma. Nové nosné ocelové konstrukce budou vyrobeny a vloženy v květnu 1998. Změna rozpětí vyvolala současně nutnost zesílit spodní stavbu a zkvalitnit podzákladí i pod pilířem nesoucím hraniční příhradové přemostění.

Mezitím se financování povodňových škod dostalo do programu státní systémové dotace. Dne 20. 7. 1997, v souladu s ustanovením § 50 bodu a) zák. č. 229/1996 Sb., vyzvala SDC Ostrava formou VJZ firmu **ŽS Brno. a.s.** k předložení nabídky na úplnou realizaci opravných prací vč. projektu. Jednou z podmínek bylo, že uchazeč převezme všechny závazky, které již ve směru k zabezpečení provozní situace musela dráha učinit. Jako předmět zakázky bylo požadováno řešení ve dvou alternativách

- obnovit provoz v kol. č. 2 do 30. 9. 97, i s případnými provizorními konstrukcemi

- obnovit provoz v obou kolejích do 31. 12. 97 na definitivně opraveném mostě

Příprava obou variant měla probíhat v souběhu až do časových a technologických horizontů, kdy bude třeba rozhodnout ve prospěch některé z nich. Nabídka byla podána, přijata bez výhrad, nabídková cena odpovídala kontrolním propočtům zadavatele

Ke konečné strategii, shodné se zájmy PKP, se dospělo až dne 3. září 1997. Bylo závazně ujednáno, že obě strany budou postupovat tak, aby provoz v koleji č. 2 byl z důvodů na polské straně obnoven 4. října a v koleji č. 1 až v květnu 1998. K těmto horizontům byla zahájena příprava v dopravě, obchodně - přepravní činnosti, celní a policejní službě. Rozhodnutí padlo včas, jeho akceptace zapadla do probíhajícího dvoualternativního postupu u ČD a výsledné technické řešení je dále popsáno.

Průzkumné práce a podmínky staveniště

Závěrem vizuelní prohlídky byl návrh na úplné odstranění zbytku pilíře č. 2 a zřízení nové podpěry, sanaci zbývajících podpěr, požadavek na průzkum podloží a podle výsledku sanace podzákladí.

Vlastní inženýrsko-geologický průzkum si zajišťoval poddodavatel sanačních prací firma **GEOCONUBIUM s.r.o. Ostrava**. Vrtné práce provedla firma **GEOPROSPEKT s.r.o** strojní soupravou URB 2,5 o prof. 220 mm jádrovým vrtáním. V měsíci srpnu 1997 bylo odvrtáno 6 mělkých vrtů do hloubky 10,0 m. Laboratorní práce, tj. geotechnické zkoušky zemin, chemické rozbory zemin - koroze a chemický rozbor vody provedla laboratoř **UNIGEO, a.s. Divize Unilab**.

Geologické práce a práce geologické služby, tj. sled a řízení vrtných prací, odběr vzorků zemin a odvoz do laboratoře, dokumentace odvrtaného jádra - petrografický popis sond, vytýčení a zaměření sond, zpracování všech získaných poznatků do závěrečného elaborátu provedla firma **Ing. Kokotková E. - inženýrská geologie**.

Základové poměry jsou ve smyslu čl. 20b ČSN 73 1001 považovány za složité především k nepříznivým vlivům podzemní vody, stavba podle čl. 21b za náročnou. Tzn., že při návrhu základu se postupuje dle 3. geotechnické kategorie a do výpočtů mezních stavů se převezmou výsledky laboratorních zkoušek zemin.

Geologicky je území vytvořeno čtvrthorami - pleistocenem, jehož sedimenty jsou mocnosti 6,5 - 7,5 m. Spodní část fluviální terasy je tvořena pískoštěrky a štěrky, svrchní část je budována souvrstvím povodňových hlín. Těžitelnost tř. 3(50 %) a tř. 4 (50 %). Pro zakládání je vhodné až předkvarterní podloží z neogenních zelenošedých jílů tuhé až pevné konzistence, třídy F8. Připouští se rovněž založení v hloubce - 4,6 m do vrstvy rostlých štěrků, zkvalitněné provedením mikropilot.

Hladina podzemní vody naražena ve dvou horizontech, v hloubce 0,60 m a v terasových štěrcích 3,0 - 4,0 m. Zkoumaná voda je vůči betonovým základovým konstrukcím slabě agresívní zvýšeným obsahem ages. CO_2 na CaO a sírany SO_4. Vůči ocelovým konstrukcím jsou tyto vody silně agresívní zvláště velmi vysokým obsahem měrné el. vodivosti, velmi vysokým obsahem CO_2 na Fe a SO_4 + Cl.

Stav ocelových mostních konstrukcí byl ověřen mimořádnou kontrolní prohlídkou, vykonanou **revizní četou ČD SDC Olomouc**. Nález v podstatě odpovídá stavu před poškozením, mimo deformace podružných částí chodem splavenin.

Stavebně montážní práce - návrh

Původní konstrukce byly v zásadě nepoškozeny, ale bylo nutné uvolnit staveniště pro demolici zbytků 2. pilíře a jeho novostavbu. Situace v síti ČD neumožňovala přesun a použití kolejových jeřábů. Manipulace s ocelovými konstrukcemi byla od prvopočátku směrována na vysouvání a zpětný zásun po lešení vytvořeném ze skladebných prvků PIŽMO.

Pro případ předčasného obnovení provozu v kol. č. 2 byla požadována připravenost i na zpětný zásun ocelových konstrukcí a jejich zprovoznění ještě před dokončením definitivní spodní stavby. V záloze bylo provizorní podepření, umožňující dokončit podpěru již za provozu, kombinovanou technologií monolitu a prefabrikátu. Projekt zpracovala **Moravia Consult Olomouc, a.s.- pracoviště Valašské Meziříčí**.

Návrh a realizace nové spodní stavby - pilíře č. 2

Projekt vypracoval **Geoengineering s.r.o. Ostrava**. Podpěra je projektována na zatěžovací vlak ČD „T“ a vyhoví SZS ČD dle ČSN 73 6203. Založena v hloubce - 4,6 m do rostlých štěrků. Pro zlepšení geotechnických parametrů zvodnělé štěrkové vrstvy a k provázání základové patky s jílovým podložím štěrkových vrstev, byly pod betonovou základovou patku navrženy mikropiloty v rozponu cca 2,0 m. Současně bylo sledováno docílení většího odporu proti vodorovnému posunu na rozhraní štěrk/jíl, zvýšení celkové tuhosti zeminy v základové spáře a odolnost proti abrasivním účinkům proudící vody.

Stavební jáma o rozměrech 15,7 x 4,5 x 4,6 m byla navržena pažená, se stětovnicovou stěnou z Larsen IIIn. Štětovnicová stěna je současně ztraceným bedněním pro betonáž základové patky mostní podpěry.

Základ pilíře o rozměrech 15,7 x 4,5 x 4,0 m je tvořen dvěma mohutnými betonovými bloky z prostého betonu B 250, s použitím cementu SPC. Vzájemná dilatace je ve spáře vytvořené heraklitem obaleným nepískovanou lepenkou. Stejným způsobem je rozdělen i dřík podpěry a úložný práh pod ložisky. Dřík navržen rovněž z prostého betonu B 250. Úložný práh ze železobetonu B 330, s použitím ocel. výztuže 10 425 s min. krytím 40 mm. Pro uložení ocelových ložisek jsou na horní hraně úložného prahu úložné bloky ze želbetonu B 330. Jako izolační vrstva navržen plastbeton. Podle tohoto projektu provedlo **ŽS Brno, a.s. Divize MOSAN**.

Sanace ostatních podpěr spodní stavby - návrh

Pro zkvalitnění podzákladí navržena kombinace chemické a cementové injektáže. Účelem bylo vyplnění volných prostor po abrazi vodou a utěsnění základové půdy, jako dlouhodobá ochrana vůči působení erozních činitelů. Funkci zpevňující, ale především

těsnící zajišťuje injektáž chemická. Tato je navržena jako prvoetapová po celém obvodu základů. V druhé etapě je do vzniklého prostoru, zabezpečeného proti vlivu podzemní proudící vody, aplikována injektáž cementovou směsí, s převažující funkcí výplňovou ale též zpevňující.

Sanace zdiva je rovněž polyuretanovými injektážními pryskyřicemi systému Bevedol WF - Bevedan. Účelem je vyplnění stávajících trhlin, jejich celkové zpevnění a utěsnění.

Realizace injektážních prací, zhotovitel **GEOCONUBIUM s.r.o. Ostrava**

a) Mikropiloty.

Vrty vyhloubeny duplexovou kolonou pr. 137 mm v celé délce 3,0 m. Po dosažení hloubky byly zapažené vrty vyčištěny stlačeným vzduchem a vystrojeny oc. trubkou pr. 89/10 mm, ocel tř. 11 523 vybavenou třemi etážemi po 0,5m , první 1,0 m nade dnem. K výztuži připevněna hadice PE pr. 1/4“ vyvedená v hl. 2,8 m pro provedení zálivky. Zálivka cementovým mlékem c:v = 1:3. Cement SPC 325. Množství zálivky od 50 do 60 l na mikropilotu. Injektáže po 24 hod. cementovou směsí c:v = 1:2, cement tř. 325. Stejným způsobem provedeny i reinjektáže. Množství směsi v rozmezí od 350 l do 450 l na mikropilotu. Veden záznam.

b) Sanace podloží.

Těsnící 1. etapa dvousložkovou polyuretanovou injektážní pryskyřicí Bevedan - Bevedol fy Carbo Tech. Základní složka všech systémů je Bevedan. Druhá složka Bevedol podle svých přísad slouží jako katalyzátor a určuje výsledné vlastnosti polyuretanové pryskyřice. Dávkování obou složek 1:1. Zde použit systém Bevedan - Bevedol WF, který vytvořil během cca 1 min. po smíchání obou komponentů pružnou a dostatečně pevnou hmotu. Pevnostní parametry polyuretanové pryskyřice jsou dány stupněm napěnění. Dosaženo průměrně pevnosti 3 - 8 Mpa.

Pro jeden pilíř v 1. etapě vrtáno na styku pilíře a bet. základu 70 vrtů po obvodu dl. 3,0 m v rozteči 0,5 m. Vývrty osazeny perforovanými silnostěnnými trubkami 1/2 “, přes které se provedla tlaková injektáž B - B WF s průměrnou spotřebou směsi 30 l/vrt..

Ve druhé etapě provedena injektáž cem. směsí c:v = 2,5:1 s prům. spotřebou 100 l/vrt. Injektážní vrty osazeny v betonovém základu po obvodu v rozteči 1,0 m, tj. 36 vrtů dl. 2,0 m. Vývrty osazeny perforovanými trubkami 1/2 “ přes které provedena tlaková injektáž. Kontrola provedena odběrem vzorků, na kterých laboratorně určeno % proinjektovanosti, objemová hmotnost a pevnost v prostém tlaku.

c) Sanace pilířů.

Injektážní vrty v síti 1 ks/m2, délky 0,6 - 0,8 m s prům. spotřebou 3 - 5 l/vývrt směsí B - B WF. Vývrty osazeny betonářskou výztuží prof. 10 - 12 mm dl. 0,5 - 0,7 m, v ústí utěsněny obturátory a provedena tlaková injektáž.

Realizace stavebně montážních prací, SOŽ ČR závod 03 Zábřeh

Průběh stavby vyžádal nakonec jen montáž lešení pro výsun a zásun ocelových konstrukcí v koleji č. 2. Nebylo třeba budovat dočasné provizorní podpěry v koleji, konstrukce byly osazeny až na definitivní stav spodní stavby. Snesení a zpětné osazení konstrukcí v koleji č. 1 bylo provedeno silniční zvedací technikou (Hutní montáže), SOŽ Zábřeh provedl rovněž pažení stavební jámy zaražením štětové larzenové jímky.

Závěr

Stavební práce zahájeny 1. 8. 1997, provoz byl v koleji č. 2 obnoven dne 4. 10. 1997 shodně s připraveností na polské straně. ČD má k dnešnímu datu již dokončeny stavební práce i v koleji č. 1. Rozsah příspěvku neumožňuje popisovat činnost na obnově trakč. vedení a zabezpečovacím zařízení. Stejně tak ne postup na polské straně, kde bylo použito pro zprovoznění kol. č. 2 odlišných technologií.

Závěrem třeba vyslovit uznání zúčastněným projekčním a stavebním organizacím za vysoce profesionální a zaujatý přístup, obětavost v nasazení a jakostní práci. Přes velký počet podzhotovitelů v projekční přípravě a samotné realizaci, Technoprojekt a.s. Ostrava a Železniční stavitelství Brno,a.s. Divize MOSAN, spolehlivě zvládli koordinaci. Charakteristickým rysem stavby bylo, že projekční příprava byla prováděna v bez-prostřední součinnosti se stavebními firmami, vyhotovována a odsouhlasována po částech. Schválení uceleného projektu bylo možné až 23. 9. 1997. V příspěvku je více akcentována metoda polyuretanové chemické injektáže, která svými vlastnostmi nachází stále častější uplatnění při udržování zastaralého fondu železniční infrastruktury.

Na příznivém výsledku má podíl i operativní součinnost oddělení mostů a tunelů S 13 DDC, jmenovitě Ing. Miroslava Teršela, se kterým byly jednak konzultovány odborné problémy a který pak i vedl hlavní prohlídku. Pochopení pro nestandartní postup přípravy i realizace stavby jsme našli rovněž u Drážního úřadu oblasti Olomouc, jmenovitě jeho vedoucího Ing. Miroslava Dvořáka a Ing. Milady Brůhové.

PŘESTAVBA HRANIČNÍHO MOSTU VE VEJPRTECH

Ing. David Krása, SUDOP PRAHA

Základní údaje o mostě a jeho historii

Hraniční most ve Vejprtech (podle evidence ČD most v km 35,384 trati Křimov - státní hranice) překonává údolí hraničního potoka Polava konstrukcí o čtyřech polích. Krajní dvě pole jsou klenby o světlosti cca 7,5 m, střední dvě pole mají rozpětí 32,8 a 33,2 m. Výška trati nad potokem je cca 23 m.

Přes most vede jednokolejná místní trať, spojující blízké železniční stanice Vejprty (ČD) a Bärenstein (DB). Na české straně trať pokračuje po hřebeni Krušných hor do Křimova a pak prudce klesá do Chomutova.

O rekonstrukci tohoto hraničního mostu se vážně uvažovalo řadu let. Není divu, vždyť ocelové nosné konstrukce dvou středních polí byly původní, z doby výstavby trati v r. 1871. V síti ČD jsou sice i dnes starší ocelové konstrukce, avšak o podstatně menších rozpětích.

Ocelové konstrukce mostu ve Vejprtech měly příhradové mřížové hlavní nosníky o vzájemné vzdálenosti 2,75 m, bez mostovky - s dlouhými mostnicemi. Všechny ostatní části mostu byly z kamenného zdiva.

Do zahájení přestavby doznal původní stav mostu od minulého století jen minimálních změn. Trať byla po řadu let uzavřena a most byl celkově v havarijním stavu. V sedmdesátých letech byly na ocelových konstrukcích osazeny ocelové mostnice, ocelová podlaha se zábradlím a revizní lávka.

Po politických změnách v r. 1989 značně vzrostl zájem na zprovoznění trati, a to i s parametry přechodnosti pro nákladní dopravu. Uvažovalo se nejprve o výměně ocelových konstrukcí za dlouhodobě vložené provizorium ŽM (přípravné projektové práce prováděla firma Topcon). V té době byly masivní části mostu z větší části sanovány injektážemi. Poté provedl SUDOP Praha statický přepočet ocelových konstrukcí, jehož výsledkem bylo připuštění provozu lehkých motoráčků přes původní most. Tak se také v r. 1992 stalo. Následný návrh zesílení konstrukcí pro přechodnost vozidel s hmotností na nápravu 20 t nevedl k rozumnému řešení.

Zlom v dalších úvahách nastal až v r. 1995, kdy se Českým drahám podařilo pro přestavbu mostu získat prostředky ze zdrojů PHARE. Ty umožnily dále sledovat variantu osazení dvou nových trvalých nosných konstrukcí do dvou středních mostních otvorů.

Projektové práce a příprava

Zpracování projektu probíhalo, jak už je dnes téměř pravidlem, ve značném chvatu a ve velmi krátkém termínu. Jako investor při projektování, projednání a realizaci vystupovala za ČD Stavební správa Plzeň. Ta zadala na základě výběru projekt SUDOPu Praha v polovině listopadu 95 a k 31. 12. již obdržela dokumentaci pro výběr zhotovitele stavby a v polovině února realizační projekt. Hlavní tíhu prací a odpovědnosti nesli Ing. Jiří Příbrský a autor příspěvku.

Zadání projektu bylo jasné:

- dvě ocelové nosné konstrukce vyměnit za nové,
- zbylé části mostu sanovat,
- požadované prostorové uspořádání… MPP 2,5 (ČSN 73 6201),
- návrhové zatěžovací schéma ČD Z (ČSN 73 6203).

Z úvodních jednání vyplynuly dvě další významné vstupní podmínky pro projekt:

- pokud to bude jen trochu možné, měly by se veškeré práce provádět z trati a zásahy pod most by měly být minimální nebo žádné (životní prostředí, zábor pozemků v SRN),
- pro přestavbu bude možné bez problémů získat několikaměsíční výluku - prakticky na celou stavební sezónu.

Nosné konstrukce dvou středních polí

Zadáním projektu nebyla volba typu nosných konstrukcí nijak omezena. V úvahu připadaly varianty jak s kolejovým ložem tak bez něho, jak plnostěnné tak příhradové. Z možných variant vyšla po dohodě projektanta a investora nakonec vítězně varianta dvou spřažených ocelobetonových prostých nosníků. Hlavní dva důvody pro tuto volbu byly následující:

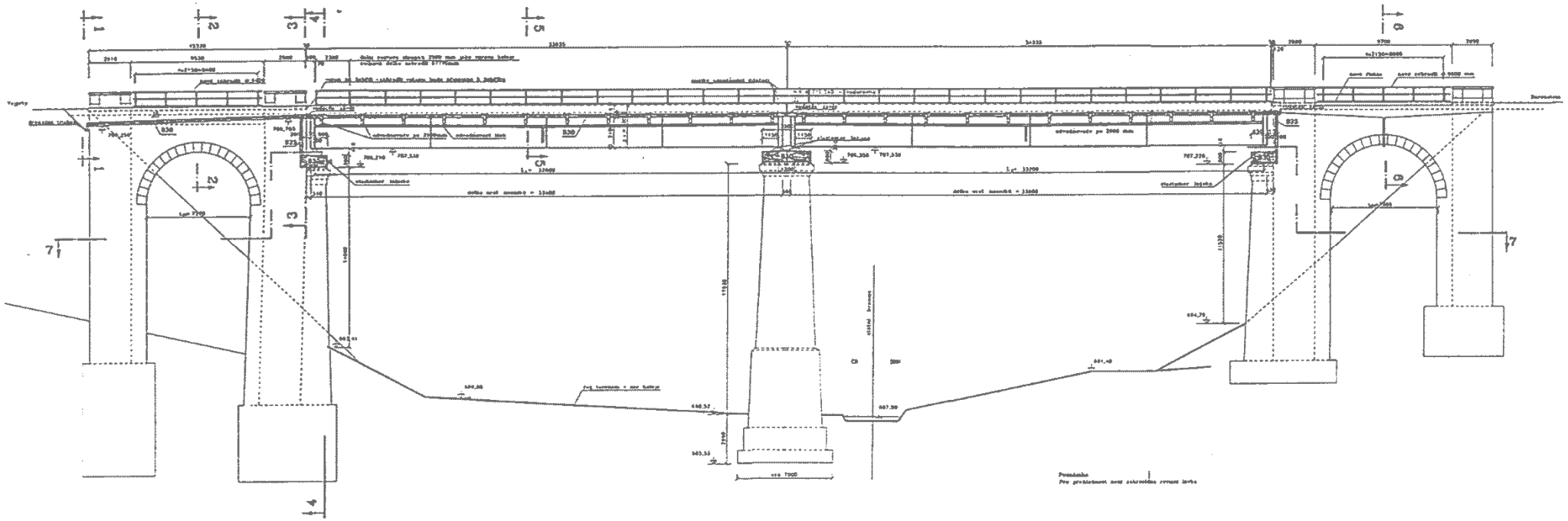
- Pro daná rozpětí - 32,8 a 33,2 m - je tato konstrukce podstatně cenově výhodnější než jakákoli varianta čistě ocelová.
- Pro požadovanou montáž „seshora“ je dvojice ocelových nosníků bez spřažené desky přemístitelná do mostního otvoru jeřábem vcelku, bez montážních bárek, vysouvání, či jiných komplikací. Vzhledem k možnosti dlouhé výluky lze spřaženou desku vybetonovat monoliticky v definitivní poloze mostu - opět bez zásahu pod most.
- Proti případné variantě z předpjatého betonu hovoří neúměrné přitížení stávající spodní stavby vlastní vahou nosné konstrukce.

Jak jsem již naznačil, byl projektantským oříškem návrh postupu demontáže starých a vložení nových konstrukcí. Řešení těchto problémů se našlo ve využití kolejového jeřábu GEK 80, který vlastní a provozuje Mostní obvod ČD v Brodku u Přerova. Jeho přechodnost z Chomutova do Vejprt v přepravní poloze byla posouzena kladně. Na předmostí musel být pro jeřáb provizorně upraven svršek (posunutí oblouku, demontáž výhybky). I tyto náklady se však vyplatily oproti jiným variantám montáže, které by si vyžádaly manipulaci pod mostem.

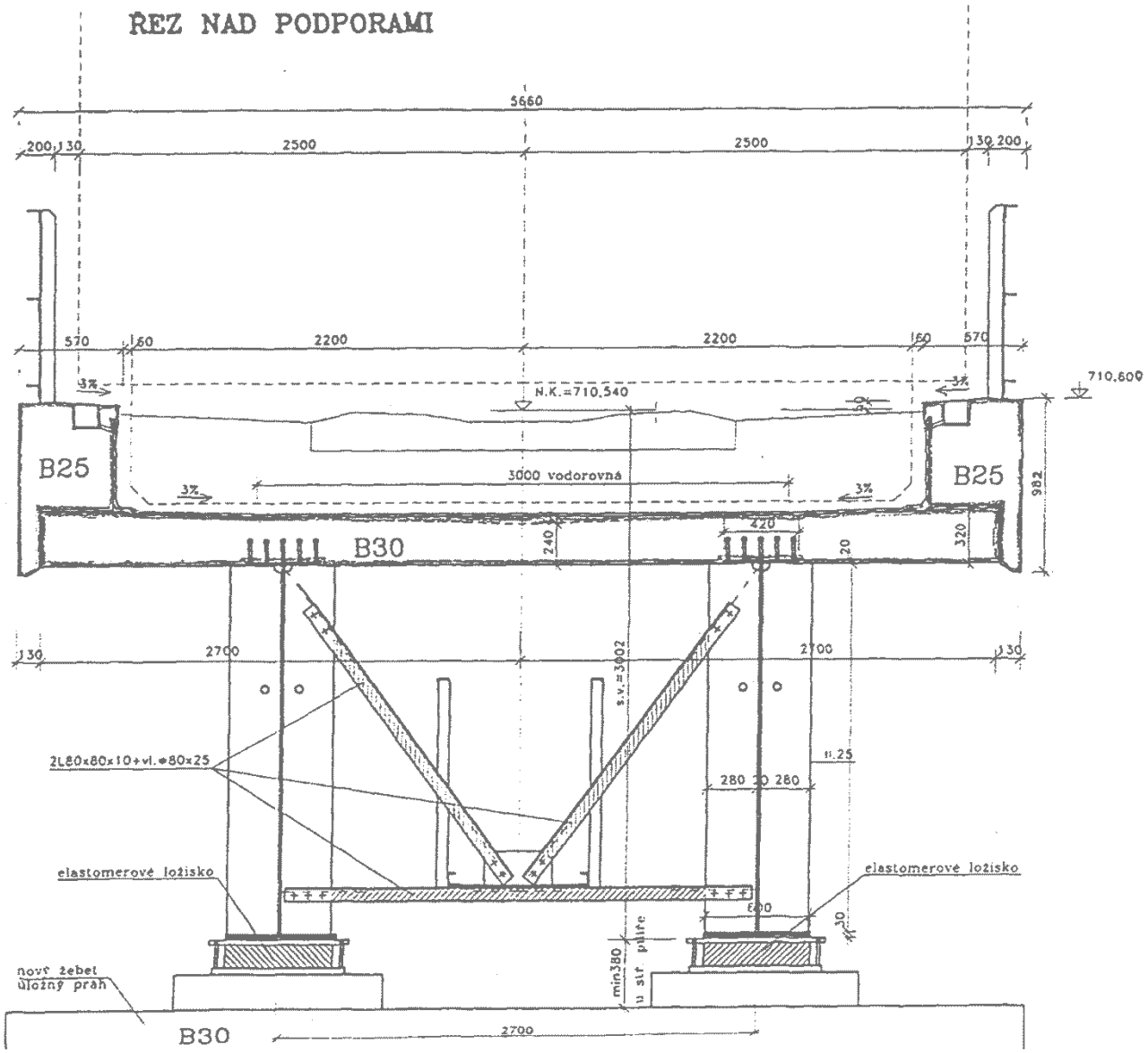
Jeřáb GEK 80 mohl při první návštěvě Vejprt vyjmout starou nosnou konstrukci druhého pole a vložit místo ní ocelové nosníky pro spřaženou konstrukci. Po úplném dokončení druhého pole (spřažená deska, římsy, izolace, svršek) mohl GEK při druhé návštěvě Vejprt postup zopakovat ve třetím poli.

Po vyřešení a projednání problémů montáže bylo možné projekt nosné konstrukce zpracovat již bez komplikací a velmi rychle. Byly k tomu využity mostní vzorové listy, zpracované v nedávných letech SUDOPem Praha, a to MVL 554 (pro návrh konstrukce) a MVL 124 (pro statický výpočet). Rovněž jsme použili vlastní výpočetní program pro posouzení spřaženého průřezu s využitím plasticity. Pro nové nosné konstrukce zbyla po původních příhradových

PODÉLNÝ ŘEZ



REZ NAD PODPORAMI



nosnících k dispozici dostatečná výška, spřažený průřez nebylo nutné při dimenzování nijak stlačovat.

Základní parametry nosných konstrukcí jsou:

- rozpětí L = 32,8 a 33,2 m
- výška ocelového nosníku… 2130 mm (1/15,5 rozpětí)
- dolní pásnice hl. nosníku… 600 x 40 mm, tloušťka stěny hl. nosníku… 20 mm
- spřažená deska… tloušťka 285 - 305 mm, beton C 25/30 (B30)
- výška spřaženého průřezu… 2415 mm (1/14 rozpětí)

Povrchová ochrana ocelových konstrukcí je kombinovaná - metalizace slitinou ZnAl 15 a třívrstvý epoxi - polyuretanový nátěrový systém s odlišným barevným odstínem jednotlivých vrstev.

Ocelovou konstrukci bylo možné dopravit po jednotlivých nosnících v celé jejich délce, tzn. veškeré svařování nosných částí mohlo proběhnout v mostárně. Na staveništi ve Vejprtech byly jednotlivé nosníky pouze spojeny pruty příčného ztužení, a to třecími spoji pomocí VP šroubů. To umožnilo provést povrchovou ochranu v celém rozsahu před převozem ocelové konstrukce na stavbu, kde byly pouze dokončeny nátěry v okolí třecích spojů a opravena poškozená místa.

Příslušenství nosných konstrukcí

Uložení nosných konstrukcí bylo navrženo na elastomerových ložiskách Reisner Wolff. Po odevzdání projektu vznikla polemika, zda jsou tato ložiska vhodná pro rozpětí 33 m. Požadovaným svislým i vodorovným silám i posunům vyhovovala, nicméně i experti fy Reisner Wolff se na přímý dotaz investora vyjádřili, že doporučují navrhovat elastomerová ložiska do rozpětí 30 m. Ke změně projektu však již nedošlo.

Na mostě jsou celkem tři příčné spáry, do kterých byly navrženy vodotěsné závěry kobercové, typu Mutiflex.

Most má nasazené římsy s kabelovým žlabem v chodníku.

Izolace byla navržena z pásů, které nepotřebují cementovou ochrannou vrstvu. Byl použit typ Siplast Brabant a byl vytažen i na boky říms.

Masivní části mostu

Jak je výše uvedeno, byla spodní stavba zčásti sanována již v r.1990 - 91. Úkolem tedy bylo dokončení této sanace a přizpůsobení spodní stavby pro uložení nových nosných konstrukcí.

Zcela prvním úkolem projektu bylo ale posouzení únosnosti spodní stavby na vyšší zatížení - jak nahodilé (zatěžovací schéma ČD Z), tak stálé (spřažená konstrukce s kolejovým ložem oproti lehké příhradovině s mostnicemi).

Vlastní masivní konstrukce - pilíře, opěry a klenby - při statickém posudku vyhověly jak na výsledné zatížení, tak na extrémní zatížení jeřábem GEK se zavěšeným břemenem. Ukázalo se ale, že z předchozích sanačních prací není k dispozici úplný průzkum základových poměrů. Chyběly údaje z blízkosti vejprtské opěry.

V tomto bodě bylo zpracování projektu značně poznamenáno ročním obdobím, neboť po celou dobu ležela ve Vejprtech silná vrstva sněhu. To znepříjemnilo život zejména plzeňské firmě Gekon, která prováděla geotechnický průzkum a pod most ke spodní stavbě se dostala pouze s náčiním, které bylo možné odnést na zádech nebo odvézt na sáňkách, tj. s ručním vrtákem a s georadarem. Výsledky takto provedeného orientačního průzkumu ukazovaly na neúnosné podloží na vejprtské straně. Tomu nasvědčovala i geodeticky změřená odchylka opěry od svislé, viditelná při podrobnějším pohledu pouhým okem.

Po dohodě projektanta a investora byl na základě této hypotézy do projektu zařazen předběžný návrh podchycení vejprtské opěry a pilíře stěnou z mikropilot, spojených v hlavách převázkou. Předpokládané základové poměry se po dokončení a zpřesnění geotechnického průzkumu pomocí vrtů v letních měsících potvrdily a spodní stavba byla podchycena. To byly jediné práce stavby, prováděné pod mostem.

Pro uložení nové nosné konstrukce byly vybetonovány nové úložné prahy o výšce 900 mm, které mohly být nasazeny na stávající prahy bez jejich bourání. Tento výškový rozdíl vyplynul z nižší stavební výšky nové konstrukce i nižších ložisek (elastomerových oproti ocelovým válcovým). Na středním pilíři byl úložný práh betonován po polovinách. Tvar závěrných zdí se prakticky neměnil, byly pouze zesíleny betonovou přizdívkou.

Průběh realizace stavby

Stavba byla investorem a hlavním zhotovitelem (ŽS Praha, divize Plzeň) zahájena v červenci 96. Do konce roku 96 bylo provedeno pouze podchycení vejprtské opěry a pilíře. Ocelová konstrukce byla vyrobena v mostárně Voest Alpine ICE Slaný na počátku letošního roku. V polovině dubna začala výluka železničního provozu, která trvala až do srpna. Po celou dobu se stavba nedostala do kolize s projednaným harmonogramem. Ve výluce se začalo úpravami svršku pro příjezd jeřábu k mostu. Ocelová konstrukce byla složena a připravena k osazení v prostoru nádraží - cca 400 m od mostu.

Bezesporu nejatraktivnější etapou stavby byly manipulace jeřábu GEK 80 se starými a novými ocelovými konstrukcemi. K pracím v druhém mostním otvoru přijel jeřáb z Brodku u Přerova na dny 16. a 19. dubna. Při manipulaci se starou nosnou konstrukcí byla únosnost jeřábu (80 t při vyložení více než 18 za krajní nápravu) využita téměř beze zbytku. Hmotnost nové ocelové konstrukce s bedněním spřažené desky byla přes 50 t.

Zkrácení prodlevy mezi vyjmutím staré a vložením nové konstrukce bylo dosaženo detailní úpravou nového úložného prahu, kterou navrhl zhotovitel - po vyjmutí staré konstrukce byly na stávající úložný práh do plastbetonu osazeny speciálně vyrobené ocelové „stoličky“ pod nová ložiska, které byly poté zabetonovány do úložného prahu. Nová konstrukce mohla být tedy osazena po zatvrdnutí plastbetonového podlití stoliček, což představovalo cca 48 hod, a nikoli až po vybetonování a částečném zatvrdnutí úložného prahu, což by představovalo cca 8 dní. Stavba tak uspořila nájem za jeřáb GEK.

Po osazení nové konstrukce byla připravena výztuž desky a deska i římsy byly vybetonovány. Položena byla izolace a osazeny závěry. Subdodavatelem těchto prací byly SSŽ, závod Řevnice. Problémem při těchto pracích bylo především zajištění patřičné kvality betonu podle nově platných Technicko kvalitativních podmínek ČD, neboť betonárky, schopné takový beton dodat, byly všechny vzdáleny cca 30 km. Provedení betonu však bylo nakonec velmi dobré, přičemž vzhled pohledových ploch byl ještě zdokonalen nátěrem.

K pracím ve třetím mostním otvoru přijel jeřáb z Brodku u Přerova na dny 16. a 20. června. Při vyjmutí staré konstrukce ze 3. pole byla zároveň provedena zatěžovací zkouška. Břemenem, jehož účinnost se téměř blížila 100% návrhového zatížení, byl jeřáb GEK s téměř 80 tunami na háku. Chování konstrukce bezezbytku potvrdilo předpoklady statického výpočtu.

Zatěžovací zkouška 3. pole úspěšně proběhla 22. srpna a 25. srpna projel přes nový most první vlak podle jízdního řádu. Dokončená stavba byla 15. října předána investorovi.

Jedinou vadou na kráse při předání stavby byly dva ze tří mostních závěrů, které se nepovedlo provést jako vodotěsné. Projekt pro výběr zhotovitele předpokládal osazení závěrů (např.) Reisner a Wolff. Zhotovitel pak zvolil závěry firmy SOK Třebestovice, pro které nebyl projekt zřejmě dostatečně přizpůsoben - je pravděpodobně nutné, aby tyto kobercové závěry byly napříště kryty plechem proti přímému zatížení štěrkem kolejového lože. Mostovka má uprostřed úžlabí, ve kterém byly pryžové dílce stykovány pod velmi tupým úhlem, a v tomto místě právě došlo k netěsnostem. Závada se t. č. opravuje a závěry budou jistě uvedeny do kvality provedení srovnatelné s ostatními detaily stavby.

Závěrem

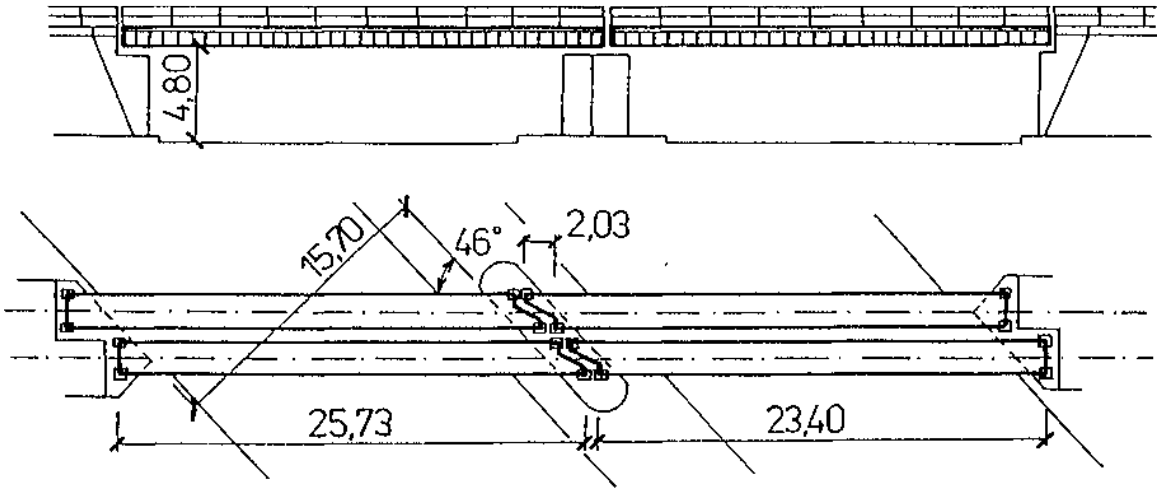
nezbývá než konstatovat, že další pěkný spřažený most je na světě. Aby mohla být tato investice PHARE a ČD beze zbytku využita, je zajisté třeba přemýšlet i o rekonstrukci dosti zanedbané trati z Vejprt do Chomutova

Rekonstrukce uložení šikmých komorových konstrukcí

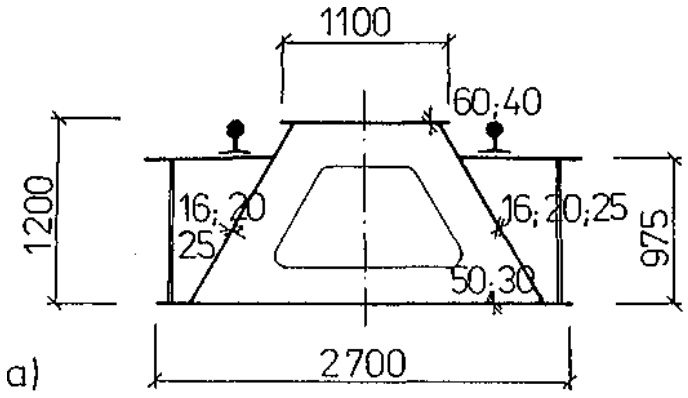
Tomica Vladimír, Prof.Ing.CSc., Stavebná fakulta, Žilinská univerzita v Žiline

Dvoukolejná železniční trať kříží v Havířově silniční komunikaci pod uhlem 46°. Při návrhu nosných konstrukcí byla požadována malá stavební výška. Byly proto navrženy nosné konstrukce s přímým uložením kolejnic. Mostní objekt byl uveden do provozu v r. 1966.

Čtyři stejné konstrukce komorového průřezu s kolejnicemi na konzolách tvoří mostní nosné konstrukce. Nosníky jsou prosté s kolmým závěrem na krajních operách, šikmý závěr je na mezilehlém pilíři. Rozpětí je proto 23,40 m a na straně odsunutého ložiska 23,40 + 2,03 = 25,43 (obr. 1). Příčný řez komorových nosníků s kolejnicemi na konzolách je uveden na obr. 2. Konstrukce jsou vyrobeny z oceli řady 37.



Obr. 1

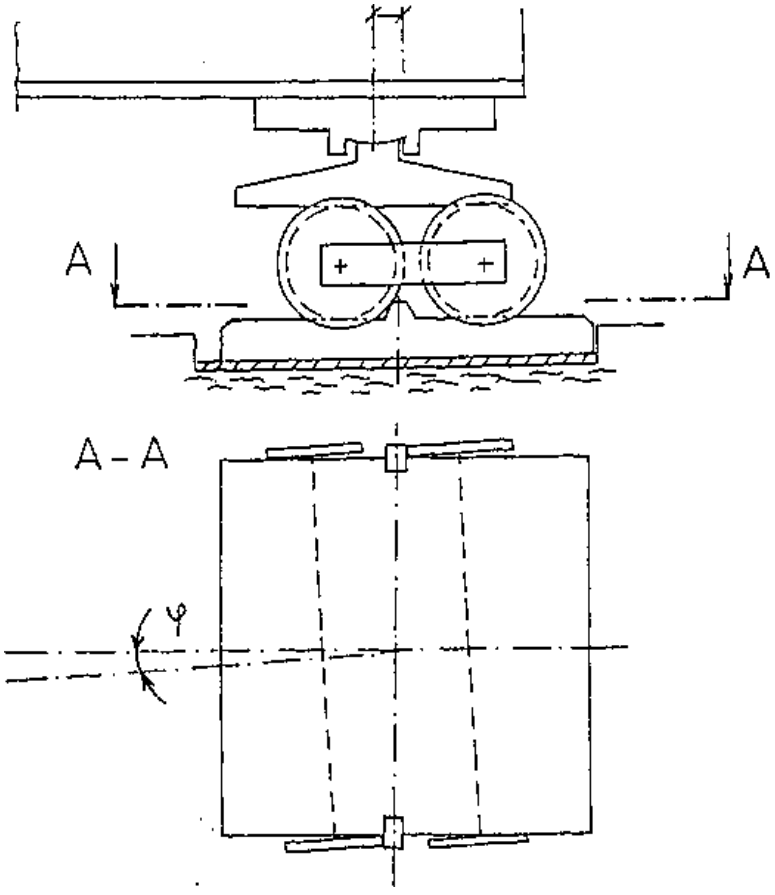


Obr. 2

Použitá byla ložiska normalizovaná, odlévaná, ložiska pevná byla umístěna na kolmých závěrech nosníků na krajních opěrách. Na pilíři byla ložiska pohyblivá a to dvouválečková na kratší hraně nosníku a jednoválečková na hraně delší (v ostrém úhlu šikmého závěru). Protože pohyblivá ložiska obou konstrukcí jsou na pilíři, je i dilatační zařízení koleje nad pilířem.

Zjištěné závady

Závady v uložení se projevili ihned po zavedení provozu na mostě. Byly zjištěny neobvyklé vodorovné posuny ložisek a pohyby svislé v místech uložení na některých ložiskách způsobující vytloukání olova a následně i betonu. Na mostě byla téměř permanentně snížena rychlost na 30 km.h'1.



Obr. 3

Následovaly několikeré úpravy v uložení ložisek. V roce 1967 bylo provedeno expertizní posouzení, které mělo objasnit příčiny tohoto stavu a navrhnout následná opatření. Po realizaci obojího se stejné závady projevily znovu. Následovalo další měření, sledování a opravy, stav uložení se ale po určitém krátkém čase stával znovu kritický. V roce 1994 byly

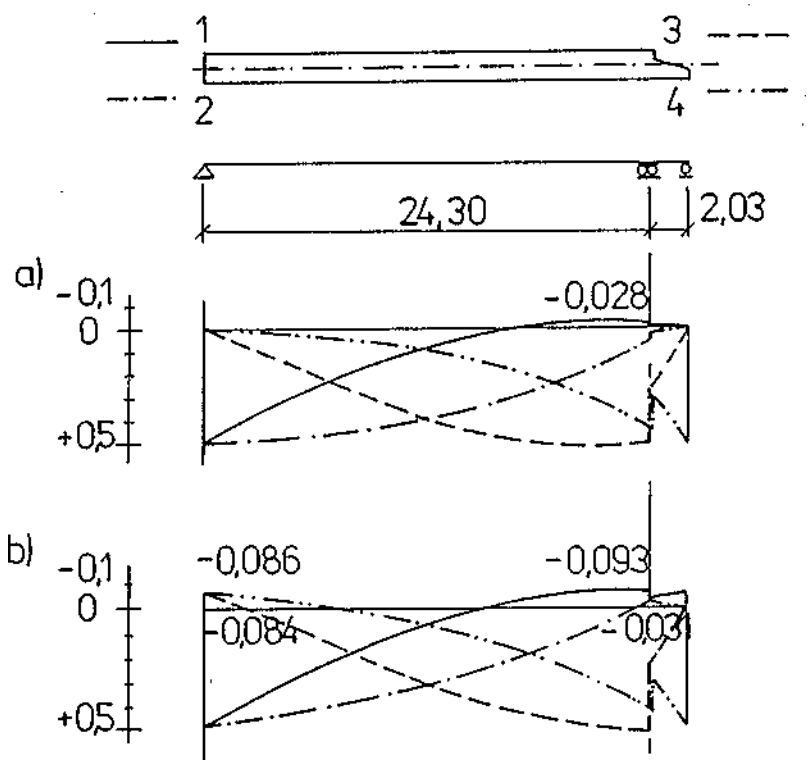
zaměřeny několikamilimetrové svislé pohyby některých ložisek a pohyblivá ložiska se dostala do krajních poloh a jen díky zarážkám na ložiskách nedošlo k havarijnímu stavu (obr. 3). Bylo proto rozhodnuto provést analýzu příčin tohoto stavu a navrhnout opatření.

Další závadu, kterou se ale podařilo odstranit, byl výskyt vody v uzavřeném prostoru truhlíku. Příčiny vnikání vody byly dvě a to, ponechané otevřené montážní otvory a vstupní otvory, které byly na horním páse a jejichž uzavření nebylo dokonalé. Odstraněním příčin vniku vody, odsáním vody, snížením vlhkosti uvnitř uzavřeného prostoru a opravou vnitřních nátěrů se stav stabilizoval.

Analýza příčin nadměrných pohybů ložisek

Původní statický výpočet ani následná odborná posouzení nevykazovaly možnost vzniku záporných reakcí, které způsobují svislý pohyb v místě uložení na ložiskách neupravených proti nadzvedávání. Nový výpočet prokázal, že i při absolutně dokonalém uložení na čtyřech bodech truhlíkové konstrukce může od pohyblivého zatížení vzniknout nevelká, ale reálná záporná reakce a to ne na stále sledovaných pohyblivých ložiskách, ale v ložisku pevném ležícím na delší diagonále půdorysu jednostranně šikmé konstrukce (na obr. 4 označeném jako 1). Tento fakt je zřejmý z průběhu příčinkových čar reakcí graficky znázorněných na obr. 4. Obr. 4. a) představuje příčinkové čáry reakcí na ideálně uložené konstrukci.

Protože ideální uložení představuje přesnost, kterou prakticky nelze dosáhnout (konstrukce má výrobní nepřesnosti, běžné geodetické měřící postupy nezaručují požadovanou přesnost ve výškovém osazení ložisek). Na obr. 4. b) jsou znázorněny příčinkové čáry reakcí pro případy nedokonalého dosednutí jednoho ze čtyř ložisek. Vzhledem k značné torzní tuhosti komorových nosníků konstrukce dosedne na tři body a až při dalším přitížení a následné deformaci také na bod čtvrtý. V uvedeném případě se předpokládá nepřesnost 5 mm a to postupně alternativně u všech ložisek. Změny tvarů příčinkových čar jsou zřejmé při porovnání obr. 4a) a b) a tedy i citlivost na vznik záporných reakcí. Stačí počáteční malá nepřesnost, která se vlivem dynamických účinků zatížení postupně zvětšuje. Konstrukce se podle polohy pohyblivého zatížení překlápí okolo jedné z půdorysných diagonál.



Obr. 4

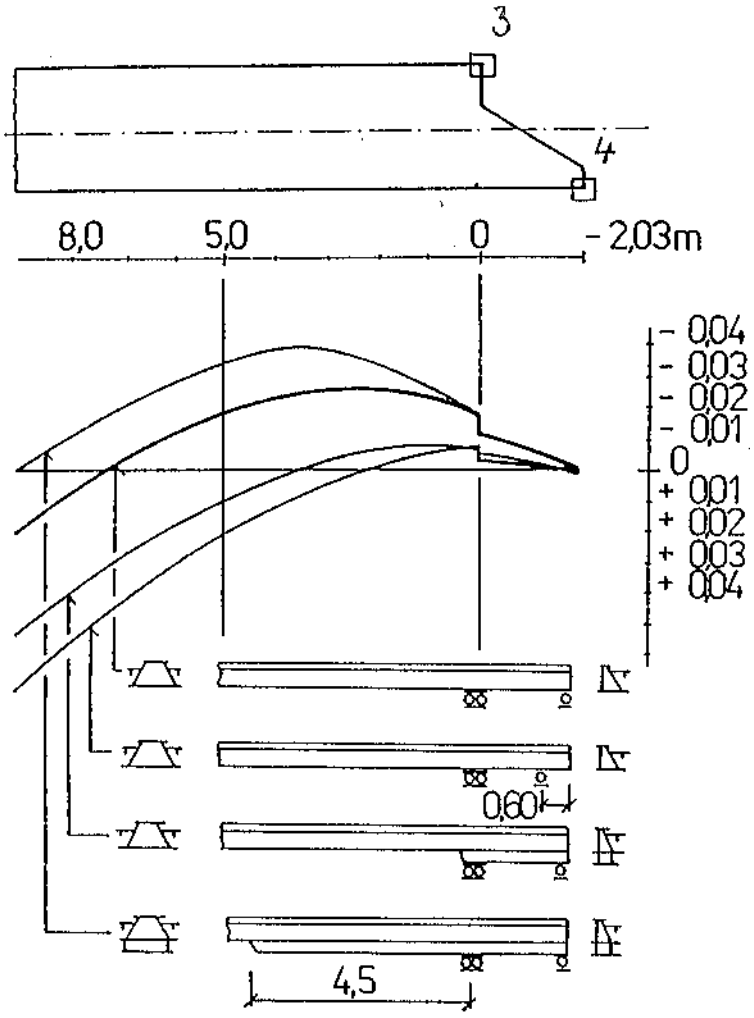
Jako možnost zmenšení citlivosti na vznik záporných reakcí byly sledovány změny tvaru a tuhosti komorového nosníku. Byly zkoumány tři případné dodatečné úpravy:

- zmenšení šikmosti na straně šikmého uložení,

- vyztužení nosníku v části šikmého závěru,

- vyztužení komorového nosníku včetně části šikmého závěru.

Účinnost těchto opatření na vznik záporné reakce (nadzvedávání ložiska) je demonstrována na příčinkové čáře nejcitlivějšího ložiska č. 1. Na obr. 5 jsou znázorněny příčinkové čáry pro tyto tři případy v porovnání s původním stavem. První dvě uvedená opatření jsou účinná, ale úplně neodstraní možnou příčinu vzniku záporné reakce. Navíc u první, při posunu ložiska ke středu mostu, vznikne převislý konec pod jednou kolejnicí a dále by bylo nutné rozšířit úložný práh na pilíři. Druhý případ vyžaduje konstrukční úpravu ve formě zesílení komorového průřezu na šikmém konci a snížení úrovně uložení na pilíři. Třetí případ je jednoznačně nevýhodný.



Obr. 5

Čtvrtou alternativou je zachycení záporných reakcí kotvenými ložisky. Zamezí se tím svislé kmitání kteréhokoliv ložiska a tím i jeho vytloukání. Tato alternativa byla vybrána pro realizaci.

Výměna ložisek

Navržena byla kotvená ložiska dvou typů: pevná a pohyblivá - kyvná. Větší výška obou typů nových ložisek než původních ložisek, osazení kotevních šroubů a požadovaná vysoká přesnost při osazování ložisek si vyžádaly úpravy všech úložných prahů. Po zvážení reálných montážních postupů bylo rozhodnuto výměny ložisek provést za vyloučeného provozu v jedné koleji.

Jako mimořádně důležitá podmínka pro montáž bylo požadováno maximálně možné přesné osazení ložisek. Navržena byla dvě opatření. Při osazování konstrukce na nová ložiska docílit dobré dosednutí na tři ložiska a čtvrté ložisko dorektifikovat pomocí přesně frézovaných podložek ve smyslu v předpisech zakotvených pravidel (např. bývalé ON 73 6277). Druhé opatření spočívalo v podchycení kvalitního osazení všech čtyř ložisek pomocí spodních ztracených matic na kotvících šroubech, které by po montážním spuštění a následném zvednutí konstrukce vymezily přesnou úroveň hnízda uložení ložisek.

Výměna ložisek v koleji č. 1 byla provedena v listopadu 1995, v koleji č. 2 v květnu 1996. Před uvedením jednotlivých kolejí mostu do provozu byla provedena zatěžovací zkouška zaměřená na prověření osazení ložisek. Měření potvrdila mimořádnou citlivost šikmých komorových nosných konstrukcí na jejich uložení. Dvě ze čtyř konstrukcí byly osazeny s přiměřenou přesností, na dalších dvou byly naměřeny 2 až 3 mm svislé pohyby u dvou ložisek, když nebyly utaženy kotvící šrouby. Dotažením šroubů se tento pohyb zmenšil, ale i tak bylo doporučeno sledovat tento stav a v případě nežádoucích účinků upravit ložisko pomocí rektifíkační vložky, s čímž se už počítalo v technologii výměny ložisek.

Literatura

[1] Expertizní posudek mostu v km 19,992 tr. Český Těšín - Polanka, VŠDS Žilina, 6.1994

[2] ČSN 73 6209 Zatěžovací zkoušky mostů, 1979

ŽELEZNIČNÍ OCELOVÝ PŘÍHRADOVÝ SPŘAŽENÝ MOST PŘES RADBUZU V PLZNI

Ing. Jaroslav Korbelář - Pontex, s.r.o., Bezová 1658, 147 14 Praha 4

1. SOUHRN

V letošním roce byl stavebně dokončen první ocelobetonový spřažený příhradový most v České republice. Stal se jím jednokolejný železniční most přes řeku Radbuzu na 3. koleji v Plzni na trati Plzeň hlavní nádraží - Plzeň jižní předměstí. Most se nachází v sousedství stávajících třech mostů z dřívější doby, a proto jeho základní koncepce sleduje konstrukční systém těchto mostů. Jsou to ocelové příhradové konstrukce o třech prostých polích s dominantním středním polem přes řeku. Střední pole nového mostu bylo původně v dokumentaci pro stavební povolení Metroprojektem navrženo jako příhradové celocelové s ortotropní mostovkou, zatímco krajní kratší pole byla navržena ocelobetonová spřažená plnostěnná. ČD správně přehodnotila přístup ke koncepčnímu řešení a pro realizační dokumentaci akceptovala alternativní návrh hlavního zhotovitele stavby Železničního stavitelství Plzeň na užití ocelobetonové spřažené konstrukce i pro střední pole.

1. ÚVOD

Zatímco spřažené ocelobetonové konstrukce s plnostěnným nosníkem můžeme u nás považovat za dnes již téměř rutinní záležitost, zkušenosti s příhradovým nosníkem u nás nejsou. Pro konstrukce s plnostěnným nosníkem je u nás dokonce zpracován mostní vzorový list (MVL 554 z roku 1994). V zahraničí se spřažené ocelobetonové mosty s příhradovým nosníkem navrhují. Například v SRN je zpracováno i vzorové řešení. U nás se ovšem jednalo o práci vskutku originální a tím i velmi zajímavou.

Projektantem realizační dokumentace stavby byl PONTEX,s.r.o. Praha, Ing. Jaroslav Korbelář.

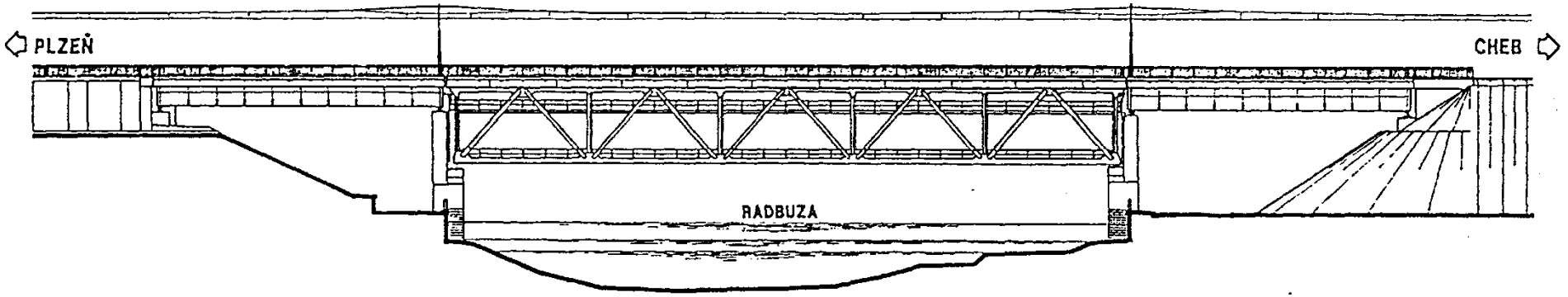
Zhotovitelem stavby 3. koleje je Železniční stavitelství, a.s., Praha, divize Plzeň, zhotovitelem mostního objektu jsou SSŽ, a.s., Praha, odštěpný závod 9 Řevnice, zhotovitelem ocelové konstrukce jsou Hutní montáže, a.s., Ostrava, divize 100 (zároveň montážní firma) a výrobcem O. K. jsou VÍTKOVICE, a.s., Ostrava.

2. NÁVRH A POPIS KONSTRUKCE MOSTU

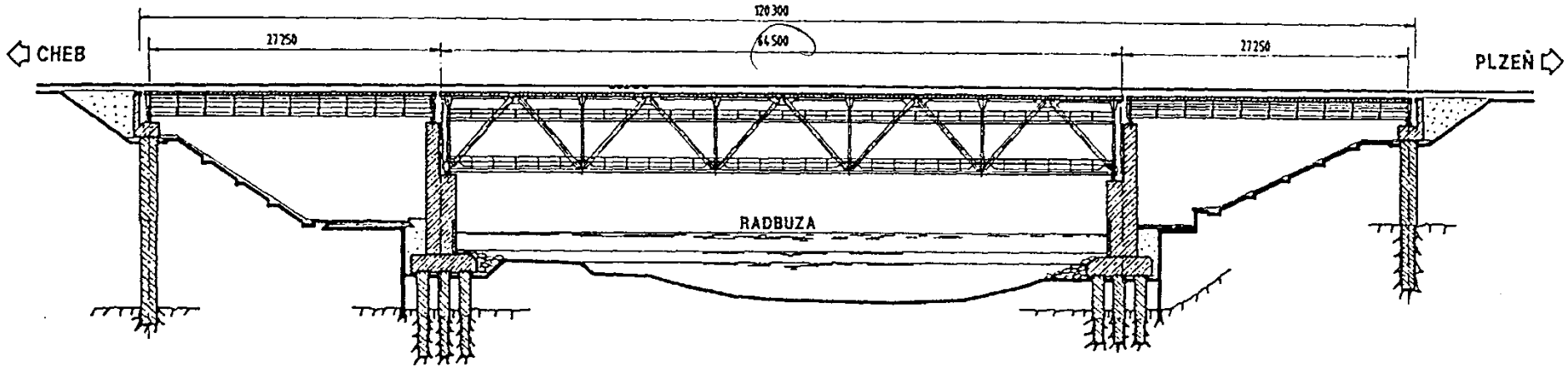
Most je jednokolejný se štěrkovým ložem, kvalita koleje S49 na dřevěných pražcích s užitím protihlukové rohože. Návrhová rychlost je 90 km/hod. Most má 3 pole o rozpětích 26.5, 63.0 a 26.5 m, délka mostu je 124.400 m. Šířka mostního průjezdného průřezu je 6 000 mm. Most je navržen na zatížení těžkého vlaku T a speciální zatěžovací soupravy dle ČSN 73 6103/86.

Nosná konstrukce s kolmým zakončením polí sestává ze 3 prostých polí. Konstrukční systém je ocelobetonový spřažený se 2 ocelovými nosníky konstantní výšky a železobetonovou spřaženou deskou proměnné tloušťky. Krajní pole č. 1 bylo navrženo s hlavními nosníky nerovnoběžnými z důvodů umožnění pozdějšího umístění kolejové výměny, neboť se most nachází na samém zhlaví hlavního nádraží. Vzhledem k proměnné vzdálenosti hlavních nosníků od 2 800 do 4 800 mm má železobetonová deska tohoto pole tloušťku desky 200 až 400 mm. Hlavní pole č. 2 má vzdálenost hlavních nosníků 3 100 mm a tloušťku desky 200 až 376 mm. Levobřežní krajní pole č. 3 má vzdálenost hlavních nosníků 2 800 mm tloušťku 200 až 322 mm. Výška hlavních nosníků je v poli č. 1 - 2 000 mm, v poli č. 2 - 7 500 mm, v poli č. 3 - 1 800 mm. Hlavní nosníky krajních polí jsou plnostěnné se svislými výztuhami s nesouměrnými pásnicemi. Hlavní nosníky středního pole jsou příhradové s pruty otevřeného průřezu. Horní pás je tvaru TT s neprůběžnými, podélným vnějšími výztuhami stěn (kloboukový tvar), dolní pás je ve tvaru ^ ^ a diagonály jsou tvaru I. Ocelová konstrukce je doplněna příčnými ztužidly, revizními lávkami a ve středním poli podélným vodorovným ztužením dolního pasu. Ocelová konstrukce je navržena v kombinaci ocelí pevnostní řady FE 360 a FE 510. Spřahovacími prostředky jsou tmy ø 19 mm, délky 125 mm (kraji pole), 150 a 200 mm (střední pole) z oceli St3K (SRN). Jednotlivé díly ocelové konstrukce jsou svařované. Jejich vzájemné spojení na staveništi je provedeno pomocí vysokopevnostních šroubů. Výjimkou je přípoj svislých výztuh hlavních plnostěnných nosníků krajních polí, který je kombinací svarů a VP šroubů a montážní spoje pásů hlavních nosníků středního pole prováděné na staveništi, které jsou provedeny svařované.

Speciálním detailem byl návrh konstrukčního uspořádání horního pásu středního pole a betonové desky. Projektant upřednostnil filosofii připojení desky pomocí trnů navařených jen na horní ploše pásu se zabetonováním pouze pásnice (spodní plocha pásnice lícuje se spodní plochou betonové desky), a to z důvodů jasného oddělení nosné betonové a nosné ocelové části, z důvodů snadného přístupu k ocelovým profilům horního pásu, z důvodů známých obtíží při betonáži, kterými jsou vznik nedostatečně vyplněných koutů ocelových prvků betonem a vznik vzduchových bublin při betonáži. Potřebná ohybová tuhost horního pásu byla dosažena dostatečnou ohybovou tuhostí spřaženého průřezu ocelového pásu s betonovou deskou. Toto řešení umožňuje v budoucnu při případné rekonstrukci či zesílení jednodušší provádění oproti systému zabetonovaného horního pásu (v SRN jako vzorové řešení). Že k tomuto návrhu vedly projektanta opodstatněné důvody, se ukázalo na poslední celosvětové konferenci o ocelových mostech v Rotterdamu v říjnu loňského roku, kde zástupce SRN ve svém příspěvku prezentoval užití stejného řešení úpravy s nezabetonovaným horním pásem pro DB.



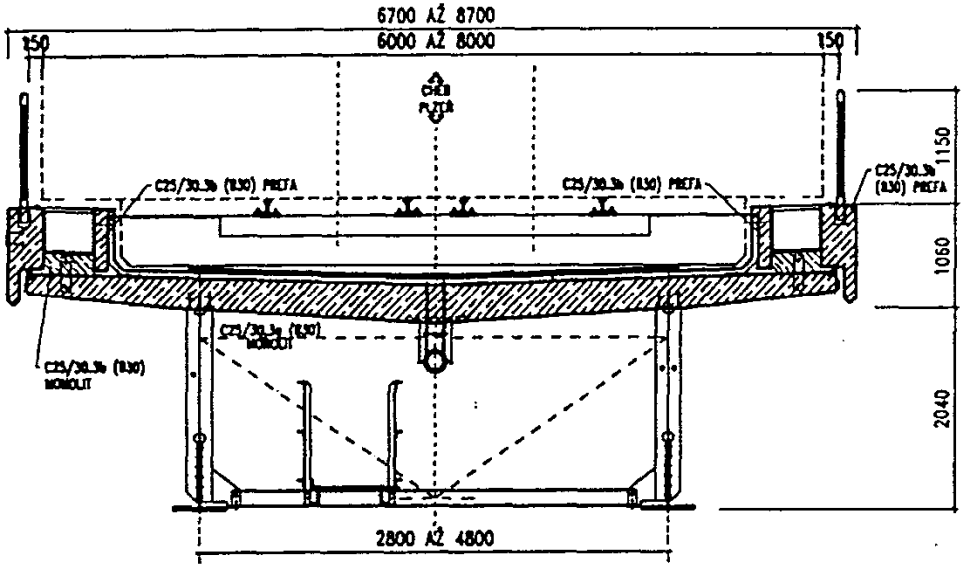
Obr. 2 Pohled



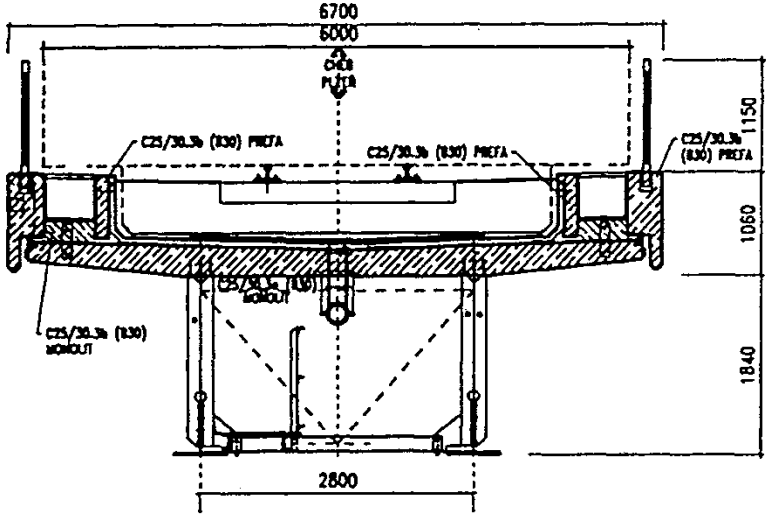
Obr. 3 Podélný řez

Obr. 1 PŘÍČNÉ ŘEZY NOSNÉ KONSTRUKCE

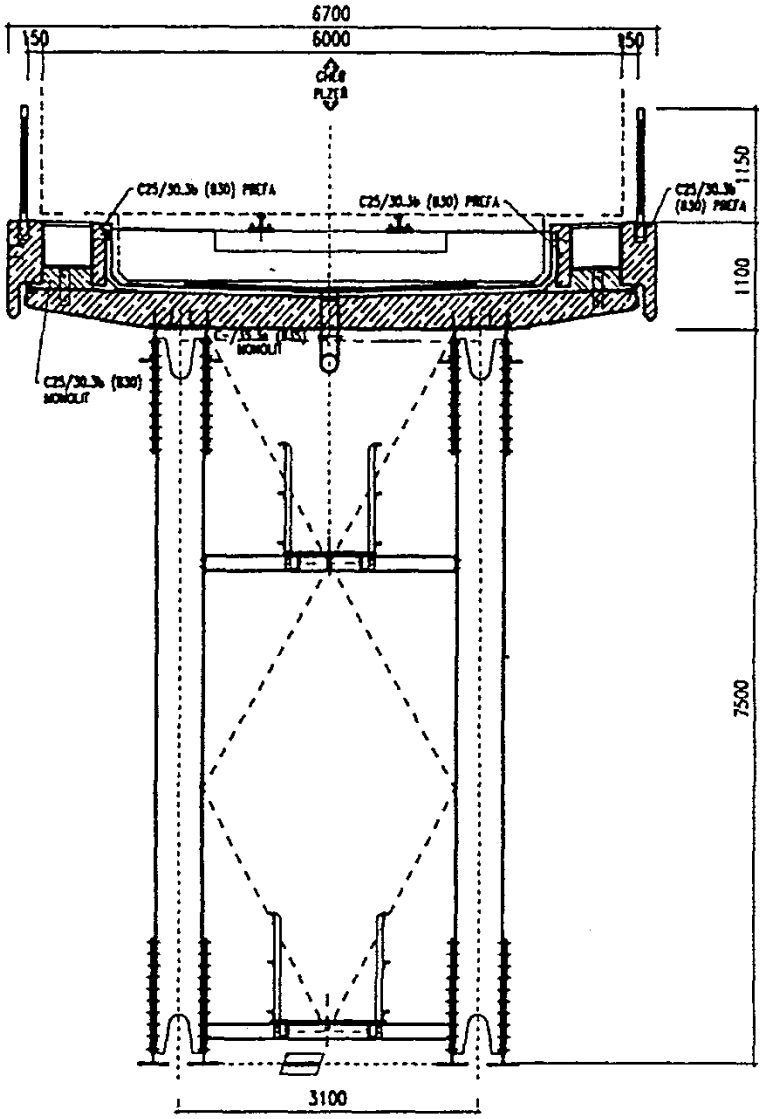
a) PŘÍČNÝ ŘEZ – 1.POLE



b) PŘÍČNÝ ŘEZ – 3.POLE



c) PŘÍČNÝ ŘEZ – 2.POLE



Spodní stavba je železobetonová, masivní s hlubinným založením. Opěry jsou navrženy jako úložné prahy se závěrnými zídkami na 2 (pole č.3), či 3 (pole č.l), pilotách ø 1 620/1 500 mm. Pilíře jsou obdélníkového průřezu 2 900 x 4 600 mm a jsou založeny na pilotovém roštu 9 pilot, z nichž rohové jsou ø 1 620/1 500 mm a ostatních 5 je ø 1 200/1 020 mm. Piloty jsou opřeny do skalního podkladu z vrstev pískovců a prachovců. Agresivní prostředí vedlo k použití betonu pro prostředí SAP 5b dle ČSN P ENV 206.

Mostní příslušenství.

- Ložiska. Pro krajní pole jsou navržena ložiska ocelová odlévaná dle TNŽ 73 6277 II-P-4, D-V-4 (pole č. 3), II-P-5, II-V-5 (pole č. 1). Pro střední pole jsou použita ložiska vysokopevnostní pohyblivá VPV 10 (Vítkovice) a pevná L 24.4 (Reisner & Wolf, Rakousko).
- Mostní závěry. Dilatační zařízení je umístěno v železobetonové desce na celou její šířku. Jedná se o vodonepropustný typ 3W 80/J a 3W 340 (pro velké posuny) v úpravě pro železnice s elektricky izolačními vlastnostmi z důvodů ochrany proti škodlivým účinkům bludných proudů. Dilatace železobetonových stěn kolejového lože je navržena pomocí překryvných plechů s elektroizolační úpravou.
- Římsy. Železobetonové prefabrikované, na stavbě zmonolitněné s deskou mostovky, s profilovaným vnějším povrchem.
- Zábradlí. Ocelové městského typu dle MVL.
- Hydroizolace. Celoplošná dvouvrstvá z izolačních těžkých pásů z modifikovaného asfaltu.
- Odvodnění. Je navrženo z tlustostěnných ocelových trubek tl. 10 mm s vyústěním do řeky.
- Revizní zařízení. Revizní lávky jsou v úrovni dolních pásnic hlavních nosníků. Ve středním poli jsou vzhledem k velké výšce hlavních nosníků lávky 2 nad sebou. Výškově jsou propojeny pomocí žebříků.
- Kabelové kanálky. Po obou stranách mostu jsou pro vedení kabelů navrženy betonové kanálky, kryté pochozím plechem.
- Trakční stožáry. Jsou na obou pilířích zakotveny do úložného prahu pilířů pro krajní pole.

3. MONTÁŽ OCELOVÉ KONSTRUKCE.

Ocelová konstrukce středního pole byla montována v definitivní poloze na třípolovém montážním mostě se dvěma bárkami v korytě řeky. Vlastní montáž byla prováděna u pravobřežního pilíře s postupným vysouváním OK po montážním mostě k břehu levému. Po dokončení montáže byla OK osazena na ložiska. Pro betonáž desky byla OK podepřena navíc nad bárkami ve třetinách rozpětí, kde byly vloženy do OK montážní svislice.

Pole č. 1 bylo montováno jeřábem po jednotlivých nosnících bez montážních spojů. Ostatní díly, příčné ztužení, vodorovné montážní ztužení a revizní lávky byly montovány nad terénem

v definitivní poloze hlavních nosníků na pilířích a opěrách. Pole č. 3 bylo montováno jeřábem vcelku.

4. BETONÁŽ DESKY

V krajních polích byla deska betonována v jednom betonážním cyklu v celé délce najednou. Ve středním poli byla na požadavek zhotovitele desky prováděna betonáž pomocí betonážního vozíku po sekcích dlouhých 6.3 m a to od jednoho konce postupně ke druhému. Celkem bylo provedeno 10 betonážních cyklů.

5. STATICKÝ VÝPOČET SPŘAŽENÉ PŘÍHRADOVÉ KONSTRUKCE.

Podstatnou komplikací pro statický výpočet byl požadavek zhotovitele železobetonové desky na provádění pomocí betonážního vozíku po sekcích. Z toho požadavku vyplývá, že dochází k postupným změnám statického systému v čase a dochází ke spolupůsobení betonů různého stáří. Tato skutečnost podstatně zkomplikovala statický výpočet a způsobila, že zdánlivě symetrická konstrukce ke středu rozpětí se stala z hlediska výpočtů napjatosti a deformací nesymetrickou a vyžadovala posuzování všech průřezů ve všech stavebních stadiích. Horní pas byl posuzován jako spojitý nosník na pevných podporách pro lokální účinky s příslušnou menší spolupůsobící šířkou betonové desky (s proměnnými průřezovými charakteristikami v čase). Globální účinky od stálého zatížení vlastní hmotností ocelové konstrukce a betonové desky při betonáži byly stanovovány na spojitém nosníku o třech polích (s proměnnými průřezovými charakteristikami v čase). Globální účinky od zbytku stálého zatížení, dlouhodobého a krátkodobého zatížení pak na prostém nosníku (s proměnnými průřezovými charakteristikami v čase).

6. PROTIKOROZNÍ OCHRANA OCELI

Vzhledem k důležitosti mostního díla byl použit systém ochrany s velmi dlouhou životností. Kombinovaný povlak metalizace zinkem a hliníkem s uzavíracím nátěrem má tuto skladbu:

40 µm Zn + 160 µm AI + 80 µm 2K DEREPOX-GRUND + 80 µm 2K DEROCRYL- LACK 687 tj. celkem 360 µm. Jedná se o dvouvrstvý nátěrový systém německé firmy Dr. Demuth DB 280, vhodný pro použití na metalizované povrchy.

7. ZÁVĚR

Projektant v rámci zpracování projektové dokumentace první české spřažené příhradové konstrukce vyřešil mnoho technických problémů, které dosud u nás řešeny nebyly. Načerpal první praktické zkušenosti a vytvořil příslušný know-how, který je schopen využít při další realizaci.

MOSTNÍ EVIDENČNÍ SYSTÉM ČD

Ing.Václav Vejvoda, ČD, DDC S13, oddělení mostů a tunelů

1. Úvod

České dráhy mají jako delegovaný správce mostních objektů za povinnost ve vztahu k těmto objektům zajišťovat evidenci.

Evidence mostních objektů je prvotně tvořena seznamem objektů ve formě tzv. *evidenčních listů*. Tvar a způsob vyplňování evidenčních listů objektů definuje předpis ČD D5 *Správa mostních objektů*.

Současná dosud platná podoba evidenčních listů pochází ze 70. let. Je tvořena základním listem o ***M***ostě - *list **M*** - a pro každou odlišnou mostní ***K***onstrukci samostatným *listem **K***. Pro účely operativní práce s listinnou formou evidenčních listů byl na počátku éry osobních počítačů vytvořen program *Evidence mostů a propustků*, který umožňuje s určitými obtížemi práci s digitální podobou těchto listů.

Vzhledem k nedostatečnému popisu objektů pomocí stávající podoby evidenčních listů, poměrně hrubému popisu objektu jako takového, chybějící prostorové lokalizaci zaevidovaných konstrukcí a mnoha dalších důvodů, z nichž nejdůležitější je posun v pohledu na informační základnu celých Českých drah, bylo rozhodnuto o vytvoření nového programu na evidenci mostních objektů a objektů mostům podobných zároveň se změnou popisu objektů.

Počátek vývoje nového programu spadá do r. 1994, kdy byla na základě výběrového řízení podepsána smlouva s firmou **SUDOP PRAHA a.s.** na zpracování analýzy této problematiky a vývoje nového programu. SUDOP Praha jako projektová a konzultační firma se značnými zkušenostmi v oboru staveb železničních mostů splnil svou roli při systematické analýze problematiky po odborné stránce. Po celou dobu se vývoji systému věnuje Ing.David Krása.

Vzhledem ke značnému rozsahu prací na tvorbě samotného programu a použití náročného databázového prostředí Oracle uzavřela firma SUDOP Praha v r.1996 na základě výběrového řízení smlouvu na programové zpracování úkolu se softwarovou firmou **HSI spol. s r.o.** Tato firma se specializuje na geoinformační grafické systémy a síťová prostředí. Zkušenosti této firmy v oblasti informatiky a použitého prostředí vedly k softwarovému řešení na patřičné úrovni. Za firmu HSI Praha se na řešení účastní pan Petr Hajič.

Na straně objednatele - **Českých drah, s.o.** - se od počátku řešení úlohy aktivně podílí mostní specialista Ing.Miroslav Teršel. Oficiálním vedením projektu byl v průběhu řešení pověřen Ing.Václav Vejvoda. Na řešení odborné problematiky se podílí tým expertů složený

z pracovníků ředitelství DDC, oddělení mostů a tunelů a odborníků z výkonných jednotek - budoucích hlavních uživatelů systému.

2. Popis systému

Mostní evidenční systém (MES) je prvotní evidence osmi typů mostních objektů a objektů mostům podobných rozšířená o činnosti na podporu výkonu správy těchto objektů.

MES má proti předchozímu programovému zpracování řadu předností. Mezi základní patří:

- Podstatně **zpřesňuje popis** mostního objektu.
- Umožňuje **prostorově lokalizovat** popisované části objektu pomocí rozdělení objektu na základní *evidenční jednotky* konstrukcí a spodní stavby. Tyto jednotky popisují maticovým principem objekt pomocí pořadí otvoru a koleje. Určitý souhrn evidenčních jednotek pak tvoří základní části objektu - konstrukce a podpěry.
- Odstraňuje množství **dříve neřešitelných případů** popisu složitějších objektů, např. konstrukční a materiálovou různorodost objektu, polohu na souběhu traťových úseků, spojité nosníky.
- Je **základním kamenem** *Mostního informačního systému*, který bude komplexně popisovat mostní objekty ve všech souvislostech, přitom nejdůležitějším prvkem je připojení *Mostního expertního systému CASANDRA* pro určování a následné evidování zatížitelnosti a přechodnosti a dále programové zpracování *podrobných prohlídek mostních objektů (revizí).*
- **Rozšiřuje** základní vedení evidenčních listů **o řadu činností** spojených s výkonem správy mostních objektů, zejména vytvoření digitálního souboru mostní dokumentace zakládáním textových a grafických příloh, plánování stavebních počinů, vedení záznamníku běžných prohlídek, výpočet udržovacích jednotek, výstup standardizovaných sestav (např. nová podoba evidenčního listu) i tvorba uživatelských sestav, zpřístupnění podkladů z ekonomické evidence hmotného investičního majetku (HIM), souvisejících evidencí (zejména údajů o železničním svršku) a katastrálních území a další.
- Zajištění plné **kompatibility s informační strategií ČD** na základě užití celodrážních číselníků a dodržení koncepce vývoje informatiky. To umožní do budoucna práci s digitální *jednotnou železniční mapou* ČD (JŽM) i začlenění programu do centrálního pasportního systému odvětví traťového hospodářství.

Program je určen prvotně pro široký okruh správců mostních objektů na základním organizačním článku DDC - *Správách dopravní cesty* (SDC), které zajišťují jako celek správu všech zařízení dopravní cesty ve svěřeném území. Údaje obsažené v systému budou jako zdroj dat využívat ke své práci další pracovníci mostních správ na SDC a mostní experti z ředitelství DDC. Agregovaná data budou sloužit pro různé stupně managementu ČD na podporu řídích činností.

Systém bude po dokončení obsahovat evidenci následujících objektů:

1. železniční mosty
2. silniční mosty
3. propustky
4. kolejové váhy
5. silniční váhy
6. lávky pro chodce
7. točnice
8. mostní provizoria.

Popis objektů bude sestávat z následujících samostatných listů:

- most (základní popisné, rozměrové a časové údaje, ekonomická data o položce HIM, katastrální území, údaje o dokumentaci, vlastnictví objektu)
- nosné konstrukce (základní popisné, rozměrové a časové údaje, ložiska, pro každou evidenční část údaje o mostním svršku a kolejnicových podporách a letopočty stavebních akcí)
- podpěry (základní popisné, rozměrové a časové údaje, pro každou evidenční část údaje o pozednici a letopočty stavebních akcí, pro opěru též údaje o křídlech)
- kolej (údaje o koleji na mostě, rychlostech, dilatačním zařízení, parametrech přechodnosti a prostorové průchodnosti)
- mostní otvor (světlosti, protinárazové zábrany)
- přemosťované překážky
- cizí zařízení na mostě.

Ukázka formuláře pro nosnou konstrukci a její evidenční jednotku je v příloze č. 1.

3. Programové prostředí

Prostředí úlohy se opírá o jeden z nejkvalitnějších databázových systémů Oracle, v jehož vývojovém prostředí je napsána i celá aplikace. Jako vůbec první pasportní úloha v rámci Divize dopravní cesty (DDC) pracuje úloha v celorepublikovém síťovém prostředí s centrální databází uloženou na serveru. Toto řešení typu client-server je z hlediska budoucnosti nejperspektivnějším řešením, ale přináší mnoho výhod již dnes.

Prostředí uživatele systému : Oracle 7 Client pro Windows 95 nebo Windows NT

Server : Oracle 7 Workgroup Server pro Windows NT 4.0

4. Nasazení systému

Pilotní ověřování programu započalo na ředitelství DDC v červnu 1997. Od poloviny listopadu 1997 probíhá postupné připojování jednotlivých uživatelů z řad správcovských jednotek do ověřovacího provozu již v rámci celé sítě ČD. Po připojení všech jednotek a vyhodnocení ověřovacího provozu budou definitivně převedena data stávající evidence do nového systému a tím bude zahájen oficiální provoz systému.

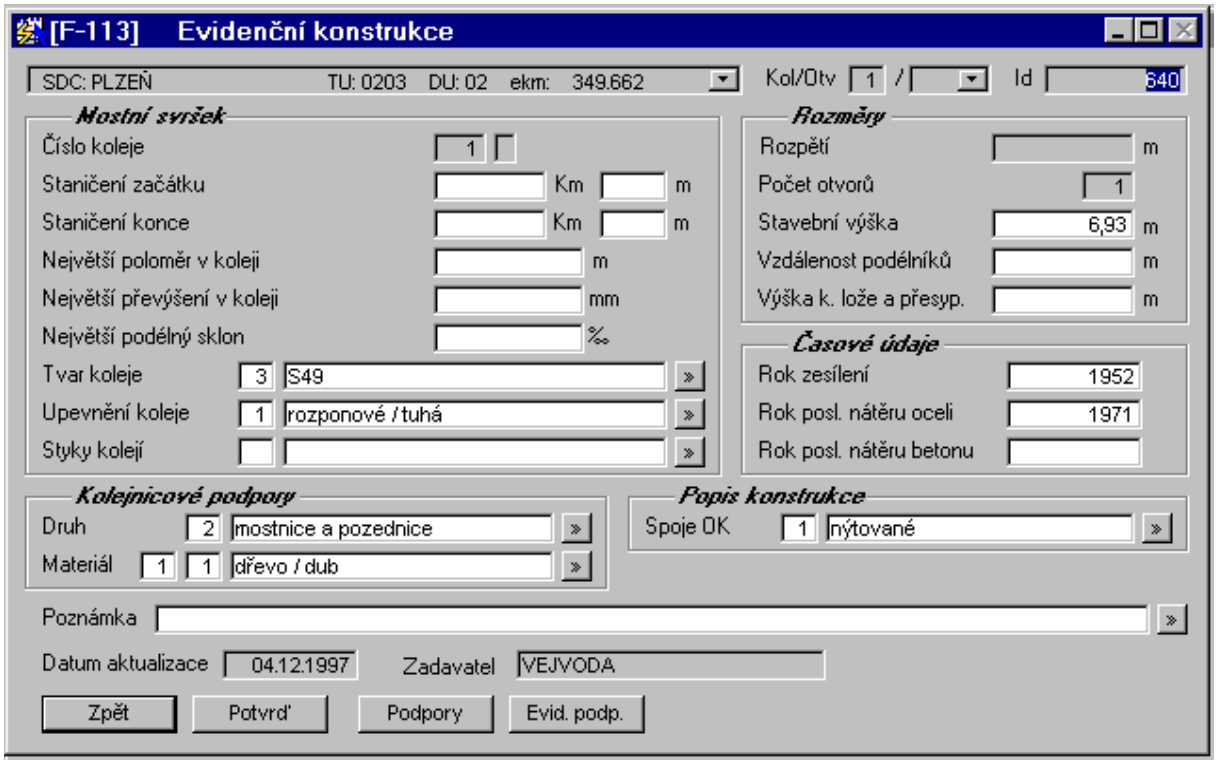
5. Závěr

Nová evidence má pro mostní správu, ale i pro celé ČD zcela zásadní význam, neboť dokazuje, že lze i základní evidenci objektů provozovat v kvalitním softwarovém prostředí v síťové verzi. Vše zatím nasvědčuje tomu, že se jedná o velice spolehlivý systém umožňující efektivně organizovat správu mostních objektů a poskytovat potřebné informace pro všechny stupně řízení v reálném čase.

Kromě úkolu nasazení a oživení systému v co nejkratším čase leží přede všemi pracovníky nelehký úkol postupného a dlouhodobého sběru a údržby dat, která jsou ve svém důsledku tím nejcennějším a budou tvořit základní stavební kámen jakéhokoliv dalšího využití systému.

Příloha č. 1

Příklad formuláře **Evidenční části nosné konstrukce**



Předpjaté ocelobetonové nosníky NDS

Doc. Ing. Vl. Hrdoušek, CSc., FSv ČVUT Praha

Doc. Ing. T. Rotter, CSc., FSv ČVUT Praha,

Ing. Roman Šafář, SUDOP Praha a.s.

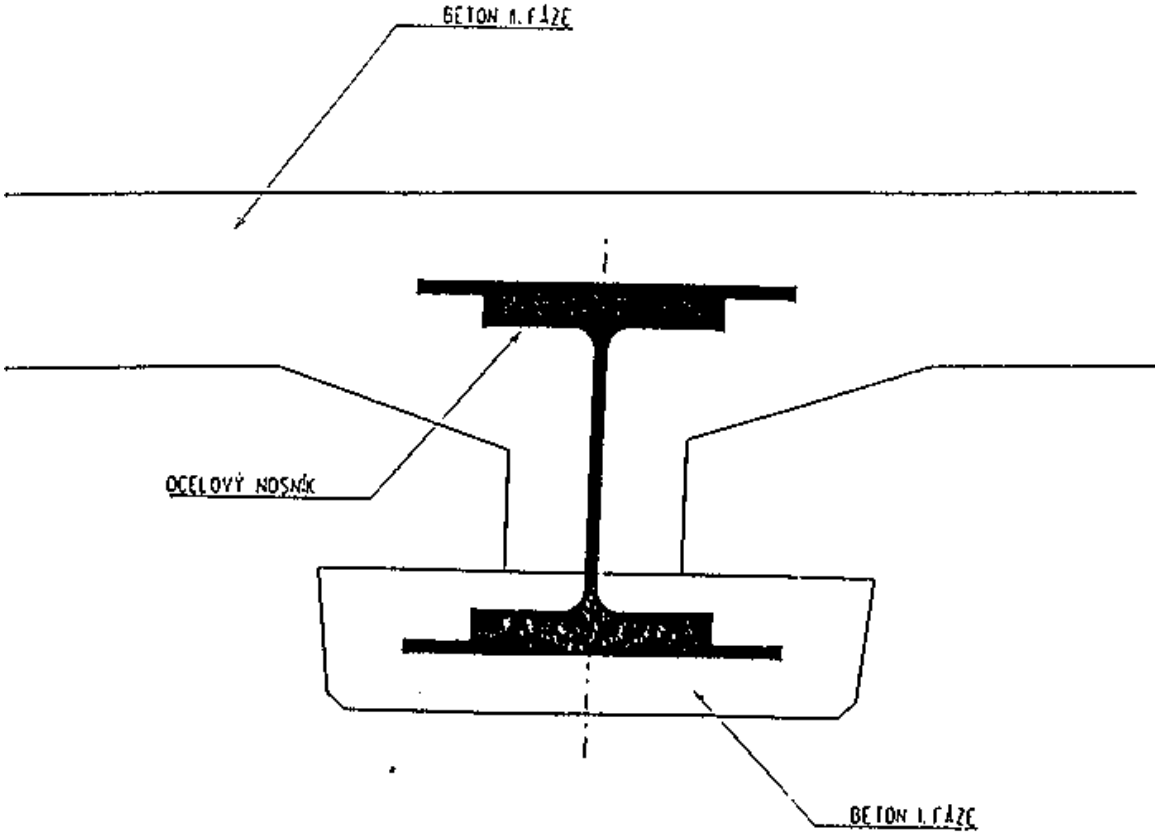
Úvod

V současné době se v SUDOPu Praha a.s., na objednávku firmy SSŽ Hradec Králové a ve spolupráci s odborníky ze Stavební fakulty ČVUT v Praze, zpracovává směrnice pro návrh mostních konstrukcí z nosníků "NDS" (Nosník Dvojitě Spřažený).

Jedná se o nosníky systému "Preflex", které se v zahraničí používají již od roku 1959. K prvnímu použití těchto nosníků došlo v Belgii, od té doby byly použity i v dalších zemích, např. ve Velké Británii, Francii a v SRN. V České republice dosud tento typ konstrukce realizován nebyl.

Popis a výroba nosníků NDS

Nosník NDS je spřažený ocelobetonový nosník, jehož příčný řez je schématicky znázorněn na obr. 1. Nosník se skládá z ocelového nosníku průřezu I a ze dvou spolupůsobících betonových částí, tzv. betonu I. Fáze a betonu II. fáze. Dokonalé spřažení ocelové a betonových částí průřezu se zajistí pomocí spřahovacích prostředků, například spřahovacích trnů.



Obr. 1 Příčný řez nosníkem NDS

Výroba nosníků NDS probíhá ve čtyřech etapách a je znázorněna na obr. 2.

Etapa č.1 - výroba ocelového nad výšeného nosníku. Nosník může být válcovaný nebo svařovaný, často se používá válcovaný nosník s pásnicemi zesílenými pomocí přivařených plechů. Pro výrobu nosníků se obvykle používá ocel značky S355 (ř. 52) nebo vyšší. Nosníky se opatří Spřahovacími prostředky.

Etapa č.2 - ocelový nosník se proti směru svého nadvýšení zatíží dvěma silami (zpravidla hydraulickými lisy) ve třetinách až čtvrtinách rozpětí. V nosníku se má vyvodit napětí alespoň rovné napětí provoznímu, přitom ale musí nosník zůstat v pružném stavu. Připouští se namáhání nosníku až na 95 % meze kluzu.

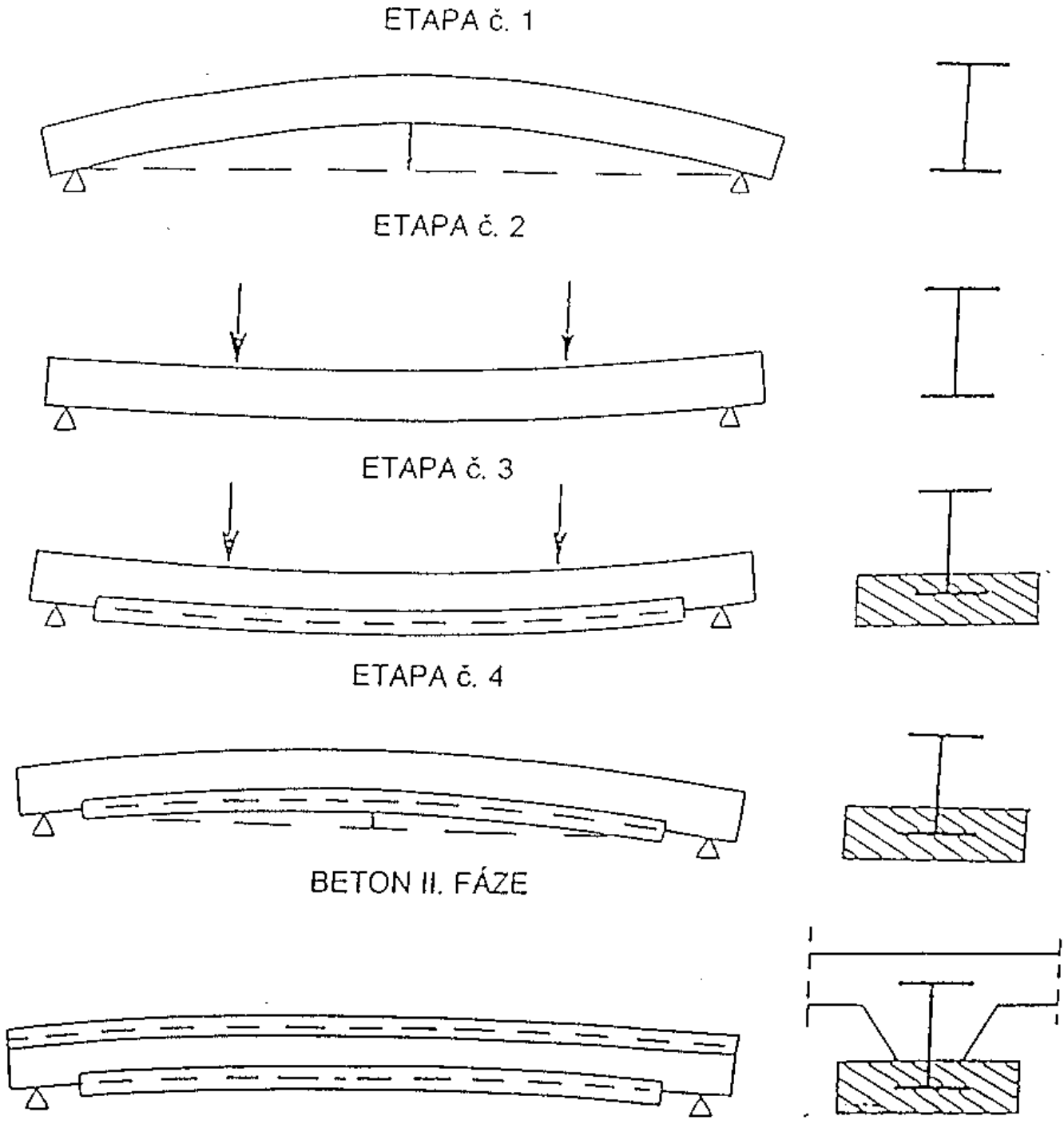
Etapa č.3 - po zhotovení bednění a osazení betonářské výztuže se dolní pásnice ocelového nosníku obetonuje. Tato část průřezu se nazývá “beton I. fáze“ a provádí se z betonu vysokých tříd - obvykle C 45/55 (B55, zn. 600) - protože v další - čtvrté - etapě výroby je beton vystaven vysokému počátečnímu namáhání. Přitom z výrobních důvodů bývá žádoucí, aby byl zatížen co nejdříve po vybetonování.

Etapa č.4 - po zatvrdnutí betonu I. fáze se odstraní vnější zatížení (uvolní se hydraulické lisy), čímž dojde k předepnutí betonu I. fáze tlakovým napětím.

Kompletní nosník NDS, skládající se z ocelové části a z betonu I. fáze, je následně osazen do konstrukce. Na nosníky se provede monolitická železobetonová deska, tzv. beton II. fáze, která bude od ostatního stálého zatížení a od nahodilého zatížení na mostě namáhána rovněž převážně tlakem.

Beton II. fáze je možné provést v zásadě dvěma způsoby - u železničních mostů se obvykle provede plná betonová deska a vznikne konstrukce připomínající běžné tzv. "zabetonované nosníky“ (obr. 3), pro větší rozpětí je možné betonovou desku vylehčit. U mostů pozemních komunikací se zpravidla navrhuje pouze tenká spřažená deska spojená s obetonováním stojin ocelových nosníků, a výsledná konstrukce působí jako trámová (obr. 4).

Výsledkem uvedeného výrobního postupu je ocelový nosník ze všech stran obklopený spřaženým tlačeným betonem. Konstrukce z nosníků NDS se vyznačují vysokou tuhostí a únosností a jejich hlavní předností je minimální konstrukční výška při daném rozpětí, resp. větší rozpětí pro danou konstrukční výšku. Výhodou je i snadná údržba, protože ocelové nosníky jsou spolehlivě chráněny okolním betonem.

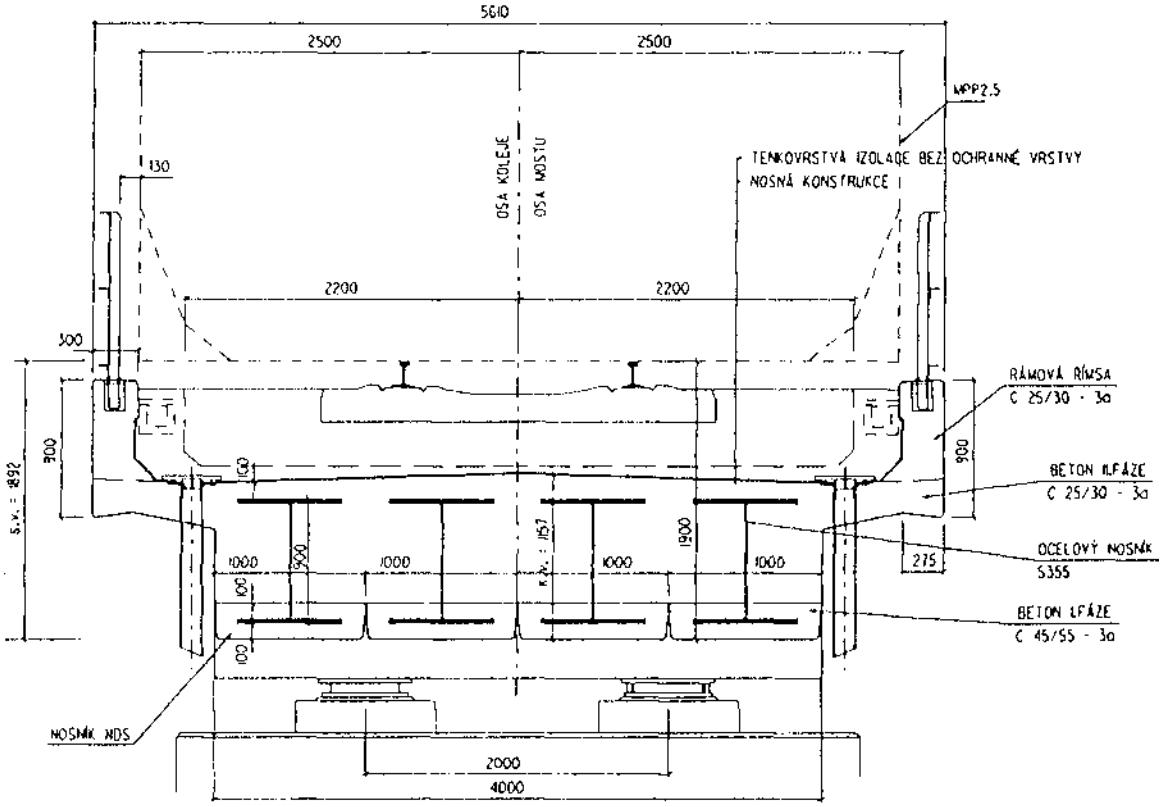


Obr. 2 Výroba nosníku NDS

<u>Použití nosníků</u>

Konstrukce z nosníků NDS jsou určeny pro použití zejména v případech, kdy je k dispozici pouze omezená stavební výška. V těchto případech často jiné řešení vyvolá neúměrné technické obtíže nebo vyžaduje příliš vysoké finanční náklady. Vhodné rozpětí konstrukcí z nosníků NDS se pohybuje přibližně mezi 20 - 30 m pro železniční mosty a mezi 30 - 40 m pro mosty pozemních komunikací.

Výhody konstrukcí z nosníků NDS se projeví především v případě rekonstrukcí stávajících mostů s nedostatečnou podjezdnou výškou. Díky jejich malé konstrukční výšce je možné omezit, příp. vyloučit zvýšení nivelety na mostě, resp. zahloubení vozovky pod mostem a s tím spojené přeložky inženýrských sítí, potíže s odvodněním, s vjezdy a se záborem pozemků, výstavbu opěrných zdí, velké podélné sklony komunikací a rozsah nově zřizovaných krytů vozovek. Nosníky se ale mohou uplatnit i u městských mostů, nadjezdů přes směrově rozdělené komunikace apod.

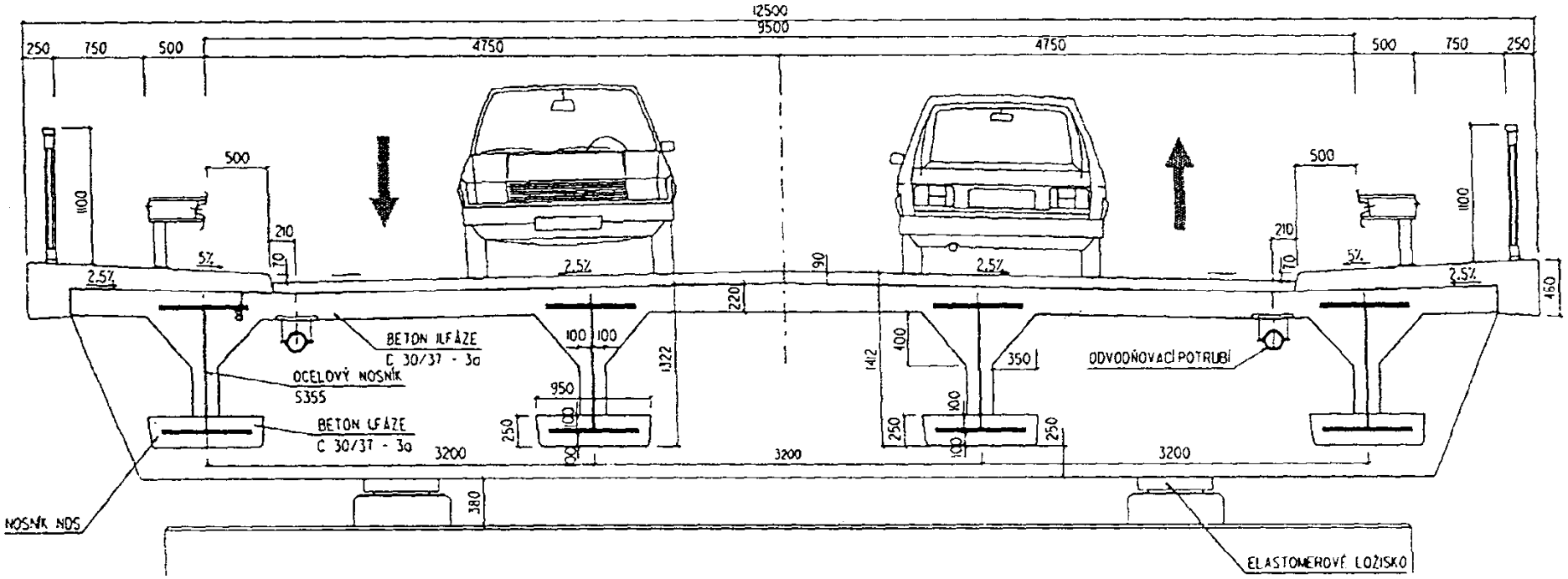


Obr. 3 Příčný řez železničního mostu z nosníků NDS, rozpětí 24.0 m

k.v. - konstrukční výška s.

v. - stavební výška

Obr. 4 Příčný řez silničního mostu z nosníků NDS, rozpětí 36.0 m



Směrnice pro návrh nosníků

Zpracovávaná směrnice pro návrh nosníků NDS obsahuje zásady konstrukčního uspořádání nosníků a jejich použití pro konstrukce mostů železničních i mostů pozemních komunikací. Součástí směrnice jsou rovněž zásady statického výpočtu a směrnice je doplněna příklady použití nosníků pro tři železniční mosty (rozpětí 12.0 m, 24.0 m a 36.0 m) a pro jeden silniční most (rozpětí 36.0 m). Z provedených statických výpočtů vyplývá, že nejvhodnější oblastí pro použití tohoto typu konstrukce budou železniční mosty rozpětí okolo 25.0 m, případně silniční mosty rozpětí okolo 35.0 m. Celková konstrukční výška (ocelový nosník + beton I. fáze + beton II. fáze) prostého nosníku vychází u železničních mostů asi 1/20 rozpětí, u silničních mostů asi 1/25 až 1/30 rozpětí. Na základě zahraničních zkušeností lze ale předpokládat, že konstrukční výšku bude možné dále snížit po zpřesnění průběhu a vlivu dotvarování betonu I. fáze, na kterém se v současné době pracuje.

Statický výpočet

V současné době se v ČR používá jiná teorie pro statické výpočty ocelových mostů (mezní stavy) a jiná pro výpočty betonových mostů (dovolená namáhání). Železniční ocelobetonové spřažené mosty se navrhují podle vzorového listu MVL 554, pro návrh spřažených silničních mostů platí technické podmínky Ministerstva dopravy TP79. Ačkoliv tyto dva předpisy vycházejí ze stejných zásad, jsou mezi nimi určité rozdíly vyplývající z různé doby jejich vzniku, navíc se v nich neřeší otázka předpětí. Ze všech těchto důvodů byl pro nosníky NDS vypracován i zvláštní výpočetní postup založený na evropských normách (resp. přednormách) pro navrhování stavebních konstrukcí ENV 1991 až ENV 1994, tzv. Eurokódech. Tyto normy jsou založeny na teorii mezních stavů a jsou postupně přejímány i Českou republikou a zaváděny do systému ČSN. Konstrukce se posuzují v mezních stavech únosnosti i použitelnosti; na mezi únosnosti je možné pro extrémní výpočtové zatížení a při splnění určitých podmínek využít plného zplastizování spřaženého průřezu. Současně je však nutné prokázat, že při provozním zatížení nepřekročí napětí předepsané meze a konstrukce zůstává v pružném stavu.

Závěr

V současné době je již vypracován návrh směrnice pro návrh konstrukcí mostů z nosníků NDS a nyní se pracuje na zpřesnění průběhu dotvarování betonu a relaxace napětí v betonu I. fáze, a na stanovení maximálního přípustného počátečního napětí v betonu I. fáze. Směrnice bude dokončena na jaře roku 1998 a po odpovídajícím ověření tohoto typu konstrukce by se nosníky NDS mohly dobře uplatnit i při rekonstrukcích některých mostů na modernizovaných koridorech Českých drah.

Nová evropská norma pro navrhování ocelových mostních konstrukcí pr ENV 1993-2

Prof. Ing. Hynek Šertler, DrSc.
Univerzita Pardubice, Dopravní fakulta Jana Pernera, KDI
Studentská 84, 530 09 Pardubice

Komise Evropského společenství (CES) iniciovala práci na vytvoření pravidel pro návrh budov a inženýrských staveb, které by mohly být alternativou k národním normám členských států a posléze je úplně nahradit. Tato technická pravidla vstoupila ve známost jako „konstrukční eurokódy“ (Structural Eurocodes) úsilí bylo podpořeno a zastřešeno CEM a zodpovědný za eurokódy je technická komise CEM/TC 250.

Z devíti eurokódů se ocelových konstrukcí týká EC3.

Část 2 EC3 je publikovaná CEN jako předběžná norma (ENV) s počáteční životností 3 roky.

Základní mezinárodní norma bude doplněna národním aplikačním dokumentem, který má odrážet specifika dané země tak, aby pravidla pro navrhování co nejpřesněji zohledňovala zvyklosti, úroveň statiků, výroby i montáže s důrazem na bezpečnost a spolehlivost.

K navrhování mostních konstrukcí mají bezprostřední vztah tyto předchozí části Eurokódu

ENV 1993-1-1 Obecná pravidla (dále Op) a pravidla pro budovy
ENV 1993-1-3 Op: Doplňková pravidla pro tenkostěnné konstrukce
ENV 1993-1-5 Op: Doplňková pravidla pro deskové konstrukce

Část 1-1 byla přeložena do češtiny a je přijata jako ČSN PENV 1993-1-1 [2], Na jejím základě byla vydána ČSN 73 1401, Navrhování ocelových konstrukcí, jejíž revize je před dokončením.

EC3 část 2 navazuje na Část 1-1 a využívá části 1-5, Deskové konstrukce, která byla z této normy vydělena, protože má širší platnost než pro mosty.

Pro výpočtové modely a charakteristiky nahodilého zatížení je třeba použít část 3 EC1, obsahující základní filozofii navrhování.

Norma obsahuje základní pravidla pro navrhování ocelových mostů a ocelových částí spřažených mostních a jim podobných konstrukcí. Pravidla pro návrh ocelových pilířů jsou v ENV 1993-5.

Nová mostní norma obsahuje pouze požadavky pro zajištění únosnosti, použitelnosti a životnosti konstrukcí.

Pro výrobu mostních konstrukcí je určena norma ENV 1090-5.

ENV 1993 neobsahuje zvláštní požadavky pro návrh s ohledem na seismické účinky. Ty budou specifikovány v ENV 1998.

Norma rozlišuje mezi principy a aplikačními pravidly.

Principy, označované v normě písmenem P obsahují obecná a neměnná pravidla, nemající alternativy. Aplikační pravidla navazují na principy, splňujícím jeho základní principy a zajišťující stejnou spolehlivost. V normě jsou označeny číslem v závorkách.

Dále bude uveden stručný obsah některých kapitol s uvedením rozdílností od dosavadních zvyklostí a norem.

Kapitola 2. Základy navrhování vychází z principů, uvedených v EN 1991 a kap. 2 ENV 1993-1-1

Základním požadavkem je, aby návrh mostu vyhovoval požadavkům spolehlivosti s diferencovanou úrovní spolehlivosti vzhledem k následkům poškození. Zvláštní pozornost má být věnována posouzení na únavu.

Pro návrhovou životnost trvalých mostů je navrhována rámečková hodnota 100 roků. Návrhová životnost dočasných mostů se stanoví kompetentními činiteli.

Pro zajištění trvanlivosti mostu je třeba všechny prvky, chránící hlavní mostní části před poškozením jako jsou např. pojistné úhelníky a parapety, navrhovat s ohledem na plastická poškození, která potenciálně mohou vzniknout při havárii. Všechny prvky, u nichž není možno zajistit dostatečnou spolehlivost po celou dobu života mostu musí, být snadno vyměnitelné bez většího narušení provozu.

Konstrukce a její části mají být tak robustní, aby při případném poškození byly schopny provozu až do doby opravy, alespoň pro základní kombinaci provozního zatížení. Musí být přístupné pro revizi a údržbu a málo přístupné detaily musí být spolehlivě chráněny proti korozi.

Pro návrh je plně závazná metodika mezních stavů podle ENV 1991.

Kap. 3 se zabývá materiály ocelových mostů.

Ve shodě s [1] ale v daleko širším výběru jsou uvedeny základní mechanické vlastnosti (f_y, f_u) podle EN 10025, EN 10113, EN 10137, EN 101555, a EN 10210 [2],

Vzhledem k tomu, že norma připouští pro mimořádná zatížení plastický výpočet, jsou pro tento případ uvedeny požadavky na plastické vlastnosti použité oceli ($f_u/f_y \geq 1,1$ $\varepsilon_u \geq 1,5\varepsilon_y$). Proti původnímu návrhu z r. 1994, kdy byl do normy zabudován velmi komplikovaný výpočet odolnosti vůči křehkému lomu, je v posledním vydání pouze konstatováno, že materiál musí mít dostatečnou lomovou konzivnatost a je uvedena nejnižší provozní teplota - 30°C. Podrobnější výpočet, uvedený v příloze C je nutno provádět jen pro extrémní tloušťky, jejichž minimální hodnoty jsou tabelizovány.

Kap. 4 je věnována meznímu stavu použitelnosti.

Kromě běžných případů a požadavků na mezní stav použitelnosti, uvedených v [2], jsou uvedeny speciální požadavky (zamezení praskání krycích vrstev vozovky, limitování štíhlosti plošných prvků konstrukcí s ohledem na možné „dýchání“ stěn a desek, navrhování detailů s ohledem na korozi a možnost údržby, atd.

Pozornost je věnována výpočtovým modelům, které by měly být založeny na lineárně elastické analýze, zohledňující vliv ochabnutí smykem.

Při posuzování tlačených deskostěnových prvků se vychází z koncepce kritických napětí. Vychází se z jednoduššího interakčního vztahu mezí normálním napětím a smykem, než je tomu v naší doposud platné mostní normě.

Používá se kružnicová interakční závislost bez ohledu na průběh normálného napětí ve stěně. Ve skutečnosti to platí jen pro čistý ohyb a smyk, zatím co pro rovnoměrný tlak je správná parabolická závislost [3],

Za mezní únosnost je bráno kritické napětí. Nerespektuje se tedy jeho zvýšení o 20 %, jak je tomu v naší dosavadní normě s ohledem na rozdílné chování stěny skutečné a ideální. Na druhé straně se dovoluje překročit v interakční závislosti jedničku až o 10%.

Velká pozornost je věnována estetickému a psychologickému působení mostu. Při výpočtu nadvýšení je třeba počítat s vlivem smykových deformací a prokluzu spojů (nýtů, těsných šroubů). Předepisuje se přitom počítat s prokluzem 0,2 mm ve spoji.

Pro stanovení vlivu vibrací a hluku u železničních mostů se odkazuje na ENV 1991-3 přílohy GaL.

Pátá kapitola se týká mezního stavu únosnosti

Pro posouzení průřezu na základní případy namáhání a jejich kombinace je proveden odkaz na ENV 1993-1-5.

Mimořádná pozornost je věnována stabilitním problémům, včetně montážních stádií, přičemž se doporučuje používat teorii 2. řádu se zavedením vlivu imperfekcí a dynamických účinků větru.

Při výpočtu vnitřních sil staticky neurčitých konstrukcí je nutno vyjít z pružné globální analýzy s výjimkou mimořádných nehodových zatížení a zvláštních mostů, kdy v případě dostatečné rotační kapacity (průřez tř. 1), je možno použít pružně-plastickou analýzu s možností redistribuce momentů. I když je nutno zohlednit, že konstrukce působí jako jeden celek, připouští se v zájmu zjednodušení výpočtu rozložit při modelování konstrukci na subsystémy.

Jsou uvedeny imperfekce pro systém podélných ztužení, zabraňujících vybočení tlačených prvků. Zavádí se ekvivalentní počáteční průhyb.

V místě stykování vyztužovaných prvků z důvodu možné úhlové imperfekce mezi ztužovanými prvky se systém ztužení musí posoudit na příčnou sílu rovnou k_n N/100 kde N je osová síla ve ztužovaném prvku.

$k_n = 1/\sqrt{n}$

kde n je počet ztužovaných prvků, L je rozpětí ztužení.

Klasifikace průřezu je podobná jako [2] s určitými výjimkami.

Tlačené pásy s výztuhami jsou klasifikovány třídou 4, pásnice spřažených mostních konstrukcí mohou být klasifikovány třídou 1. Pro tento případ se zavádí nová „efektivní“ třída 2, u níž se předpokládá v mezním stavu únosnosti plastifikace průřezu s efektivní stěnou. S ohledem na boulení stěn v tlačené oblasti se berou do výpočtu

jen úseky stěny, přilehlé k pásnici a neutrální ose šířky *20 □t (□=(235/f_y)$^{1/2}$)s* rovnoměrně rozděleným napětím.

Pro efektivní průřezové hodnoty klasif. třídy 4 se odkazuje na část 1-5.

U podélných výztuh se štíhlost volných stěn snižuje na hodnotu 12,5□.

Konstrukční systémy:

Při výpočtu ortotropních desek je při globální analýze, kdy tlačená deska působí současně jako pás konstrukce, možně počítat jen s normálovými silami pokud jsou dodrženy konstrukční zásady uvedené v příloze L. Membránové napětí v příčnících ortotropních mostovek s podélnými spojitými trapézovými výztuhami je možno počítat z výpočtového modelu Vierendelova nosníku.

Při výpočtu komorových nosníků je třeba zohlednit vliv přetvoření příčného řezu mezi příčnými ztužidly jen v případě, že přesahuje 10% celkových účinků.

Příhradové hlavni nosníky s výjimkou šikmých mostů je možno počítat tradičně, tj. jako rovinné prvky podle dosavadních zvyklostí.

Sekundární momenty v uzlech v důsledku globálního průhybu nosníku je možno zanedbat. Všeobecně se požaduje centrické připojení prutů. Pokud je excentrické, pás je možno modelovat jako spojitý nosník s kloubovým připojením prutů.

Také obloukové mosty, pokud nejsou šikmé je možno modelovat jako rovinné soustavy. Deformace v důsledku stlačení střednice je možno zanedbat. Pokud je ohybová tuhost závěsů a stojek menší než 1/10 ohybové tuhosti oblouku, je možno je považovat

za kloubově připojené k pásu. Při výpočtu na únavu je třeba uvažovat sekundární momenty v uzlech.

Pokud je poměr osově tlakové síly ke kritické síle menší než deset, je možno zanedbat vliv teorie 2. řádu. Kritická síla se určí podle přílohy J.. Posouzení oblouku kolmo na jeho rovinu se provádí v druhém kroku, přičemž se zavádí vliv imperfekcí. Vliv imperfekcí pro výpočet podle teorie 2. řádu je možno zavést pomocí ekvivalentní geometrické imperfekce, jako je tomu i v [2], Výpočet prvků podle teorie 2. řádu provedeme jen v případě, že bezrozměr nástihlost $\bar{\lambda} > 0.5(A_{fy} / N_{sd})0.5$.

Je podán návod pro výpočet imperfekcí pro globální analýzu. Odvodí se z prvního vlastního tvaru z úrovní zatížení (vnitřních normálních sil) při ztrátě stability perfektní konstrukce.

Zanedbává se přitom vliv ohybových momentů.

Štíhlost $\bar{\lambda}$ konstrukce se určí ve smyslu klasického pojetí poměrné štíhlosti podle vztahu

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\gamma_u / \gamma_{cr}}$$

kde γ_u , γ_{cr} jsou multiplikátory hladiny vnitřních sil, při kterých konstrukce ztratí únosnost bez ohledu na ztrátu stability a úrovně hladiny vnitřních sil při ztrátě stability.

U uzavřených průřezů se sčítá napětí ve smyku za ohybu s napětím od kroucení, přičemž se pro první z nich bere větší z průměrné hodnoty nebo z 50 % maximálního napětí.

Posouzení stability tlačených pásů otevřeně uspořádaných mostů vychází z tradičního modelu spojitého tlačeného prutu na pružném podkladě, resp. pružných podporách, je však proti naší stávající normě podstatně jednodušší. V podstatě se navrhuje jako tlačený prut, kde poměrná štíhlost $\bar{\lambda}_{LT}$ je funkcí kritické síly. Neuvádí se výpočet kritické síly pro proměnnou sílu po délce pásu, zřejmě se tento výpočet nechává na projektantovi.

Síly namáhající příčné polotrámy, se určují jako zlomek osové síly v pase. Tato síla se zvětšuje s růstem kritické síly. Uvádí se výpočet stability tlačených pásů spojitých plnostěnných nosníků, zohledňující gradient momentů i posouvajících sil.

Celkem originálním způsobem se přistupuje při řešení kombinace klopení a vzpěrného tlaku. Upouští se od interakčních vzorů, které jsou v [2] a uvádí se jakýsi „zevšeobecněný“ vzpěrnostní výpočet. Při výpočtu poměrné štíhlosti $\bar{\lambda}$ se vychází ze vztahu (1), γ_{crit} však bude třeba řešit řešením stabilitního problému systému, např. ze soustavy simultárních diferenciálních rovnic stability [4],

Kap. 6 se zabývá přípoji a spoji

Určité změny jsou v rozdělení spojovacích prostředků. Minimální vzdálenosti středů otvorů jsou poněkud větší než v [2].

Třecí spoje obvykle působí jako třecí v mezním stavu únosnosti i použitelnosti. Rozdělení sil ve spoji vychází z předpokladu pružného působení. Jako tažené je možno použít pouze VP šrouby.

Nepočítá-li se přesněji, je možno zohlednit vliv páčení zvýšením normálné síly ve šroubech o 10 %.

Kap. 7 je věnována výrobě a montáži

Je pojednáno o požadavcích na dokumentaci tolerance, požadavcích na svařování, montáž, ochraně proti korozi.

Kap. 8 pojednává o navrhování podloženém zkouškami

Jde o zkoušky vlastností materiálu, ale i mezního stavu únosnosti a použitelnosti. Mimořádná pozornost je věnována aerodynamickým účinkům větru.

Kap. 9 je věnována únavě materiálu

Podobně jako v [2] resp. [3] jsou dány dvě možnosti posouzení na únavu a to s využitím koncepce kumulativního poškození, založené na Palmgren-Minerově pravidle a ekvivalentního konstantního rozkmitu.

Je doporučeno použití zjednodušeného zatěžovacího modelu pro silniční i železniční mosty podle [2], Proti [2] je zúžen výběr parciálních součinitelů spolehlivosti γ_{Mf} na dvě hodnoty a to $\gamma_{Mf}= 1$ pro redundantní konstrukční prvky a $\gamma_{Mf}=1,15$ pro klíčové prvky.

Hlavní rozdíl mezi redundantními a klíčovými prvky je v následcích únavového poškození. U redundantních prvků únavové poškození nevede ke kolapsu konstrukce, zatímco u klíčových prvků může být setkání prvku příčinou kolapsu konstrukce.

Značná pozornost je věnována zatěžovacím spektrům, zejména součiniteli ekvivalence únavového poškození λ, kterým je nutno násobit maximální rozkmit napětí od normového zatížení, abychom dostali ekvivalentní konstantní dynamický rozkmit. Tento součinitel je násobkem dílčích součinitelů λ_1 až λ_4, z nichž každý vyjadřuje jiný vliv a jsou pro ně uvedeny grafy a zjednodušené vzorce. Tyto součinitele jsou rozdílné pro silniční a železniční mosty.

Součinitel λ_1 vyjadřuje vliv délky (rozpětí) příčníkové čáry (plochy), λ_2 je vliv objemu přepravy, λ_3 vliv návrhové životnosti, λ_4 vliv těžkého provozu na ostatních jízdních pruzích nebo kolejích.

Je udáno λ_{max} (u silničních mostů v závislosti na délce, u žel. mostů je $\lambda_{max}=1,4$).

Přílohy k normě jsou normativní (A) a informativní (B až N).

Tento článek byl vytvořen v rámci plnění grantové úlohy 103/93/0139.

Závěr

Příspěvek obsahuje stručnou informaci o ENV 1993-2 Ocelové mosty. V současné době se pracuje na překladu této normy, aby mohla být zavedena a technickou veřejností prověřena i v našich podmínkách.

Literatura

[1] Draft ENV 1993-2 Steel bridges. Secretariat of CEN/TC250/SC3 Eurocode 3 Design of Steel structures. July 1996

[2] ČSN PENV 1993-1-1: Navrhování ocelových konstrukcí. Český normalizační institut. Duben 1992

[3] Březina, V.: Stabilita tenkých stěn. SNTL Praha 1963.

[4] Březina,V.: Vzpěrná pevnost prutů kovových konstrukcí SNTL Praha 1963.

Mosty a zdi na koridoru Děčín - státní hranice

Ing. Václav Sláma, Vodní stavby Praha a.s., divize Chomutov

21. 10. 1996 byly zahájeny práce na stavbě „ČD DDC, optimalizace trati Děčín - st. hranice SRN“, tedy na nejsevernějším úseku trasy I. koridoru v České republice. Byly zahájeny firmou Vodní stavby Praha a.s., stavební divize 06 Chomutov, (střediskem 230). Optimalizovaný úsek trati v délce přes 9,5 km vede v chráněné krajinné oblast Labské pískovce, na levém břehu meandrující řeky Labe, ve velmi stísněném terénu. Vzhledem k tomu, že „větší narovnání trasy“ by znamenalo ohromné zásahy do okolní krajiny, zejména budování trasy v tunelu či na mostech, bylo rozhodnuto provést nejnutnější úpravy trasy a provést pouze rekonstrukci stávajících umělých staveb, t.j. mostů, propustků, opěrných a zárubních zdí.

Na daném úseku trasy se nalézá 22 mostních objektů. Mostní objekt na každých 450m trasy, přibližně shodné množství propustků. Přes 7 km opěrných a zárubních zdí, rozšíření trasy vkládanými „krabicemi z L či U profilů“. U pěti mostů bylo nutné při realizaci zajistit nejen možnost provozu na sousední koleji, ale také provozu dopravy křižující silniční komunikace, s minimální možností úplných uzavírek. Tři mostní objekty přímo navazují na objekty nástupišť železničních stanic resp. zastávek. Mezi obtížné podmínky provádění stavby patří mj.:

- Samozřejmá nutnost zachování provozu, dopravní přístup pro většinu materiálových operací pouze po kolejové ose, a navíc pouze z jedné strany, (vzhledem ke státní hranici se SRN).
- Nutnost zachování provozu na jediné přístupové komunikaci pro občany Dolního Žlebu („polní cesty s živičným povrchem“ pro osobní dopravu).
- Pravidelné zaplavování této jediné „silniční komunikace“ v čase záplav na dolním toku Labe.

Tyto podmínky činí z daného úseku jednu z nejsložitějších staveb na trase všech koridorů.

Mostní objekty na tomto úseku jsou vesměs klenuté o rozpětí 2,3 až 3,8 m, stavěné před 150 roky z materiálu okolní krajiny, tzn. z pískovce. Rozsah úprav byl dán především stavem objektu, t.j. pískovcového zdiva a požadavkem na prostorové úpravy mostu vynucené úpravou polohy koleje v prostoru mostu.

Navržené úpravy požadují téměř u všech objektů provedení celkové sanace zdiva, odstranění případných torkretových omítek, injektáže zdiva čel mostů a kleneb, přespárování, otryskání pískem resp. vzduchem, a provedení izolace a příčného odvodnění. Izolační vrstva ve složení Geofelt, Brabant-Siplast a spojovací Brabant-Joint, byla navrhována na betonovou desku tl. 15 - 20 cm. Vzhledem k velmi krátkým časovým úsekům při realizace ve výlukách je tato deska prováděna ze suchého vibrovaného betonu.

Např. v nejkritičtější výluce celé stavby, ve výluce traťové koleje Prostřední Žleb - Děčín východní nádraží a 4. staniční koleje žst. Prostřední Žleb bylo provedeno na mostě SO 223 a v jeho těsném sousedství snesení kolejového roštu, odbagrování štěrkového lože, sanace pláně, položení betonové desky, izolačních vrstev, příčné drenáže, zhotovení nového štěrkového lože a položení nové koleje včetně výhybky č. 3. Dále vyzdvižení a pokládka stávajících kabelů, nových kabelů a kabelových žlabů, které se v tomto úseku procházejí v počtu zaplňujícím 5 žlabů kabelové trasy. To vše bylo z důvodů dopravních provedeno v průběhu pětidenní nepřetržité výluky.

Na některých objektech je nutné při realizace betonovou desku nad vrcholem klenby z výškových důvodů vypustit, izolační vrstvy jsou pak pokládány přímo na horní části klenby mostů. V jiném případě se na pískovcové klenbě nachází betonová deska z dřívější doby, kterou je nutné ve vrcholové části klenby z výškových důvodů odbourat (tyto skutečnosti lze přesně zjistit většinou až v době, kdy jsou práce v době výluky prováděny).

V místě, kde je potřebné rozšíření mostu, navrhl projektant přibetonování železobetonové římsy resp. při potřebě většího rozšíření přibetonávku čel příp. křídel mostu. Mostní konstrukce v mnoha případech přímo navazuje na rozšíření zemního tělesa vkládanými „U“ či „L“ krabicovými prefabrikáty.

V prostoru mostu SO 241 je navázání mostu na širou trať řešeno mohutnou zemní přisypávkou v kombinaci s obkladními gabionovými ekomatracemi. Poměrně jednoduché stavební konstrukce a postupy, nenáročné na provádění v přístupném terénu se mění v tomto úseku na náročné malé stavby.

Obdobným problémům jsou vystaveny práce na sanacích a rekonstrukcích všech opěrných a zárubních zdí. Projekt předpokládá různý rozsah úprav, od přespárování zdiva, případně přezdění části zdiva u zachovalých objektů, nadezdění úseků zdí, až po „statické zajištění“ stávajícího zdiva tyčovými 6m kotvami, resp. zajištění „svahu za zdí“, rozebrání zdí a výstavba zdí nových. Z důvodu časových úspor byl Vodními stavbami navržen, jako náhrada za nové zdi z pískovcového kamene, způsob realizace nových betonových zdí s užitím systému pro povrchovou úpravu betonu „NEOPLAST“. Tento systém se zatím po všech stránkách osvědčil, a je přijímán i ochranáři CHKO a veřejností. Největší problémy u těchto prací způsobuje skutečnost, že členitý terén a dost často se měnící geologické poměry staví před realizátory teprve při zahájení prací (vždy ve výlukách) nové problémy, které je nutné okamžitě řešit změnou projektu či prováděcí technologie.

Ani takto složitě prováděné úpravy však neumožní vlakových soupravám vzhledem ke členitosti terénu na tomto úseku dosažení nejvyšších rychlostí, plánovaných pro koridorové tratě. O to více času budou mít cestující na prohlídku tohoto úseku na českém území, který bude i po rekonstrukci jedním z nejmalebnějších, i když po stránce realizační bude asi jedním z nejsložitějších.