

# LETMO BETONOVANÝ MOST PŘES ÚDOLÍ HAČKY NA SILNICI I/7 U CHOMUTOVA

## FREE CANTILEVERED BRIDGE OVER THE HACKA VALLEY ON THE ROAD I/7 NEAR CHOMUTOV

PETR SOUČEK,  
JOSEF RICHTER, ROBERT ACHS

Nová přeložka silnice I/7 Chomutov-Křimov byla uvedena do provozu v červnu 2007. Nejnáročnějším mostním objektem stavby komunikace stoupající na hřeben Krušných hor je most přes údolí potoka Hačky. Trasa zde ve výšce přes 60 m obloukem překračuje velmi strmé údolí. Letmo betonovaná konstrukce s některými výjimečnými parametry představuje současnou špičku této technologie u nás.

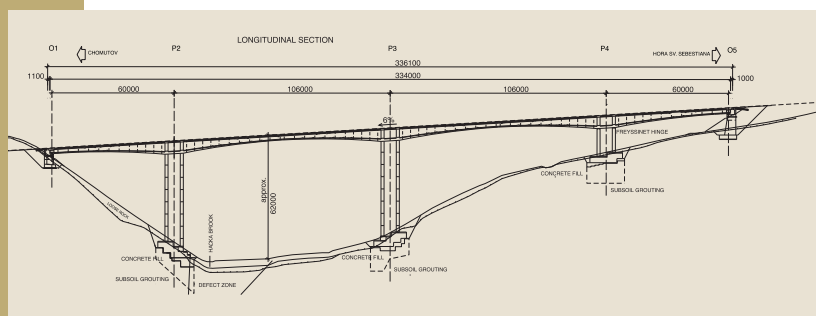
The relocation of the road I/7 Chomutov – Křimov was opened to public in June 2007. The most demanding bridge structure on the route heading up to Krušne Mountains is the bridge over the Hacka valley. The route curved in plan crosses very steep valley of the Hacka brook at the height of more than 60 m. The free cantilevered structure with some extraordinary features represents current top level example of this technology in our country.

### DOPRAVNÍ ŘEŠENÍ

Nová přeložka silnice I/7 Chomutov-Křimov-Hora sv. Šebestiána byla stavebně rozdělena na dvě etapy. Stavebně méně náročný úsek Křimov-státní hranice se SRN (II. etapa) byl dokončen v roce 2005 spolu se segmentovou estakádou délky 660 m z náročnější I. etapy.

V úseku Chomutov-Křimov (I. etapa), trasa překonává výškový rozdíl 365 m

Obr. 2 Podélný řez  
Fig. 2 Longitudinal section



Obr. 1 Vizualizace mostu  
Fig. 1 Architectural model of the bridge

a stoupá ve směru od Chomutova po několik kilometrů v maximálním podélném sklonu 6 %. Proto je zde jinak dvoupruhová komunikace doplněna o stoupací a klesací jízdní pruh a střední dělicí pás šířky 3 m. Komunikace kategorie S11,5/70 se tak stává čtyřpruhovou, i když jí, s typickou šířkou 20,5 m mezi vnějšími svodidly, chybí cca 6 m šířky do běžného dálničního profilu.

Největší překážkou na trase je v km 2,874 – 3,206 hluboké a strmé údolí potoka Hačky. Trasa se v místě objektu nachází v pravém půdorysném oblouku o poloměru 500 m, výška její nivelety nade dnem údolí dosahuje 62 m.

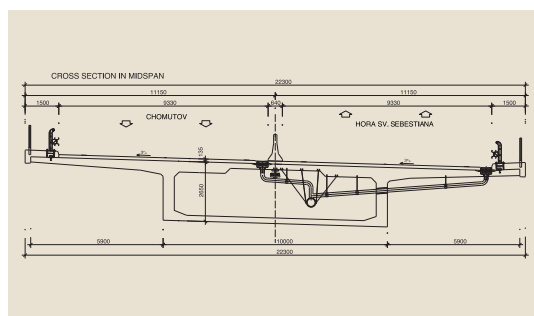
### VÝVOJ NÁVRHU

Již v přípravných stupních projektové dokumentace se pro tento mostní objekt uvažovalo s letmo betonovanou konstrukcí. Pro most celkové délky 336 m byla tehdy zvolena konstrukce o pěti polích o rozpětích 60 + 116 + 66 + 50 + 40 m, která byla navržena jako kombinace technologie letmé betonáže (dvě vahadla pro první tři pole) a výstavby

na pevné skruži (zbylá dvě pole na křimovské straně údolí). V příčném řezu se jednalo o dvě samostatné komorové konstrukce o šířce 11,2 m. Obě letmo betonovaná vahadla byla navržena jako vetknutá do pilířů ve formě dvojice velmi štíhlých vysokých betonových stěn, jejichž štíhlost byla omezena dvojicí mezilehlých trvalých vzpěr. Klasicky betonovaný zbytek konstrukce měl být uložen na ložiska. Ve stavebních stavech bylo třeba řešit příčné ohybové namáhání stěn hlavních pilířů, způsobené značným půdorysným obloukem vahadel nosné konstrukce. K částečné kompenzaci tohoto efektu byla proto navržena dočasná stabilizace vahadel v příčném směru ve formě externích předpínacích kabelů.

K zahájení celé stavby došlo až v roce

Obr. 3 Příčný řez v poli  
Fig. 3 Cross section in midspan



2005, tj. více než po pěti letech od vypracování přípravné dokumentace (DZS). Společný tým zhotovitele, který zvítězil v obchodní soutěži, a projektanta přišel s upraveným návrhem přihlížejícím k aktuálním možnostem a vývoji technologie letmé betonáže, který investor přijal (obr. 1).

Úprava spočívala v použití technologie letmé betonáže jako jediné technologie pro celou mostní konstrukci, což při zachování délky mostu vedlo k přechodu na konstrukci o čtyřech polích s rozpětími 60 + 2 x 106 + 60 m, tvořenou třemi letmo betonovanými vahadly (obr. 2). Původně zamýšlené užití pevné skruže pro horní část mostu bylo opuštěno, čímž se zmenšil rozsah dopadu stavby na lesní porost a odpadly obtíže s montáží a demontáží skruže ve svažitém terénu.

Naprosto zásadní úpravou byl přechod ze dvou samostatných konstrukcí na jedinou mostní konstrukci pro všechny čtyři jízdní pruhy (obr. 3). Toto uspořádání je u vahadlové letmo betonované konstrukce použito u nás poprvé po 35 letech od výstavby Nuselského mostu v Praze. Vůbec poprvé u nás je letmé betonáže použito pro konstrukci ve výrazném půdorysném oblouku. Navržené uspořádání je při velké výšce konstrukce nad terémem oprávněné, přináší úspory na spodní stavbě mostu, zde i s velmi příznivým dopadem na příčnou stabilitu konstrukce během výstavby.

### ZALOŽENÍ

Předkvartérní podklad území tvoří parury a ortoruly. Horniny na povrchu zvětralé a značně rozpukané jsou rozvolněny v mocnosti 2 až 6 m. Rozvolnění se týká jak zvětralých hornin (tř. R4), tak i navětralých hornin (tř. R3). Na několika místech se pod povrchovou rozvolněnou zónou nacházejí poruchová pásma se stupněm rozpukání masivu významně větším než ve zdravějším okolí. Dominantní poruchou je od svislice jen málo ukloněná zóna pod pilířem P2 v blízkosti potoka Hačky.

V souladu s doporučením geologa jsou opěry i pilíře založeny plošně na navětralé hornině tř. R3, tj. pod rozvolněnou zónou. Vzhledem k jejím mocnostem se poloha základové spáry pohybuje v hloubkách okolo 4 m. Požadavkem projektanta bylo zajištění únosnosti v základové spáře a pod ní  $R_d > 1$  MPa

a zároveň byl předpokládán průměrný deformační modul  $E_{def}$  masivu hodnotou 900 MPa v souladu s IGP. V DIGP byl pak lépe specifikován rozsah a hloubka rozvolněných a poruchových zón. Proto byla na všech pilířích navržena kombinace sanace hlubších poruchových zón pomocí cementové injektáže ze sítě vrtů v několika etapách a náhrady rozvolněné horniny v prostoru pod základovou spárou plombami z prostého betonu tak, aby bylo dosaženo požadované únosnosti v základové spáře.

Při realizaci první etapy injektážních prací na pilíři P4 se ukázalo, že část puklin v horních částech masivu je vyhojena limonitem, který při standardním injektážním postupu částečně brání dostatečnému vyplnění puklin. Proto byl objem a postup prací ve druhé a třetí etapě upraven (zahuštění sítě vrtů, zvětšení tlaků) tak, aby bylo dosaženo kýženého výsledku. První etapy injektáží na pilířích P3 a P2 ověřily, že i tam je situace obdobná. Po zkušenostech z pilíře P4 byl postup modifikován podle lokálně zastížených geologie a u pilířů P2 a P3 byla provedena kombinace injektážních prací s odtěžením zastížených poruchových oblastí a jejich nahrazením zvětšeným objemem plomb. V problematické oblasti poruchové zóny pod P2 byla mocnost plomby významně navýšena a blok byl navíc vyarmován tak, aby nedošlo k vzájemným posunům podloží po poruchové zóně vlivem jeho přitížení základem mostu. Na opěrách byly provedeny pouze plomby/podkladní betony v menších mocnostech, protože nároky na únosnost horniny v základové spáře jsou zde poloviční oproti pilířům. Po těchto opatřeních a vyhodnocení zkoušek se několik expertů shodlo na tom, že požadavky projektu na únosnost v základové spáře jsou splněny.

Podrobně bylo též diskutováno deformační chování masivu, a proto se přistoupilo k periodickému geodetickému měření deformačního chování základů a k instalaci zařízení pro kontinuální monitoring náklonu základu nejvíce diskutovaného pilíře P2. Kombinace výsledků geodetických měření a kontinuálního měření inklinoměrem prokázala, že deformační základu jsou v mezích předpokládaných projektem.

Plomby a podkladní betony z betonu C16/20 jsou tvarovány podle potřeb základů – v případě pilířů jsou několi-

kastupňové (u P4 dvoustupňové, u P3 a P2 třístupňové). Charakter (sklon) terénu v místě pilířů předurčuje tvar základů ve formě výškově odstupňovaných základových bloků o půdorysném rozměru 16 x 20 m s min. tloušťkou 3 m. Objem jednoho základu je cca 1 400 m<sup>3</sup> a bylo na něj použito cca 240 t výztuže.

### OPĚRY

Nižší opěra O1 je masivní a její tvar byl uzpůsoben tak, aby po betonáži úložného prahu mohl nad opěrou projet betonáží vozík nosné konstrukce. Teprve po jeho demontáži byly dobetonovány stěny, na které byla následně uložena nosná konstrukce. Proto je úroveň úložného prahu oproti běžným zvyklostem snížena (pro vstup do opěry a nosné konstrukce jsou instalována ocelová schodiště).

Opěra O5 je kvůli své značné výšce navržena jako prosypaná. Je tvořena základem, dírkem ve formě dvou úložných a dvou bočních stěn, na stěnách zavěšeným úložným prahem a závěrnou zídou, zavěšenými křídly, bočními a čelní plentou a přechodovou deskou. Nejprve byl vybudován základ se stěnami a poté byl proveden zásyp do úrovně pod úložný práh. V této poloze opěra zůstala až do doby, kdy nad ní byla na vozíku vybetonována nosná konstrukce. Po demontáži vozíku byly dobetonovány úložné prahy s ložiskovými bloky, na které byla následně uložena nosná konstrukce.

Na opěrách jsou osazena vždy dvě všesměrná kalotová ložiska nové generace firmy Maurer s novým typem kluzné vrstvy MSM o únosnosti 6,5 MN na opěře O1 a 6 MN na opěře O5.

### PILÍŘE

Tři hlavní pilíře mostu jsou navrženy jako dvojice štíhlých vysokých stěn, které zajistí dostatečnou ohybovou tuhost podpor, a to i během výstavby, a zároveň jsou během provozu dostatečně poddajné k podélným deformacím. Výšky stěn u pilířů P2 a P3 jsou od 42,8 do 46,6 m.

Stěny pilířů jsou obdélníkového průřezu z betonu C35/45 s konstantní tloušťkou 1,5 m. Šířka stěn se po výšce mění, řídící křivkou hran je oblouk o  $R = 200$  m, nejmenší šířka stěny (zhruba uprostřed výšky vysokých pilířů) je 9 m (obr. 4 a 5). Stěny mají z vnější strany dvojici svislých vlysů, rohy obdélníka jsou výrazně zkoseny. Stěny nejsou rovnoběžné, ale jsou



Obr. 4 Pilíř P3 po dokončení  
Fig. 4 Pier P3 after completion



Obr. 5 Pilíř P2 se zárodkem AB  
Fig. 5 Pier P2 with hammerhead AB

kolmé na trasu o půdorysném poloměru 500 m. Vzdálenost jejich os je 7,5 m měřeno v ose po oblouku trasy. Stěny nejsou navzájem trvale nijak spojeny. Díky zvětšené tuhosti pilířů v příčném směru (v porovnání s původním projektem dvou samostatných konstrukcí) se podařilo obejít se bez příčné stabilizace vahadel lany během výstavby.

Návrhu štíhlých pilířů ve stavebních

Obr. 6 Předpjatý vrubový kloub na pilíři P4  
Fig. 6 Prestressed concrete hinge at pier P4



i definitivních stavech byla věnována maximální pozornost. Štíhlost stěn pilířů P2 a P3 by během jejich výstavby bez dalších opatření dosahovala až  $\lambda = 220!$  Tato extrémní štíhlost byla omezena instalací dvou mezilehlých dočasných příhradových ztužení (obr. 4), která byla aktivována pomocí přepínacích tyčí. Maximální štíhlost stěn, již jako součásti sdruženého rámu, během betonáže vahadel dosahovala hodnot  $\lambda = 81$ , po zmonolitnění mostu  $\lambda = 60$ .

Díků nižšího pilíře P4 je tvarován shodně jako pilíře vyšší. Díky své menší výšce je však ukončen vetknutím do základu ještě před dosažením min. šířky, a tak se po výšce šířkově zužuje odshora dolů. Kvůli své nižší výšce je pilíř P4 podstatně tužší než vysoké pilíře P2 a P3. Jeho podélná tuhost byla omeze-

na vytvořením tenkého vrubového Freyssinetova kloubu na styku s nosnou konstrukcí (obr. 6). Pro vyvinutí dostatečného přitlaku kloubu, který je podmínkou jeho správné funkce, bylo ve všech stádiích navrženo svislé předpětí kloubu za pomoci předpínacích lan typu Monostrand. Lana jsou navíc umístěna příčně excentricky, a tak částečně kompenzují příčné ohybové namáhání kloubu od půdorysného oblouku mostu.

#### NOSNÁ KONSTRUKCE

Ve spolupráci s projektantem silnice byl na mostě zúžen střední dělicí pruh o 1,2 m (ze 3 na 1,8 m), a tím byla šířka jediné nosné konstrukce mostu omezena na 21,8 m.

V příčném řezu se jedná o jednokomorovou konstrukci o vnější šířce komory 10 m s konzolami délky 5,9 m. Byly zvažovány konzoly podporované vzpěrami, případně zesílené žebry, ale nakonec byla zvolena koncepce konzol pouze předpjatých. Použity jsou ploché čtyřlankové předpínací kabely uložené cca po 0,6 m. Konzoly jsou navrženy jako částečně předpjaté se značnou mírou tahového namáhání v horních vláknech, velkou roli při jejich návrhu tak hrála kontrola vzniku a šířek trhlin. Při návrhu konzol bylo třeba vyhovět žádosti investora o zvýšení stupně zadržetí svodidel (na II.) a bylo třeba umožnit případné budoucí osazení nízkých protihlukových stěn. Povrch mostovky má konstantní příčný sklon 3 ‰ s protispádem na nižší konzole, podélný sklon mostu je 6 ‰.

Výška nosné konstrukce se mění od 6,25 m nad pilíři (obr. 7) po 2,65 m v polích a nad opěrami. Konstrukce je z betonu C35/45, délka jednotlivých lamel je 3,9 až 5 m. Jednotlivá vahadla byla betonována postupně dvojicí tzv. „horních“ vozíků Bridgebuilder firmy NRS (obr. 8 až 10). Vahadlo na pilíři P3 je symetrické o deseti lamelách, vahadla na pilířích P2 a P4 jsou asymetrická – ve směru k opěrám mají ještě jedenáctou lamelu, navíc i opěrová část byla částečně zhotovena na vozíku. Zbytek opěrových lamel (příčnice a zesílené koncové části horní desky a konzol pro kotvení dilatací) byl betonován dodatečně po osazení konstrukce na ložiska (resp. na lisy). Uzavírací lamely mezi vahadly byly betonovány také na vozíku. Před jejich betonáží byla vahadla navzájem fixována pomocí ocelových nosníků, kterých se využilo i pro





7



8



9



10

výškovou rektifikaci vahadel před zmonolitněním.

Pro správnou funkci ložisek a pro omezení namáhání pilířů dlouhodobými objemovými změnami nosné konstrukce byla vahadla před osazením na ložiska přizvednuta na opěrách lisy a před vzájemným zmonolitněním silově rozepřena. Všechny zmíněné operace byly zahrnuty do výpočtového nadvýšení lamel během výstavby

Pro vahadlové předpětí nosné konstrukce i pro kabely spojitosti jsou používány osmnácti lanové kabely předpínacího systému Dywidag. Na přání objednatele jsou ve všech příčných mostu osazeny kotevní desky, resp. provedeny prostupy pro usnadnění instalace případného volného předpětí v budoucnosti.

#### VYBAVENÍ MOSTU

Na opěrách jsou osazeny povrchové roštové dilatační závěry Maurer D160 (na O5) resp. D400 (na O1) s otočnými traverzami. Závěry umožňují nejen podélný posun  $\pm 80$  mm, resp.  $\pm 200$  mm,

ale i příčný posun  $\pm 20$  mm, resp.  $\pm 50$  mm.

V odvodňovacích žlábkách jsou na mostě osazeny odvodňovače Höllko odvádějící srážkovou vodu příčnými nerezovými svody do jediného podélného svodu DN200-250 mm z odstředivě litého sklolaminátu, zavěšeného v komoře mostu. Svod odvádí vodu do šachty za opěrou O1. Uvnitř komory mostu je dále zavěšen rošt pro převedení inženýrských sítí a pro elektroinstalaci a osvětlení v komoře mostu.

Obě římsy na mostě jsou monolitické z betonu C30/37-XF4, betonované do římsových posuvných vozíků. Kotvení římsy je navrženo z boku konzoly nosné konstrukce betonářskou výztuží a je doplněno kotvami říms v prostoru pod svodidly. Na vnějších římsách je umístěn revizní chodník šířky 0,75 m se zábradlím a ocelová zábradelní svodidla ZSNH4/II. Ve středním dělicím pasu je osazeno oboustranné betonové svodidlo výšky 1,2 m, které nad dilatacemi mostu přechází na ocelové svodidlo NH4 obou-

Obr. 7 Zárodek CD během výstavby  
Fig. 7 Hammerhead CD under construction

Obr. 8 Vahadlo AB se třemi páry lamel  
Fig. 8 Balanced cantilever AB with three pairs of segments

Obr. 9 Montáž vozíků na zárodek CD  
Fig. 9 Erection of travelers on hammerhead CD

Obr. 10 Vahadlo EF s pěti páry lamel  
Fig. 10 Balanced cantilever EF with five pairs of segments

stranné. Všechny dilatace svodidel jsou navrženy tak, aby umožnily i příslušný příčný pohyb.

Izolace mostu je celoplošná z modifikovaných izolačních pásů s pečeticí vrstvou. Na mostě je položena třívrstvá živičná vozovka v celkové nominální tloušťce 135 mm. Kvůli velkému spádu je ochrana izolace provedena z asfaltového betonu namísto běžnějšího litého asfaltu. Všechny vrstvy byly kladeny finišerem s výškovým vyrovnáním ve dvou spodních vrst-



Obr. 11 Vahadla AB a CD před spojením  
Fig. 11 Balanced cantilevers AB and CD before closure

Obr. 12 Nadvyšování konstrukce během výstavby  
Fig. 12 Setting the geometry of the superstructure

vách vozovky. Podél obrubníkové hrany nižší římsy a středního betonového svodidla je vložen zapuštěný odvodňovací proužek z LA v šířce 500 mm.

#### STATICKÁ ANALÝZA A SLEDOVÁNÍ BĚHEM VÝSTAVBY

Pro návrh celé konstrukce bylo vytvořeno několik výpočtových modelů, od jednodušších rovinných prutových, přes prostorové prutové až po prostorové deskostěnové modely, a to jak pro konstrukci v definitivním stavu, tak pro stavební vahadlové stavy.

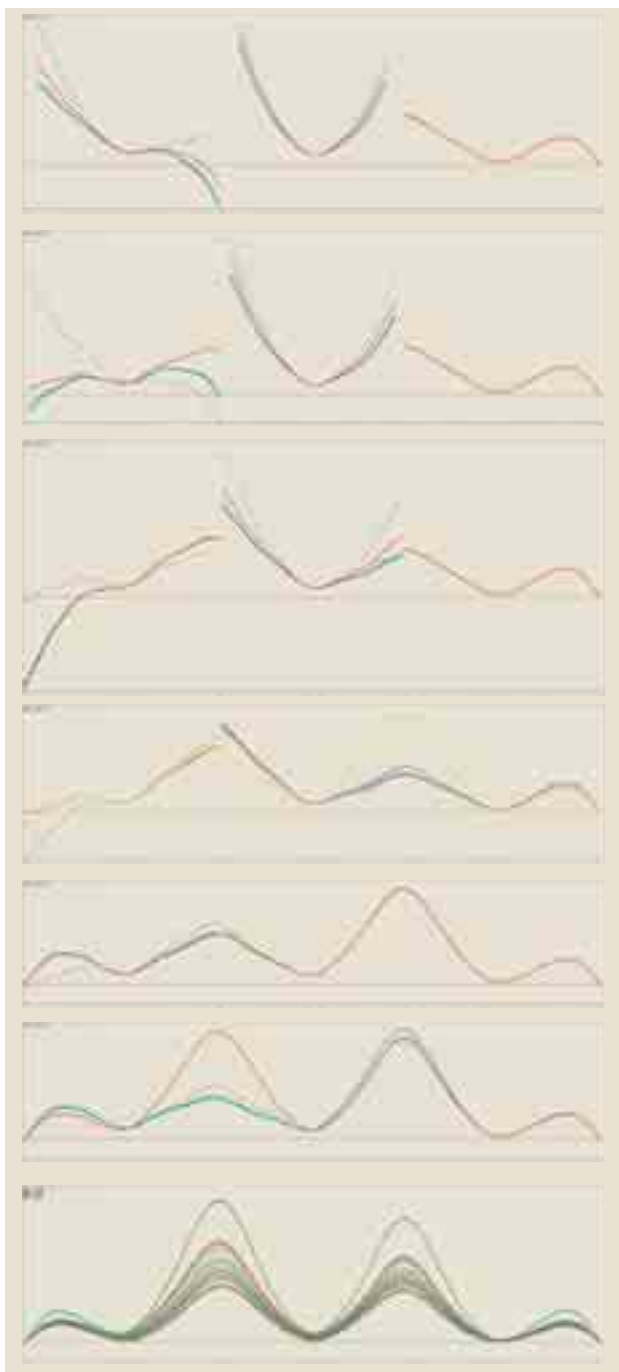
Základní návrh dimenzí a předpětí byl laděn na prutových rovinných modelech, kde byl podrobně sledován vliv změn statických systémů s ohledem na postup výstavby. Návrhy z těchto modelů byly ověřovány na prostorových prutových nebo na prostorových deskostěnových modelech. Zde byl podrobně řešen vliv půdorysného oblouku na kroucení nosné konstrukce, včetně vlivu předpětí, a to zejména ve stavebních stádiích. Obdobně, tedy kombinací výpočtů na prutových a deskostěnových modelech, bylo navrženo i potřebné předpětí a vyztužení konstrukce v příčném směru.

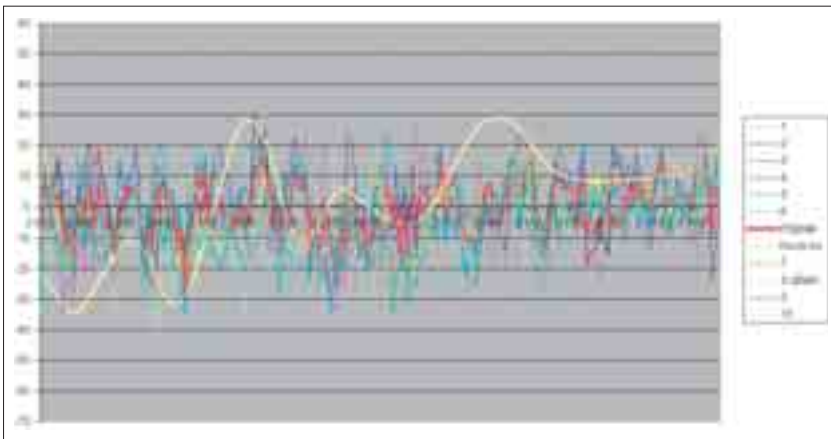
Návrh pilířů a jejich posudek za pomoci interakčních diagramů byl proveden podle teorie posledního návrhu Eurocodu. Pečlivě byl zkoumán vliv půdorysného oblouku na stavební i definitivní stádia, i nerovnoměrné oslunění stěn. Chování stěn pilířů bylo ověřeno na prutových modelech pomocí geometricky nelineárních výpočtů.

Samostatnou kapitolou je návrh geometrie konstrukce (návrh nadvýšení vozíků pro betonáž nosné konstrukce během výstavby) (obr. 12) a jeho korekce podle prováděných měření. Postupně bylo provedeno několik výpočtů geometrie s ohledem na změny postupu výstavby (úpravy harmonogramu, změny návazností mezi vahadly, užití protizátěží, postup demontáží vozíků) a s ohledem na upřesnění vyplývající z potřebných sil pro rektifikace a rozpírání nosné konstrukce před zmonolitněním jednotlivých vahadel a osazením vahadel na opěry. Po geometrickém nastavení vozíků pro novou dvojici lamel byla vždy provedena sada měření (před betonáží, po betonáží, po předepnutí), která po zhodnocení shody měření s výpočty sloužila projektantovi ke korekci nastavení dalších lamel. Zejména kvůli přesnosti těchto korekcí byly prováděny zkoušky modulů pružnosti dodávané betonové směsi. Součinností projektanta, geodetů a stavby se podařilo dodržet předpokládanou geometrii konstrukce s průměrnou odchylkou do 20 mm. Při těchto odchylkách bylo již snadné navrhnout upravenou niveletu mostu, tzv. vyrovnání (obr. 13) pro pokládku živичných vrstev tak, aby most nebyl vozovkou zbytečně přitěžován a zároveň nebyl ohrožen jízdní komfort.

#### VÝSTAVBA PILÍŘŮ

Pilíře byly betonovány po šestimetrových záběrech do šplhacího (přesuvného) bednění ACS firmy PERI. Vždy část typicky dvouvrstvé nosné výztuže je v betonážním úseku stykována lisovanými spojkami. Největšími použitými profily jsou pruty o průmě-





Obr. 13 Vyrovnání nivelety vozovky  
Fig. 13 Adjusting the carriageway vertical alignment

ru 40 mm, výztuž byla dovážena ze SRN. Použití uvedeného bednění umožnilo rychlou výstavbu pilířů. V optimálním případě trval výrobní cyklus záběru na dvojici stěn pilíře jeden týden. Nižší stěny pilíře P4 byly betonovány do klasického bednění ve dvou etapách (vlastní dřívky a hlavy stěn pod vrubovými klouby).

Návrhu betonové směsi pro vysoké pilíře byla věnována velká pozornost s ohledem na přepravní vzdálenost, technologii ukládky betonu betonážními koši a potřebný rychlý nárůst jeho pevnosti při zachování optimální zpracovatelnosti směsi. Proto bylo prováděno mnoho ověřovacích zkoušek betonové směsi před začátkem výstavby i v jejím průběhu. Tak bylo dosaženo vyhovující pevnosti betonu již po dvou dnech, což bylo důležité pro přesun samošplhacího bednění do dalšího taktu, a tím i zachování týdenního taktu pro výstavbu dvojice stěn pilíře. Dva dny po betonáži byl úsek odbedněn odsunutím bednění. Ihned poté byl celý úsek z důvodu ošetřování betonu obalen geotextilií a folií a celá plošina vyšplhala o 6 m výše (obr. 14).

Při následném armování se jako časově nejnáročnější ukázala doprava předstykované hlavní svislé výztuže a její ukládka mezi vyčnívající svislou výztuž z předcházejícího taktu. Vlastní stykování výztuže pomocí lisovaných spojek zabralo cca 5 min. na jednu spojku. Důkladnou přípravou v počátcích projekčních prací a důslednou kontrolou poloh ukládané výztuže před a po betonáži se minimalizovalo riziko prostorových problémů při stykování spojek v dalším taktu. V průměru se dařilo ukládat cca 15 t výztuže na dvojici stěn pilíře za tři dny. Proměnné šířky stěn vysokých pilířů (od cca 13 do 9 m) bylo dosaženo bedněním PERI a stavbou navrženými atypickými srou-

Obr. 14 Šplhací bednění ACS od firmy PERI  
Fig. 14 ACS climbing formwork from PERI

bovými vzpěrami, které umožňovaly průběžné naklápění bočního dílu bednění.

Ze statických důvodů byly projektem stanoveny maximální odchylky ve svislosti (v podélném směru) na jednotlivý takt  $\pm 15$  mm a na celou výšku pilíře pak  $\pm 20$  mm. Proto byly na první takt pilířů osazeny svisloměry, pomocí kterých se bednění nastavovalo a kterými se následně svislost i kontrolovala. Podařilo se tak dosáhnout odchylek ve svislosti do 10 mm.

#### VÝSTAVBA NOSNÉ KONSTRUKCE

Pro výstavbu zárodků nosné konstrukce na pilířích byla zvolena technologie podepření skruže pomocí konzol připevněných na hlavách pilířů, na které byl namontován vlastní rošt skruže z nosníků. Bednění bylo sestaveno ze segmentů. Celý zárodek objemu  $550 \text{ m}^3$  byl betonován ve třech etapách – spodní deska, stěny a horní deska. V lednu 2006 se bylo třeba vypořádat s velkými mrazy, které postihly zejména výstavbu zárodku EF. Pro betonáž stěn bylo nutné vyhřát již vybetonovanou spodní desku zárodku na  $+5 \text{ }^\circ\text{C}$ . Celá konstrukce a bednění zárodku byla zabalena do geotextilií a spodní deska byla po několika dnech vyhřívána výkonnými plynovými topidly, aby teplota betonu splňovala podmínky pro betonáž.

Zásadním faktorem pro délku výstavby mostu byla délka výrobního cyklu dvojice lamel, kterou bylo třeba co nejvíce zkrátit. Vozíky byly vybaveny hydraulikou, která usnadňovala jejich nastavení. Dvojice lamel jednotlivých vahadel byly betono-



vány vcelku, s výjimkou čtyř prvních dvojic lamel na vahadle EF a první dvojice na vahadle CD, kde byla horní deska betonována až následně, dva dny po betonáži dolní desky a stěn. Klíčové přitom bylo včasné dosažení pevnosti betonu pro předpínání. Navržený postup vyžadoval předpínání třetí den po betonáži. Nejprve byly napínány příčné a ihned poté podélné přepínací kabely. okamžitě po napnutí podélných kabelů se vozík přesouval do další polohy (obr. 15).

Návrhu receptury betonu nosné konstrukce C35/45 XF1 byla věnována obzvláště velká pozornost nejen kvůli potřebě rychlého nárůstu pevnosti betonu, ale též kvůli zpracovatelnosti a související technologii dopravy betonu. Beton byl do zárodků ukládán z betonážních košů, do vahadla EF mobilními čerpadly, pro betonáž lamel vahadel AB a CD bylo zvoleno jako optimální stacionální čerpadlo s kombinací svislého a vodorovného potrubí. Délka potrubí dosahovala až 120 m při výškovém rozdílu až 65 m. V zimním období (obr. 16) bylo potrubí elektricky zahříváno, což umožnilo betonáž i za nižších teplot. Řešení problematiky betonáže nosné konstrukce mostu za uvedených podmínek se intenzivně věnovali technologové betonu jak u nás, tak v zahraničí. Nakonec se, v rámci možností technologie betonárny, podařilo betonáž úspěšně zvládnout, a to zejména díky důsledné kontrole na betonárně i na stavbě.

Při ukládání běžné i předpínací výztuže v nosné konstrukci bylo nejobtížněj-





15



16



17



18

Obr. 15 Vahadlo AB se šesti páry lamel  
Fig. 15 Balanced cantilever AB with six pairs of segments

Obr. 16 Postup stavby – březen 2007  
Fig. 16 Under construction – March 2007

Obr. 17 Dokončená konstrukce s vozovkou  
Fig. 17 Completed structure with pavement

Obr. 18 Most po dokončení  
Fig. 18 Completed bridge

ší dodržet velice přísné svislé tolerance polohy příčné předpínací výztuže  $\pm 5$  mm (lokálně až 3 mm), které byly vynuceny štíhlostí téměř 6 m vyložené konzoly.

Při optimálním postupu trvala výroba jedné dvojice lamel devět dnů. Pro efektivní postup výstavby byly nakonec použity dvě dvojice betonážních vozíků, pro urychlení postupu výstavby při přesunu vozíků na další vahadlo, resp. při jejich demontáži byly využívány i kompenzační protizátěže, zajišťující dostatečnou stabilitu vahadel před zmonolitněním a zároveň i splnění předpokladů projektu při návrhu geometrie mostu (nadvýšení během výstavby).

#### ZÁVĚR

Most přes údolí Hačky je jubilejní dvacátou letmo betonovanou mostní konstrukcí během půlstoletí vývoje této technologie u nás. Přitom odráží současné evropské trendy v této technologii – časté užívání jediné konstrukce pro stále širší mostovky, zatímco výrazné půdorysné zakřivení mostu není překážkou. V Evropě je dnes zejména pro konstrukce velkých rozpětí (nad 200 m) navíc dosahováno větších štíhlostí pomocí vysokopevnostních a lehkých betonů – v užití těchto betonů pro velké mosty jsme u nás teprve na začátku.

Na mostě přes údolí Hačky se při použití betonu C35/45 podařilo dosáhnout velmi příznivých parametrů spotřeb klíčových materiálů – spotřeba betonu v nosné konstrukci byla  $0,88 \text{ m}^3/\text{m}^2$  a předpínací výztuže (podélné i příčné)  $46 \text{ kg}/\text{m}^2$ .

Popsaná konstrukce je příkladem úspěšné realizace náročné mostní konstrukce v obtížných horských podmínkách při dodržení přísných kvalitativních požadavků a zároveň v krátkém termínu. Domníváme se, že se podařilo vybudovat mostní dílo, které je technicky na vyšší doby, velmi dobře zapadá do okol-

ního přírodního prostředí (obr. 17 a 18) a které bude dlouho a bezpečně sloužit svému účelu.

#### Hlavní účastníci výstavby:

Objednatel	ŘSD ČR, správa Chomutov
Zhotovitel stavby	Sdružení „Chomutov-Křimov“ zastoupené SSŽ, a. s., st. sp. Chomutov
Zhotovitel mostu	Sdružení „Hačka“ – Max Bögl & Josef Krýsl, k. s., a SMP CZ, a. s.
Projektant mostu	Pontex, s. r. o.

Ing. Petr Souček  
Pontex, s. r. o.

Bezová 1658, 147 14 Praha 4

tel.: 244 062 644, fax: 244 461 038

e-mail: soucek@pontex.cz, www.pontex.cz

Ing. Josef Richtr  
SMP CZ, a. s.

Evropská 1692/37, 160 41 Praha 6

tel.: 222 185 111, fax: 222 328 507

e-mail: richtr@smp.cz, www.smp.cz

Robert Achs

Max Bögl & Josef Krýsl, kom. spol.

Dvořákova ul., 334 41 Dobřany

tel.: 377 972 376, fax: 377 972 540

e-mail: rachs@boegl-krysl.cz, www.boegl-krysl.cz