

**Dálniční most – hlubinné zakládání – letná betonáž – betonáž na skruži – předpětí – trhliny v betonu – deformace nosné konstrukce – dotvarování betonu**

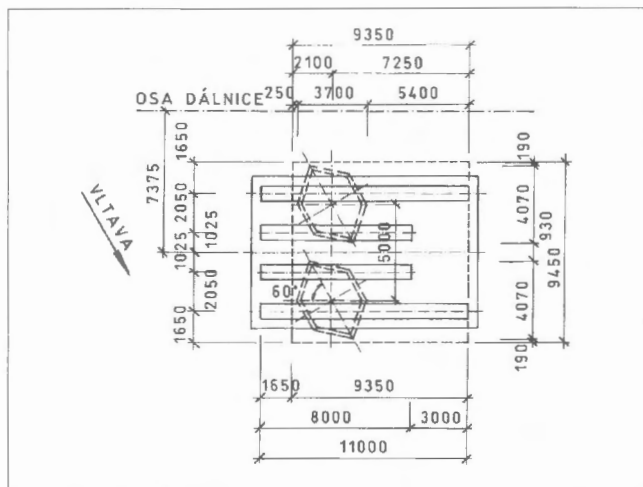
V těsné blízkosti zámeckého parku ve Veltrusích přechází dálnice D8 Praha – Ústí nad Labem řeku Vltavu s jejím slepým ramenem a ekologicky ceněným inundačním územím. Hydrotechnické a ekologické důvody favorizují návrh s celkovou délkou přemostění nad 500 m a s rozpětím hlavního pole 125,0 m, odpovídajícím šířce kořryta Vltavy. Trasa dálnice je zde přímá a v konstantním sklonu 0,795 %. Mostní konstrukci o devíti polích, staticky definovanou jako spojitý nosník, tvoří dva nezávislé jednodokorové tubusy z předpjatého betonu (obr. 1 a 2). Dílo budované kombinací letmé betonáže (část nad vodou) a monolitické technologie na překládané skruži (rampová část) v současné době dokončuje pro investora Ředitelství dálnic Praha polský dodavatel *Espebepe* ze Štětína podle projektu projektové kanceláře *Promo*.

### Zakládání a spodní stavba

Přítomnost spodní vody nehluboko pod terénem a nedůvěra v středně uhlé hlinitopísčité šterky vedla k návrhu hlubinného zakládání do vrstev navětralých slínovců či pískovců. Po dobrých zkušenostech se založením mostu v Mělníku jsme zvolili pro pobřežní pilíře, přenášejíci značná namáhání jak v provozním, tak montážním stavu, obdobnou technologii, a to založení na podzemních stěnách s pažením bentonitovou suspenzí (obr. 3). Osamělé stěny tloušťky 0,80 m a výšky 8,0 m až 9,5 m v rovnoběžném uspořádání jsou vetknuty do skalního podkladu. Asymetrické rozmístění stěn vzhledem k ose pilíře vychází vstříc založení provizorní podpory. Maximální reakci  $R=51,3$  MN (pilíř P8) vzdoruje 38,0 bm stěn. Založení uskutečnila firma *Soletanche* z ostrůvků nasypných z cementové stabilizace soupravou KS 3000. Ostatní pilíře naopak spočívají na čtveřici vrtných pilot: ve štercích s výpažnicí  $\varnothing 1220$  mm, ve skalní hornině na hloubku 2 až 3 m  $\varnothing 1070$  mm. K vrtným pracím nasadila firma *Geo-ing Jihlava* soupravu *Soilmec R 12E*. Délka nejdelší piloty činí 15 m, maximální výpočtová síla na jednu pilotu vychází 6,578 MN. Spočtené sedání podpor od zatížení stálého

(u stěn dovolené 12,6 mm, u pilot výpočtové 14,9 až 18,7 mm) nebylo ve skutečnosti dosaženo ani z 50 %.

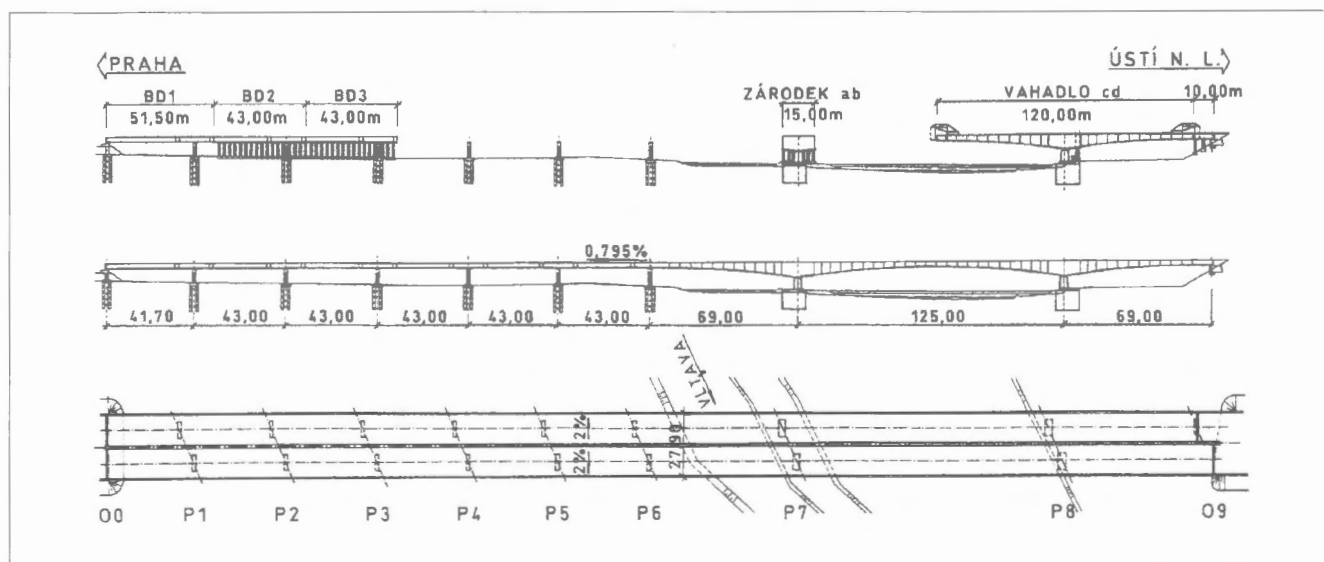
Jednoduché namáhání a solidní založení umožňuje návrh subtilních pilířů a to dvojího tvaru: dva samostatné kónické šestihranné sloupy komponují pilíře břehové, pilíře rampové pak dva pětihřanné sloupy spojené ztužující stěnou tvaru V. Hmčová ložiska spočívají na blocích, separovaných od konstrukce spodní stavby vrstvou plasbetonu z důvodů obav před zavlečením bludných proudů do mostu.



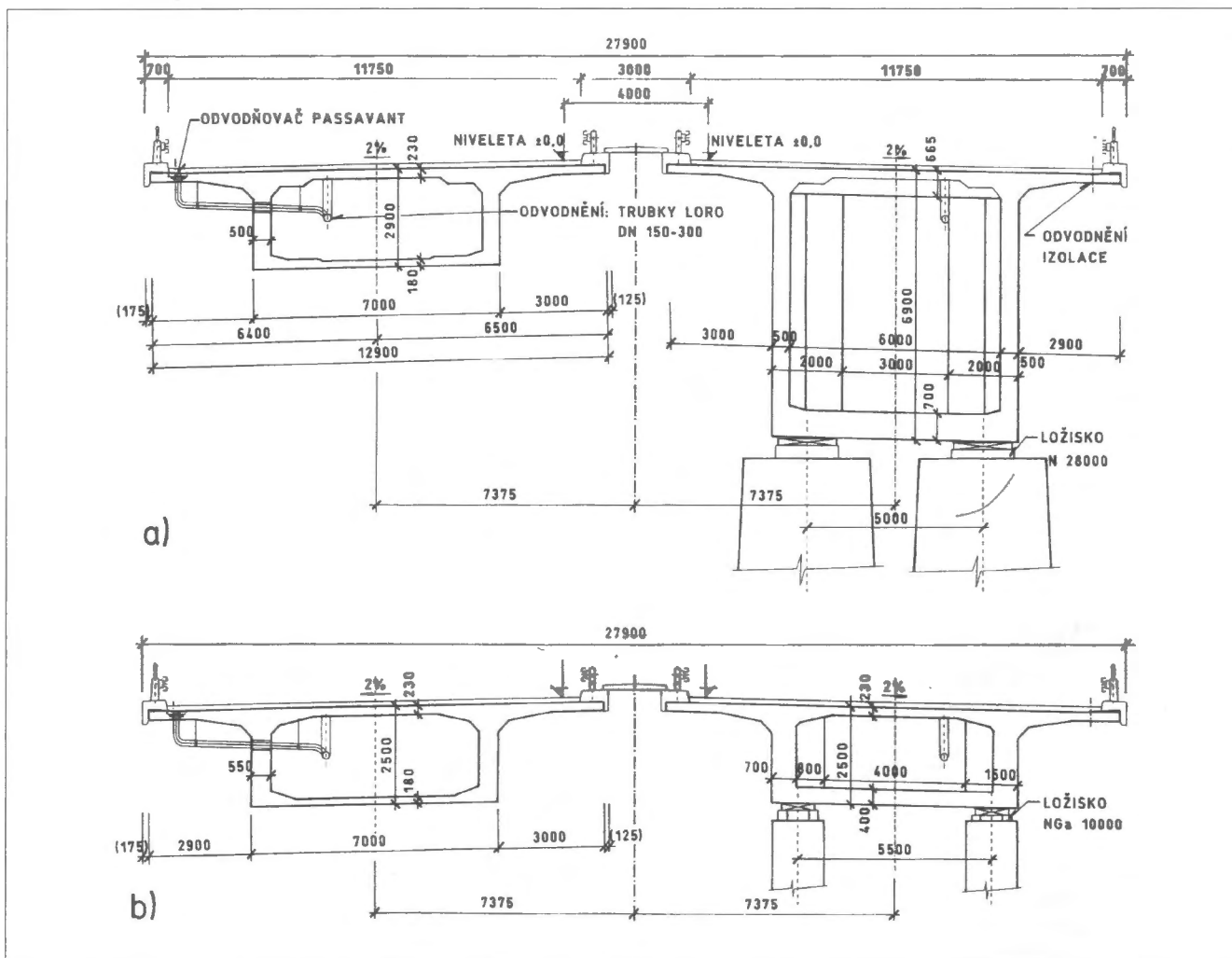
Obr. 3 – Založení pobřežního pilíře – půdorys

### Materiály nosné konstrukce

Projekt předepsal beton třídy C 40 (B450) s tím, že se pevnosti mohly kontrolovat na vzorcích stáří 90 dnů, neboť k rozhodující namáhání dochází až v provozním stavu. Beton vyhověl v drtivé většině normovým požadavkům již při stáří vzorků 28 dní. Byl míchán na staveništní betonárce Kabag C 30 ze dvou frakcí kamene (0–4, 8–16), cementu 42,5R (410 kg/m<sup>3</sup>) a plastifikátoru Umaform SM a dopravován automixem k čerpadlu.



Obr. 1 – Dispozice mostu, schéma postupu výstavby



Obr. 2 – Příkladné řezy nosnou konstrukcí (a – část letmo betonovaná, b – rampa)

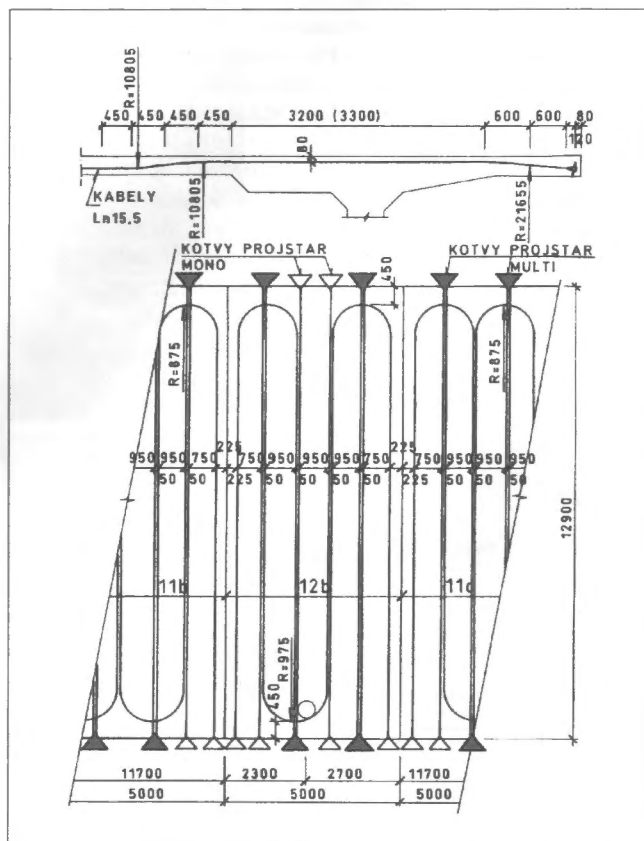
Podélné předpětí nosné konstrukce využívá kotevní systém MONOS s pramenci Lp 15,5mm/1800. V některých případech pasivní kotvu nahrazuje kotva košťetová, a to především z důvodů ekonomických. Pramence, ošetřené v zimních měsících nátěrem Konkor 103 a uloženy v trubkách Hydra Vlkavová (Slovensko) 81/1, ochraňuje cementová injektáž. Horní desku předpínají monoprarmence bez adheze 15,5 mm/1800, vytvářející půdorysně smyčky a kotvené systémem Projstar (Kompakt Multi CH) při jednostranném napínání (obr. 4).

Průběh napjatosti ve vybraných monoprarmencích včetně dlouhodobého chování se ověřuje elastomagnetickými snímači Dynamag, osazenými v konstrukci. Zkouška prokázala radiální tření pramenců, uložených v polyetylenovém prostředí; součinitel tření se pohyboval v mezích 0,03 až 0,05. Stěna tubusu je v oblasti letmo betonované předepnutá svísele tyčemi HPT32 (napínací síla 0,55 MN) s ochrannou polypropylenem (obr. 5). Kulová podložka v horním kotvení zmenšuje vliv nepřesností v uložení kotvy a osazení napínacího lisu.

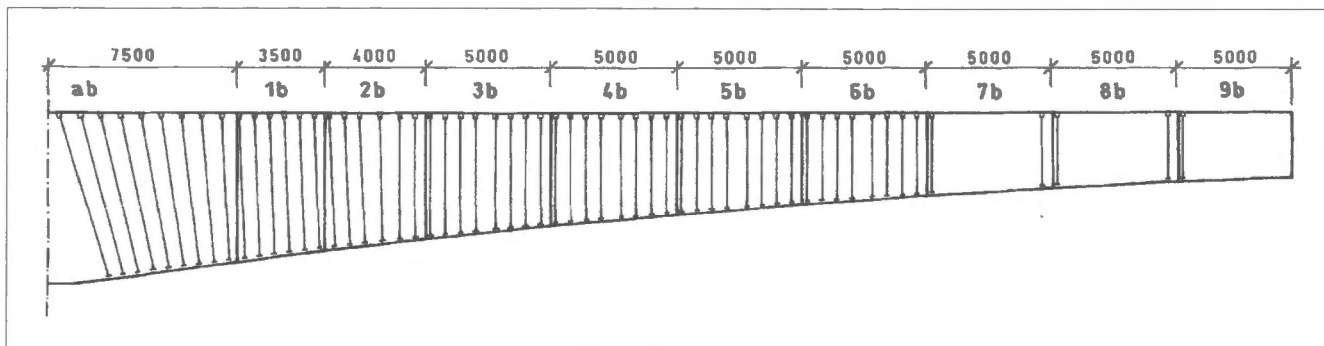
Práce spojené s předpínáním zajišťuje jednak a.s. Doprastav Bratislava, jednak – předpínání tyčí – Stavby silnic a železnic, a.s. Betonářská výztuž vesměs kvality 10 425 prochází pracovními sparami, kde v tažených oblastech při horním, popř. spodním povrchu je zesílena příložkami. Spojování nosné výztuže horní i spodní desky je zajištěno vesměs vázáním, v případě armokošů stěn (třminky Ø 20) projekt připustil svařování v rozumném rozsahu.

### Nosná konstrukce letmo betonovaná

Nosnou konstrukci letmo betonované části tvoří dvě vahadla břehových pilířů, spojená uzavírací lamelou. Komorový průřez proměňuje svou výšku z 6,9 m u podpory na 2,5 m uprostřed rozpětí (tzn 1/18 až 1/50 rozpětí), nabíhá i spodní deska (z 0,7 m na 0,18 m). Ostatní konstrukční prvky zachovávají konstantní profil,

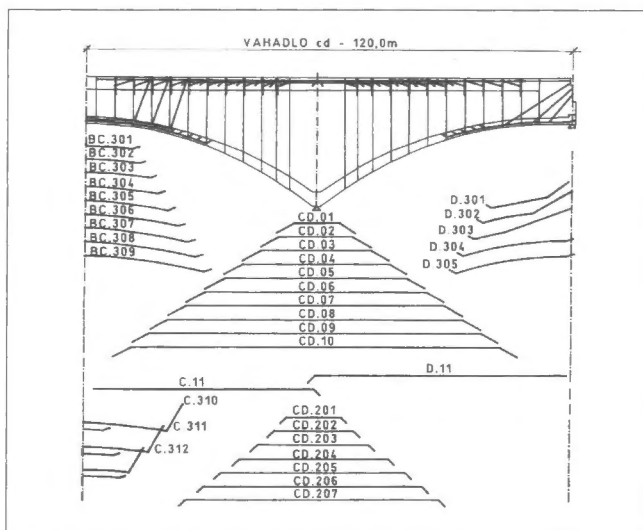


Obr. 4 – Příkladné předpětí horní desky



Obr. 5 – Svislé předpětí stěn

což usnadňuje bednění a armování průřezů. Vahadlo se vyvíjí z centrálního monolitického zárodku délky 15,0 m a k němu se po-

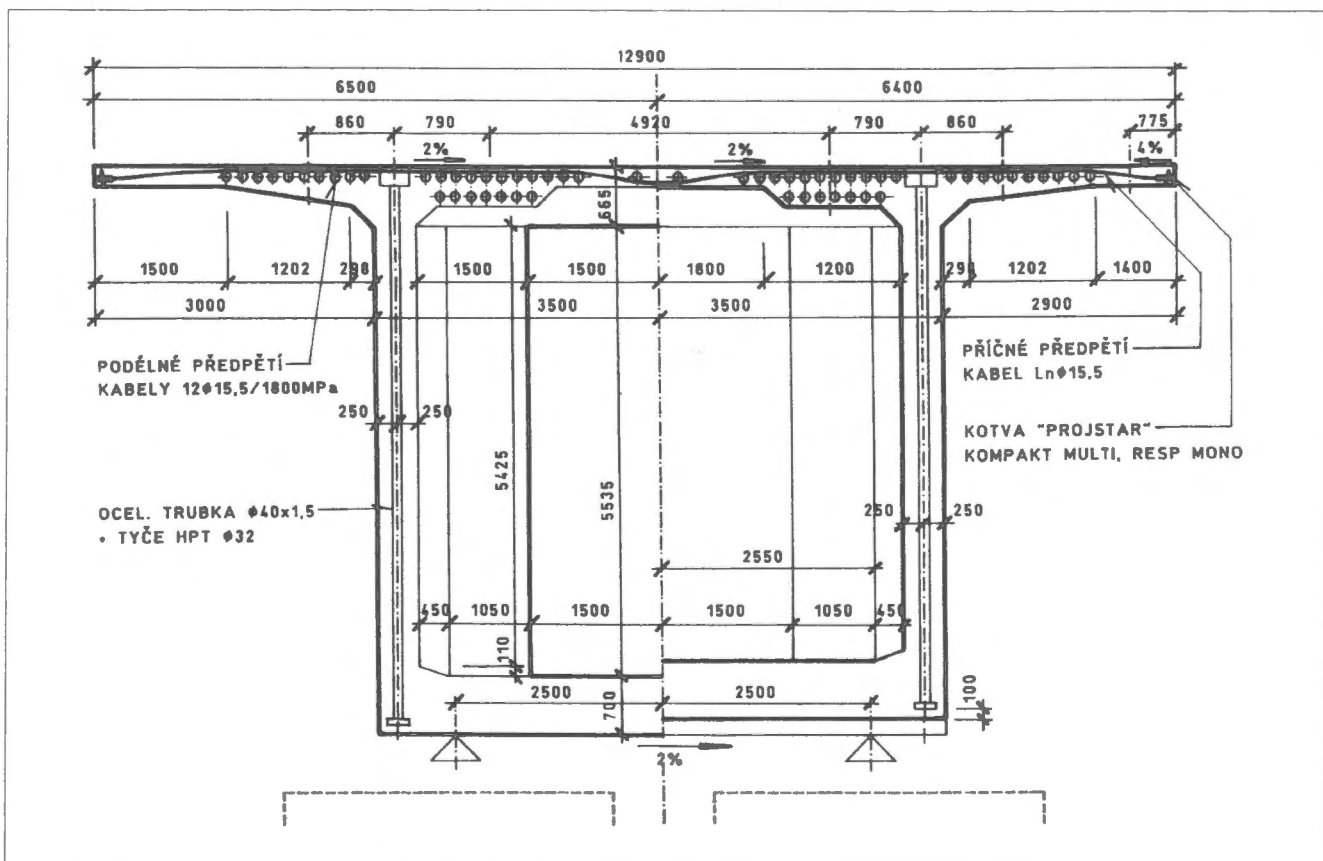


Obr. 6 – Schéma podélného předpětí vahadla

stupně symetricky napojují lamely délky 3,5, 4,0 a 5,0 m. Podélné předpětí, vnitřní se soudržností, se skládá ze dvou kabelových systémů (obr. 6).

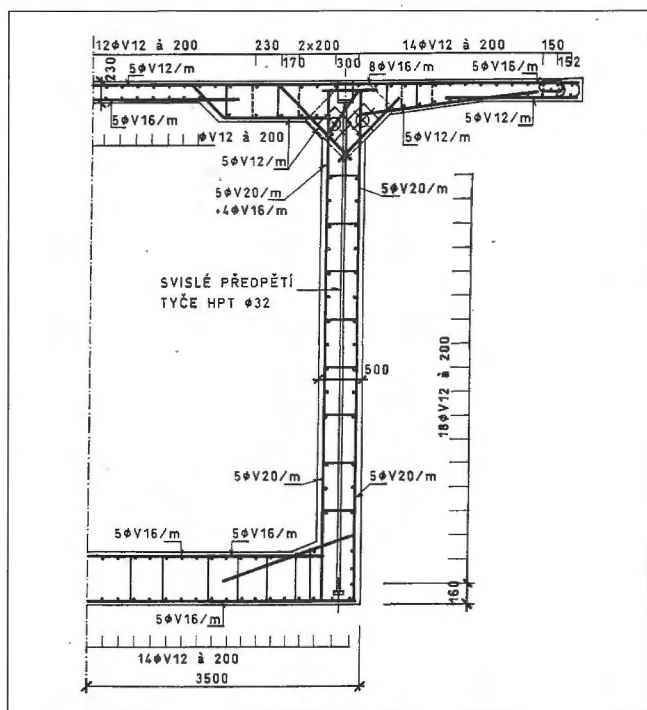
První vytváří *kabely konzolové*, uložené v horní desce a napínané během letmé betonáže z čel lamel. Druhý pak *kabely zmonolitňující*, a to jak mezipodporové, vedené v desce spodní, tak podporové, umístěné obdobně jako kabely konzolové, avšak napínané dodatečně z náliťků pod horní deskou v době, kdy již působí polovina tíhy mostovky. Lamely se připojují čtyřmi kabely kotvenými v prefabrikovaném čele, k přejezdu betonážního vozíku však postačuje napnutí dvou. Nad podporou přechází 56 kabelů 2,44 MN, uprostřed hlavního pole 30 kabelů shodné kapacity (obr. 7). Uvedený systém kabelů je velmi jednoduchý, kabely mají *minimální zakřivení*, snadno se provlékají (nejdelší kabel má délku 110 m) a jejich absence v oblasti vysokých a štíhlých stěn ulehčuje ukládku betonu. Jeho nevýhodou je bezesporu nevyužití vynášecí funkce předpětí (redukce posouvající síly), což v našem případě vede k velkému svislému předpětí. Napínání stěnových tyčí probíhá s odstupem tří až čtyř lamel, pro příčné předpětí, které je nutné až při provozním zatížení, projekt pouze předepisuje minimální stáří betonu 30 dní.

Betonářskou výztuž průřezu vytváří *armokoše stěn* Ø20 a sítě desek (Ø12, popř. Ø16), doplňované podélnou výztuží (Ø12,



Obr. 7 – Příčný řez zárodkem letmé betonáže

resp. Ø16). Tvarová shodnost náliček umožnila prefabrikaci i jejich výztuže. Betonáž lamely probíhá najednou, bez pracovních spár, s minimální technologickou přestávkou mezi betonáží spodní desky a stěny. Znamená to sice dimenzovat vozík na plnou hmotnost lamely, leč zisk z betonáže průřezu bez přerušeni je nepochybný.



Obr. 8 – Betonářská výztuž nosné konstrukce

Statický výpočet prokazuje, že v pracovních spárách nevznikají od hlavního zatížení tahy. Od zatížení celkového připouštíme tah 2,0 MPa a průřez posuzujeme jako železobetonový. V průřezích, kde dotvarování tahy přibývají, je betonářská výztuž posílena, a to zejména ve spodních vrstvách středu hlavního pole (obr. 8).

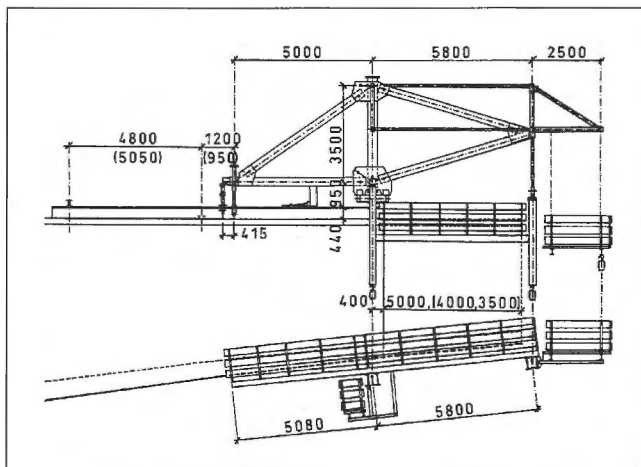
## Nosná konstrukce rampy

Břehová rampa se člení na betonážní díly délky 43,0 m, z hlediska bednění shodné, a umožňující proto jeho efektivní prefabrikaci. Příčný řez odpovídá uzavírací lamelě letmé betonáže (výška 2,50 m), u podpor přechází spodní deska z 0,18 m na 0,40 m a stěna z 0,55 m na 0,65 m. Výstavba probíhá ve třech fázích: betonáž spodní desky, betonáž stěny a na závěr horní desky. Toto rozdělení je ústupkem technologii bednění (Thyssen-Hünnebeck); především pracovní spára mezi stěnou a horní deskou není ideální. Základem podélného předpětí jsou vystřídávané parabolické stěnové kabely (maximální délka 77,4 m), vedené přes dvě podpory a kotvené v žebrech stěn. Ty jsou doplněny příjímými kabely mezi podporovými, umístěnými ve spodní desce a též kotvenými v žebrech, a dále pak kabely podporovými v horní desce, napínanými jednostranně v čele betonážního dílu. Poměrně bohatá konstrukční výška komory (1/17 rozpětí) a uplatnění omezeného předpětí podle ČSN 73 6207 vyúsťuje v úsporné dimenzování nosné konstrukce.

## Postup výstavby

Nejprve se budoval povodní most, následně pak protivodní. Staveňišť letmé betonáže obhospodařoval na ústeckém břehu kolejový jeřáb K-175 Kroll s nosností 3,4 t na rameni 50 m, na ostrůvku hrázky pražského břehu Potain F3/29 s vyložení max 45 m. Poslední koncové lamely zde zůstaly mimo dosah jeřábové techniky a manipulace s materiálem připadla pouze lidským rukám. Při výstavbě rampy využíval zhotovitel výhradně kolových jeřábů. Monoliticky budované části mostu spočívaly na skružovém materiálu ID15 Thyssen-Hünne-

beck. K letmé betonáží (tíha lamely 0,97 až 1,48 MN) posloužila dvojice vozíků firmy Wito Austria hmotnosti 75 t včetně bednění, obslužných lávek a pojezdové dráhy (obr. 9).



Obr. 9 – Betonážní vozík

Jednou z výhod konstrukce betonážního vozíku je možnost jeho pohybu včetně zavěšené podlahy po dokončeném mostě k místu demontáže.

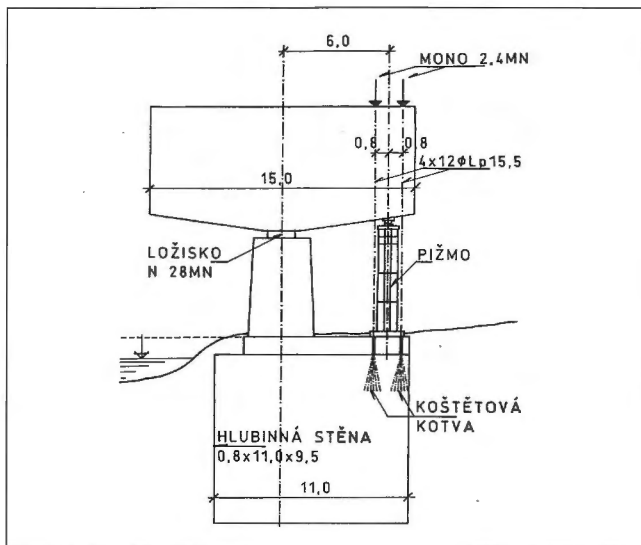
Výstavba letmo betonované části a břehové rampy postupovala souběžně. Letmá betonáž počala vahadlem pilíře P8, rampa betonážním dílem prvního pole od opěry O. Po dokončení rampy a jejím spojení s vahadlem pilíře P7 následovalo zmonolitnění celého mostu betonáží uzavírací lamely hlavního pole (12b). Funkci pevné podpory během výstavby plnily vedle pevného ložiska na pilíři P7 blokovaná, jednosměrně pohyblivá ložiska na opěře O a pilíři P8, kde se podle sledu zmonolitňování blokáž postupně rušila. Uvedený postup vyžaduje bedlivé nastavování ložisek, které je ovlivněno z větší části teplotou konstrukce v době zmonolitňování, projektantem jen odhadovanou. V případě povodního mostu se předpokládá červencové teploty betonu 30 °C ukázal prozřívavý.

Vahadlo během výstavby spočívalo na dvou podporách: na ložiskách pilíře s funkcí pevné podpory a na provizorní podpoře PIŽMO nosnosti 2 × 10 MN (obr. 10).

Rektifikaci výškové polohy vahadla umožnily lisy zde osazené. Tahovou reakcí provizorní podpory měla zachytit čtveřice táhel, sestavená z pramenců Ø Lp15,5 mm rozpletených v podzemních stěnách a předepnutá na 60 % jejich pevnosti. Soudržnost betonu podzemních stěn se však ukázala mnohem nižší, než jsme předpokládali a pramence při předpínání se ze základu vytrhovaly. Proto bylo nezbytné posílit stabilitu vahadla přítížením břehové konzoly balastem (panely), který se přesouval zároveň s posunem betonážního vozíku. Projekt předepisoval postup vnášení zatížení právě s ohledem na stabilitu vahadla (u posledních dvou dvojic lamel se betonovaly nejdříve spodní desky lamely břehové, pak lamely nad vodou a následně stěny s horní deskou). Zhotovitel dokázal stihnout velmi brzy výstavbu dvojice lamel v týdenním rytmu, v ojedinělých případech vystrojil lamelu včetně předepnutí předchozí lamely, přesunu a nastavení vozíku za dva dny. Při dostatku kvalifikovaných sil se stala omezujícím faktorem tempa výstavby doba zrání betonu do předepnutí. Díky prefabrikaci kotvených oblastí bylo možno napínat první dvojici kabelů již při minimální krychelné pevnosti betonu 28 MPa. V období, kdy teploty poklesly k bodu mrazu, zateplování vozíku i celého tubusu, spojené se zimními opatřeními na betonáře, umožnilo stavět po většinu roku.

Výstavba rampy probíhala po jednotlivých betonážních dílech tak, že se budovaly dva díly najednou. Skružový materiál musel být k dispozici pro dvě pole, bednění vnějšího obrysu taktéž, vnitřní bednění tubusu pak postačilo pro jeden betonážní díl. Po rozběhnutí stavby byl postup takový, že betonáží horní desky předcházelo dokončení spodní desky a stěny dílu následujícího. Vnášení předpínací síly se však odehrávalo vždy na dokončeném průřezu. Zhotovitel





Obr. 10 – Uložení vahadla během výstavby

betonářskou výztuž spodní desky a stěn kompletně prefabrikaoval, což umožnilo výstavbu betonážního dílu v příznivém počasí za čtyři týdny. Během výstavby se nedařilo vyhnout výskytu svislých trhlin ve stěně po jejich betonáži (šířka trhlin 0,1 až 0,3 mm, vzdálenost 3 až 6 m), ačkoliv jsme podélnou výztuž stěn dodatečně zesílili. Důvod jejich vzniku je možno hledat jak v technologii postupné betonáže tubusu (různé stáří a především teplota betonů spodní desky a stěn), tak ve složení betonu. Změna složení kamenniva ze dvou na tři frakce a snížení dávkování cementu na 390 kg/m<sup>3</sup> situaci jen polepšila. Po předepnutí se trhliny uzavřely.

Na projektu jsme začali pracovat v únoru 1994. Výstavba mostu započala v květnu 1994 stěnovým zakládáním břehového pilíře P8. Betonáž prvních lamel proběhla 25.11. 1994, dokončení prvního vahadla povodňového mostu 21.3. 1995, zmonolitnění celého mostu 28.7. 1995. Fotografie na obr. 11 až 14 ukazují některá významná stadia realizace mostu. Dokončení nosné konstrukce druhého mostu se předpokládá v dubnu 1996.

## Zhodnocení

Dobré mravy velí hodnotit projekt a stavbu po jejich dokončení, proto budeme struční. V tab. 1 uvádíme několik údajů o spotřebě materiálu.

Pokud se jedná o výstavbu, o některých poznátcích jsme se zmínil v předchozím textu. Výskyt technologických trhlinek v betonu záhy po betonáži je stále spornou otázkou. Letná betonáž přináší další specifické jevy, jako je např. vznik trhlin v částečně zatvrdlé spodní desce při zatěžování vozíku hmotností horní desky. Problém je závažnější u prvních lamel, kde tloušťka desky je větší. Ukázalo se účelné čelit mu změnou postupu betonáže: ukládání směsi počalo ve stěně a po dokončení spodní desky následovala co nejdříve betonáž desky horní.

Obligátní problém představuje odhad deformací – přesnost tvaru postupně budovaného vahadla, spojená s nastavováním pod-

Tab. 1 – Spotřeba materiálu mostu

Materiál	Jednotka	Spodní stavba (bez zakládání)	Nosná konstrukce		
			letná betonáž	rampa	celý most
beton	m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> mostu	0,16	0,81	0,57	0,67
předpjatá výztuž podélná	kg/m <sup>3</sup> betonu		45,7	27,5	37,7
	kg/m <sup>2</sup> mostu		36,8	15,7	25,3
předpjatá výztuž horní desky	kg/m <sup>3</sup> betonu		2,78	3,92	3,34
	kg/m <sup>2</sup> mostu		2,24	2,24	21,24
předpjatá výztuž stěn	kg/m <sup>3</sup> betonu		5,27		
	kg/m <sup>2</sup> mostu		4,24		
betonářská výztuž	kg/m <sup>3</sup> betonu	86,7	105,9	111,2	109,6
	kg/m <sup>2</sup> mostu	14,2	85,2	63,4	73,5

lahy betonážního vozíku a dosažením požadovaného nadvýšení. Nesoulad mezi výsledky teoretických zkoumání a skutečností je známý, a to především z pohledu dlouhodobého zkoumání. Dále je patrné, že neshoda v deformacích musí znamenat i neshodu v napjatosti. Analýze deformací s vlivem postupu výstavby a účinků dotvarování a smršťování jsme v projektu věnovali příslušnou pozornost, a to na základě rozboru těchto působení ve statickém výpočtu, na kterém spolupracovali Prof. Ing. Vladimír Křístek, DrSc. a doc. Ing. Jan L. Vítek, CSc. Dnes jsou již k dispozici velmi vyspělé výpočetní modely, které dokážou vystihnout jak materiálovou a geometrickou charakteristiku konstrukce, tak vlivy dotvarování ovlivňující (proměnnost modulu pružnosti, střídavé namáhání velmi mladých betonů, nestejnoměrnost vysychání atd). Složitost problému však dovršuje realita výstavby, která je vždy odlišná od předpokladů statického řešení, nejistota ve velikosti vnašeného předpětí a dále obtížně zachytitelné teplotní vlivy (včetně vlivů působících na samotnou konstrukci vozíku). Rozhodně nelze tento okruh otázek omezit na vyhledávání vhodné funkce dotvarování. Domníváme se, že mosty popsaného typu by se měly přepočítávat podle skutečného postupu výstavby, a to i s ohledem na deformace, např. jako součást výpočtu zatžitelnosti.

Vahadla pravého mostu se zdálo spojit s mimořádnou přesností, avšak povrch mostovky je zatížen nepřesnostmi. U technologie letné betonáže a pro rozpětí kolem 100 m je nesnadné vyhnout se odchylkám 20 mm od teoretického tvaru, který není s ohledem na výše zmíněné jevy samozřejmě shodný s požadovaným. Střed hlavního pole po dokončení mostu by měl vykazovat nadvýšení 126 mm.

Ing. Pavel Cieslar, Ing. Tomáš Landa, Ing. Roman Žurých, PROMO spol. s r.o., Projektování inženýrských staveb, Žirovnická 2389, 106 00 Praha 10

## Smlouvy ve výstavbě

Tak se jmenuje tenká publikace, kterou vydalo nakladatelství **Prospektrum** v Praze (podrobnější adresa není v knížce uvedena). Autorka **Ivana Štenglová** provází čtenáře poutavě a zasvěceně všemi právními zákoutími smluv o dílo. Zdá se, že na nic nezapomněla. V publikaci není sice žádná vzorová smlouva, ale nalezneme zde dobře popsanou a výborně komentovanou strukturu smlouvy mezi stavebníkem a dodavatelem, ze které si můžeme text smlouvy buď odvodit anebo na jejímž základě můžeme nám předloženou smlouvu kontrolovat. Knížku čtenářům můžeme doporučit (stála v říjnu 1995 Kč 124,-); dostane se v komerčněprávních knihkupectvích.

Bohužel však máme ještě velice daleko k tomu, abychom na našem trhu dostali ke koupi dobré vzorové smlouvy, které by byly dostatečně univerzální a současně dostatečně spolehlivé pro obě strany smluvních vztahů. Tu a tam se sice nějaké vzorové smlouvy vyskytnou, avšak je na nich vidět, že buď nevycházejí z živé praxe, anebo že to jsou neumělé překlady zahraničních materiálů, někdy svépomocně počesťované, a tedy zmatené. Před našimi odbornými gremii stojí v tomto směru ještě mnoho práce.

Tirelia

## ZE STAVBY MOSTU PŘES VLTAVU U VEPŘEKU

Obr. 11 – Výstavba zárodku



Obr. 12 – Dokončení vahadla letmé betonáže na ústecké opěře



Obr. 13 – Zmonolitnění rampy a vahadla letmé betonáže



Obr. 14 – Dokončení nosné konstrukce povodního mostu

