

NÁVRH A VYUŽITÍ BETONU PRO MESTSKOU ESTAKÁDU V POVÁŽSKÉ BYSTRICI ■ DEVELOPMENT AND USAGE OF CONCRETE FOR URBAN VIADUCT IN POVÁŽSKÁ BYSTRICA

Richard Novák, Marek Magyar, Igor Halaša

Dálniční mostní Mestská estakáda přes Povážskou Bystricu celkové délky 968 m je vedena ve výšce 30 až 40 m nad okolním terénem. Rozpětí polí je od 34,2 do 122 m. Předpjatá betonová mostovka spojuje oba jízdní směry na jedné nosné konstrukci a je tvořena komorovým nosníkem s velmi vyloženými konzolami. Nosný systém je navržen typu Extradosed se závěsy vedenými sedly na nízkých pylonech. Zkrácená lhůta výstavby mostu si vyžádala specifický přístup k návrhu konstrukce, řešení detailů a návrhu betonové směsi pro nosnou konstrukci. ■ A bridge viaduct in Povážská Bystrica has a total length of 968 m and is elevated 30 to 40 m above the ground. Span length varies from 34,2 to 122 m. A prestressed concrete deck merged both directions of the highway onto one superstructure. A cross section is made by a box girder with large overhangs. The superstructure was designed of an Extradosed type with stay cables guided through low pylons. Specific approach for the design of the superstructure, detailing and development of concrete was needed in fulfilment of the terms of construction.

Nový dálniční most se nachází v urbanizovaném prostředí, překonává obytnou a průmyslovou část města, místní komunikace, železnici a řeku. Niveleta mostu je vedena v konstantním podélném spádu 2,2 % a s výjimkou polí 1 a 2 ve směrově přímé trase. Celková délka nosné konstrukce je 959,4 m. Výstavba nosné konstrukce mostu probíhala metodou letmé betonáže v symetrických konzolách.

Založení mostu je hlubinné na mikropilotách (podpěry 6 až 11) a plošné na horninovém podloží (podpěry 2 až 5). Pilíře byly navrženy jako rámově spojené dvojice stěn proměnné osové vzdálenosti. Tvar podpěr umožnil zajistit stabilitu vahadla při výstavbě nosné konstrukce a zároveň je dostatečně štíhlý a vzdušný do městského prostředí. Nosná konstrukce je tvořena spojitým nosníkem o deseti polích s rozpětími 34,2 + 48,8 + 70,8 + 6 x 122 + 68 m a na pilířích je uložena pomocí hrncových ložisek. Nosnou konstrukci tvoří komorový nosník s velmi vyloženými konzolami podepřeny prefabrikovanými vzpěrami. Šířka

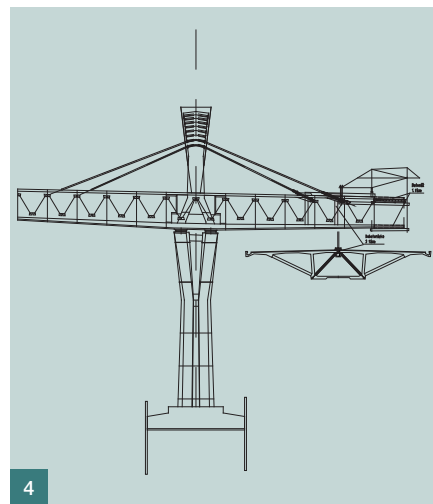
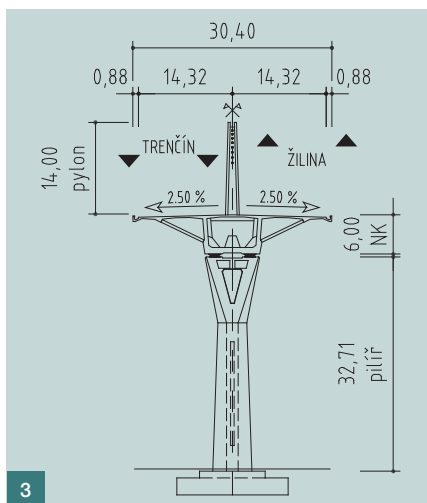
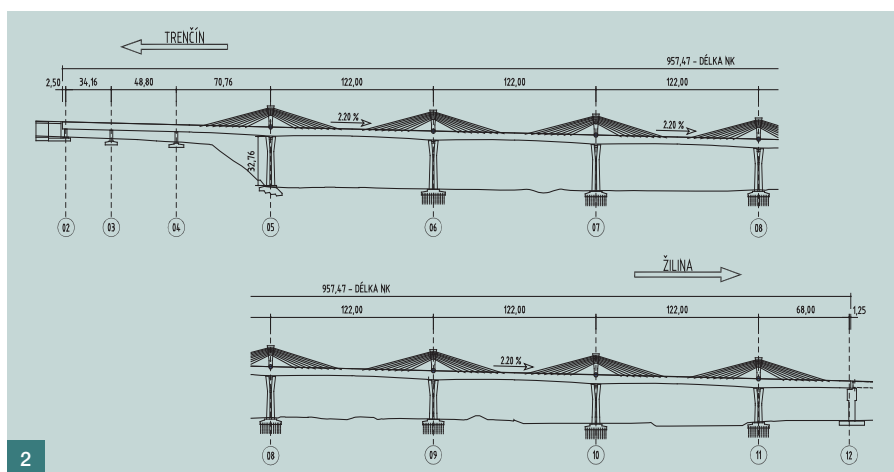


Obr. 1 Výstavba vahadla ■ Fig. 1 Construction of balanced cantilever

Obr. 2 Podélný řez ■ Fig. 2 Elevation

Obr. 3 Příčný řez ■ Fig. 3 Cross section

Obr. 4 Postupná výstavba lamel ■ Fig. 4 Incremental construction of segments



nosné konstrukce je 30,4 m (včetně odvodňovacích žlabů), výška průřezu je proměnná od 4,7 m v poli až po 6 m nad podporami. Tloušťka stěn a dolní desky je po délce mostu proměnná, motiv horní desky a vzpěr zůstává neměnný. Extradosed kabely mají poloharfové uspořádání, nacházejí se v ose mostu a jsou vedené skrze 14 m vysoké pylony (obr. 2 a 3). Beton pilířů a pylonů je třídy C35/45, mostovka je z omezeně předpjatého betonu C45/55.

Předpětí mostu je řešeno kombinací soudržných a vnějších kabelů. Soudržné kabely napínané při výstavbě vahadel (vahadlové kabely) jsou vedené v horní desce a kotvené v pracovních spárách v místě styku stěn a horní desky a vzpěry s horní deskou. Vahadlové kabely jsou tvořeny šesti kusy 12laných kabelů pro každou lamelu. Příčné předpětí je tvořeno 4lanými kabely vedenými v plochých kanálkách. Po zmonolitnění vahadel do jedné nosné konstrukce byly napnuty kabely vedené přes uzavírací spáru (kabely spojitosti). Tyto kabely jsou vedeny v horní a spodní desce a jsou kotveny v nálitcích situovaných v rozích komorového průřezu. Pro zlepšení dlouhodobého chování nosné konstrukce, omezení vlivu dlouhodobých průhybů, byly navrženy další kabely spojitosti vedené v parabolických dráhách ve stěnách a kotvené v zesílené části stěn nadpodporových zárodků.

Závěsy jsou tvořeny osmi kabely o 37 lanech pro každý pylon. V mostovce jsou závěsy kotveny v nálitku uvnitř komorového průřezu, přes pylon jsou vedeny v sedlových trubkách. Sedla jsou řešena jako soudržná zamezující volnému prokluzu lan. Na základě statického výpočtu se zahrnutím vlivu do tvarování, smršťování a relaxace se nepředpokládá nutnost rektifikace závěsů pro celou dobu životnosti mostu.

Založení, spodní stavba i nosná konstrukce jsou navrženy tak, aby při rekonstrukci mostního svršku bylo možné na mostě zachovat provoz vedený po jedné polovině mostu. Do nosné konstrukce mostu a k závěsům jsou zabudována teplotní a napěťová čidla snímající teplotu a napjatost v betonu a v předpínacích lanech. Odečet těchto hodnot je možné provádět přímo z komory mostu kdykoli v rámci prohlídky, pravidelné údržby či při mimořádných událostech. Závěsy mostu jsou navrženy jako rektifikovatelné a vyměnitelné. Vyměnitelnost je uvažována pro každý závěs zvlášť. Systém závěsů splňuje požadavky PTI Guide Specification for Stay Cable Design – nosná konstrukce je posouzena pro ztrátu únosnosti libovolného závěsu. Ochrana proti korozi soudržného předpětí je pomocí injektáže. Ochrana předpínacích lan závěsů splňuje požadavky pro nejvyšší stupeň korozního prostředí – třívrstvá ochrana tvořená pozinkovanými lany v PE obalu s tukem a v ochranné PE trubce.

NÁVRH KONSTRUKCE PRO ZKRÁCENÝ TERMÍN VÝSTAVBY

Původní návrh obsažený v tendrovém projektu řešil výstavbu mostu ve třech stavebních sezonách. Rozpětí jednotlivých polí bylo shodné a vnější tvar nosné konstrukce podobný. Výstavba nosné konstrukce však byla rozdělena na dvě fáze. Nejprve páteřní dvoukomorový nosník se závěsy extradosed, dodatečně pak dobudované vyložené příčné předepnuté konzoly podepřené ocelovými vzpěrami. Pilíře umožňovaly jednoosé uložení nosné konstrukce, a tak bylo nutné pro výstavbu nosné konstrukce zbudovat vysoké montážní podpěry zajišťující stabilitu vahadla.

Základní podmínkou realizace mostu bylo jeho dokončení do dvaceti dvou měsíců od zahájení výstavby. Realizační

harmonogramy prací zhotovitelského týmu obsahovaly (i při uvážení výstavby všech vahadel současně) několik významných omezení v plynulosti prací:

- nejprve bylo nutno dokončit vahadla a až poté bylo možné dokončovat příčný řez vyloženými konzolami,
- vzpěry tvořené ocelovými kruhovými profily ve tvaru X byly časově velmi náročné na výrobu.

Projekční tým se spolu se zhotoviteli dohodl na upraveném řešení tendrové dokumentace:

- rozpětí polí, výška pylonů a v co největší míře i vzhled mostovky zůstanou zachovány,
- pilíře budou umožňovat zajištění stability vahadla nosné konstrukce proti překlopení a pootočení,
- zárodek nosné konstrukce bude vybudován s pomocí lehké skruže zavěšené na hlavici pilíře,
- příčný řez nosné konstrukce bude zhotovován v jedné fázi,
- vzpěry podpírající konzolu mostovky budou prefabrikované, rámově spojené s nosnou konstrukcí,
- původně dvě části estakády (krátká první dvě pole a hlavní extradosed estakáda) budou sloučeny do jedné spojitě nosné konstrukce,
- tíha nosné konstrukce bude optimalizována s ohledem na nutnost nasazení sedmi párů betonářských vozíků.

Projekčnímu sdružení se podařilo úkoly vyřešit s výjimkou třetího bodu. Zde byla po diskuzi navržena oddělená betonáž kotevního bloku extradosed kabelu a vnitřních táhel (obr. 4, 7 a 8). Takto navržený postup poskytl mnohem vyšší garanci přesnosti osazení průchodky závěsu.

POŽADAVKY NA BETON NOSNÉ KONSTRUKCE

Po zpracování základních částí projektové dokumentace zhotovitelé vypracovali nové podrobné harmonogramy prací včetně detailního řešení výstavby jednotlivých lamel nosné konstrukce. Z představených harmonogramů vyplynul požadavek na výstavbu nosné konstrukce během jedné stavební sezony a zároveň nutnost předpínání po jednom dni. Z hlediska návrhu receptur betonových směsí tak bylo nutno řešit návrh tří základních receptur:

- beton C45/55 pro nosnou konstrukci, který bude umožňovat předepnutí kabelů po jednom dni a zároveň nebude vyvozovat nadměrný vývin hydratačního tepla a smrštění,
- beton odvodňovacího žlabu nosné konstrukce, který bude betonován současně s ním, bude připraven ve stejné betonárně a bude splňovat zvýšené požadavky na odolnost vůči mrazu a chloridům,
- beton kotevních bloků závěsů a šikmých vnitřních táhel, který bude plnit vysoké nároky na zpracovatelnost hustě armovaných prvků.

Pro zajištění realizace těchto požadavků je nezbytná účast zkušených odborníků – technologů. Nevyhnutelná byla jejich účast na stavbě a v betonárně při úpravách receptur pro betonáž v letním a zimním období a pokyny k ošetřování betonu. Stejně tak bylo nezbytné bezchybné logistické zajištění dopravy betonu, neboť při výstavbě sedmi vahadel současně v pracovním cyklu deseti až čtrnácti dní byl dopravován beton v objemu 2 x 100 m³ do bednění nosné konstrukce téměř každý den.

ANALÝZA POŽADAVKŮ NA BETON NOSNÉ KONSTRUKCE

Při návrhu betonové směsi pro beton C45/55 bylo nutné postupovat obezřetně a sladit protichůdné požadavky konstrukční a technologické:



- předpínání již po jednom dni,
- omezení smršťování a dotvarování s ověřením průběhu dlouhodobou zkouškou,
- omezení vývinu hydratačního tepla,
- stanovení a průběžná kontrola modulu pružnosti betonu.

Omezení smršťování a dotvarování betonu velmi nepříznivě ovlivňuje dlouhodobou geometrickou stálost nivelety mostu. Při požadavku předpínání po jednom dni a nutnosti významně přidat množství cementu bylo vhodné snížit vodní součinitel, přidat vhodné superplastifikátory a udržet smršťování a dotvarování v hodnotách běžně stanovených normami.

Betony rychle nabývající pevnost v sobě skrývají potenciální nebezpečí v podobě vysokého vývinu hydratačního tepla. Vzhledem k maximální tloušťce betonovaného prvku rovné 1 m bylo nutné se podrobně věnovat této problematice. Pokud by došlo v konstrukci k nárůstu teploty přes 70 °C, hrozila by ztráta únosnosti spodní desky nosné konstrukce v oblasti podpor vlivem vnitřního porušení betonu trhlinami.

ZÁRODKY NOSNÉ KONSTRUKCE

Zárodky na nosné konstrukci plní funkci startovacího prvku geometrie konstrukce a podpěrného prvku pro betonářské vozíky. Pro urychlení výstavby byla použita lehká prostorová skruž, jejíž dílce byly sestaveny na zemi a posléze postupně vyzvednuty a zavěšeny na hlavici pilíře. Pro odlehčení konstrukce skruže byl zárodek rozdělen na tři betonážní takty. Nejprve se betonovala spodní deska, následně stěny komory a diafragmata a na závěr horní deska. Nejmasivnější prvky tak byly betonovány do bednění opřené o hlavici pilíře.

Obr. 5 Výstavba zárodku ■ Fig. 5 Pier segment erection

Obr. 6 Táhla a kotevní bloky závěsů ■ Fig. 6 Ties and stay-cable blisters

Obr. 7 Příčný řez lamelou ■ Fig. 7 Cross section of segment

Obr. 8 Podélný řez lamelou ■ Fig. 8 Elevation of segment

Obr. 9 Zatěžovací zkouška segmentu ■ Fig. 9 Load test of segment

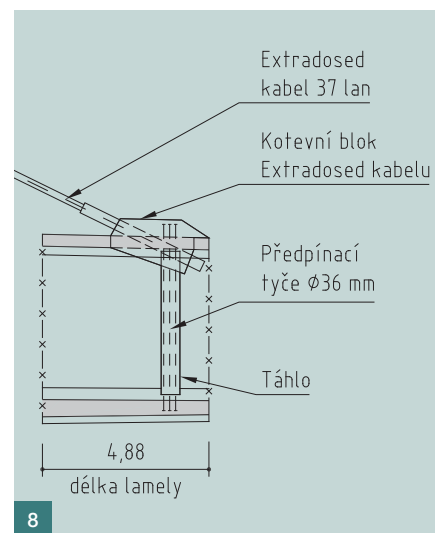
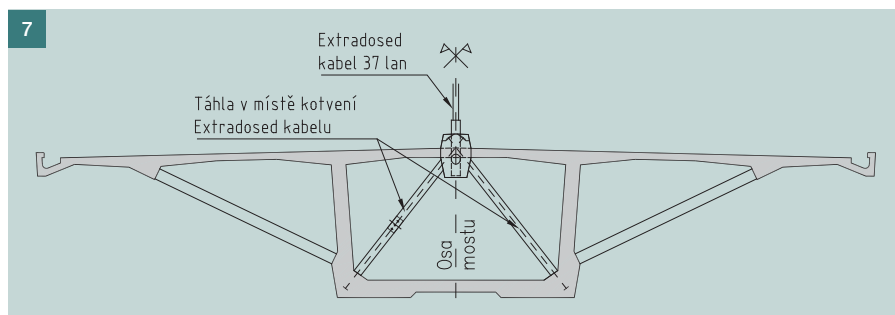
Obr. 10 Průběh smršťování a dotvarování při zkoušce ■ Fig. 10 Shrinkage and creep from test

Zabetonované stěny a diafragmata byly využity pro zakotvení táhel částečně vyvšujících část skruže pro bednění horní desky (obr. 5). Po příčném předepnutí horní desky byla skruž po jednotlivých dílcích spuštěna na zem.

LAMELY NOSNÉ KONSTRUKCE

Vahadlo nosné konstrukce se skládá ze zárodku a 2 x 11 lamel betonovaných pomocí betonářského vozíku. Vahadla jsou po dokončení vzájemně spojena vybetonováním uzavírací spáry a jejím následným předepnutím. V osmi lamelách jsou zakotveny závěsy a v těchto lamelách je nutno vyřešit přenos svislé síly ze závěsu do nosné konstrukce. Samotné zakotvení kabelu do nálitku v horní desce není staticky možné a je nutné jej doplnit ztužením příčného řezu. To je navrženo pomocí vnitřních předpjatých táhel obdélníkového průřezu. Táhla přenesou svislou sílu ze středu horní desky do rámového rohu komory, kde je silové zatížení přenášeno stěnovou tuhostí příčného řezu (obr. 6 a 7).

Dvoufázová betonáž těchto lamel probíhala následujícím způsobem: Nejprve byl zhotoven celý typický příčný řez s výjimkou otvoru 1 x 2,4 m v horní desce. Po předepnutí 50 % příčného předpětí a 100 % vahadlových kabelů kotvených v příslušné lamele byl vozík přesunut do polohy pro betonáž následující lamely. V průběhu prací na další lamele bylo osazeno bednění táhel a nálitku kotvy závěsu, osazena ocelová průchodka závěsu a armatura. Následně proběhla betonáž s pomocí lehce zhutnitelného betonu, protože nepřístupnost šikmých táhel a hustota armatury kotevního bloku neumožňovaly dostatečné použití vibrátorů. Po dosažení požadova-





9

né pevnosti betonu bylo napnuto zbývajících 50 % příčného předpětí lamely a napnut extradosed závěs (obr. 7 a 8).

ZKUŠEBNÍ SEGMENT NOSNÉ KONSTRUKCE

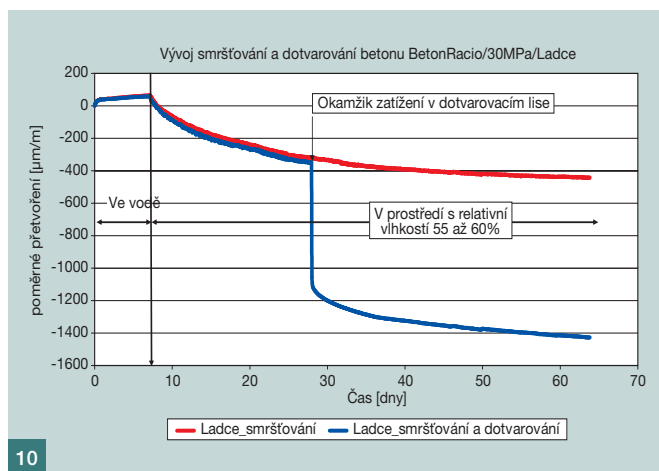
Pro tak rozsáhlou konstrukci byla investorem vyžadována realizace zkušebního segmentu v měřítku 1 : 1 včetně provedení zatěžovací zkoušky. Rozsah zkušebního segmentu byl zvolen tak, aby bylo možné vyzkoušet práce na armování, ukládce betonové směsi, osazení průchodky, osazení bednění táhel a nálitku extradosed závěsu, jejich vyarmování a provést betonáž druhé fáze příčného řezu. Reálnou zkouškou in-situ mohla být odladěna zpracovatelnost betonové směsi a sledován vývin teploty v průřezu. Byla sledována okamžitá teplota betonu i teplotní spád v konstrukci. Zkušební segment byl vybaven strunovými tenzometry snímajícími přetvoření betonu při předpínání, smršťování a relaxaci předpětí a chování při zatěžovací zkoušce. Pro prvky příčného předpětí a předpětí vnitřních táhel byly osazeny elastomagnetické snímače napjatosti zaznamenávající ztráty předpětí při napínání, relaxaci a smršťování a nárůst napětí při zatěžovací zkoušce.

Zatěžovací zkouška byla vykonána pro dva zatěžovací stavy horní desky: ohyb konzoly vně vzpěry a ohyb horní desky v prostoru nad vzpěrami (obr. 9). Zatěžovací zkouškou byla prokázána vysoká únosnost konstrukce vůči zatížení a odolnost proti dosažení mezní únosnosti. Pro normou definované sestavy pohyblivých zatížení nevznikají v horní desce trhliny.

BETÓN NOSNEJ KONŠTRUKCIE

Pre výstavbu nosnej konštrukcie estakády bol použitý betón triedy C45/55 XC4, XD3, XF2 (SK) – Cl 0,1 – D_{max} 22 – S4 – max. priesak 50 mm podľa STN EN 12390-8. Ďalšími požiadavkami na uvedený betón sú minimálna pevnosť v tlaku 30 MPa po 24 h a statický modul pružnosti po 28 dňoch 34 GPa. Betón bol vyrábaný na centrálnej betonárni v Považskej Bystrici, ktorá je vzdialená od staveniska približne 15 min jazdy autodomiešavačom.

Príprava betónu, ktorý bol používaný pre výstavbu nosnej konštrukcie, prebiehala v laboratórnych podmienkach od novembra 2008. Vzhľadom na množstvo vlastností betónu, ktoré bolo treba preveriť, bolo len pre vypracovanie samotnej Počiatkovej skúšky typu (průkazní zkoušky) potřebné vyrobiť v laboratórnych podmienkach bez mála 0,5 m³ betónu. V tab. 1 sú uvedené zistené vlastnosti betónu z Počiatkovej skúšky typu a vlastnosti betónu zo skúšobného segmentu.



10

Pre dodržanie správnej geometrie a tolerancií pri výstavbe mosta bolo dôležité pracovať so správnou hodnotou modulu pružnosti betónu. Slovo „správne“ v tomto prípade znamená zhodu medzi projektovou dokumentáciou a medzi reálne aplikovaným betónom.

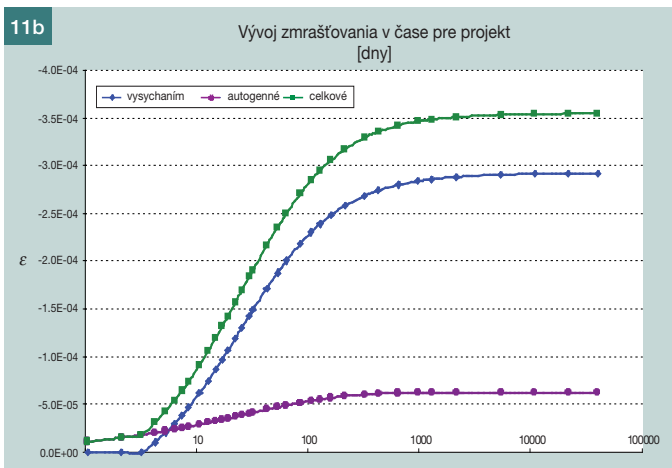
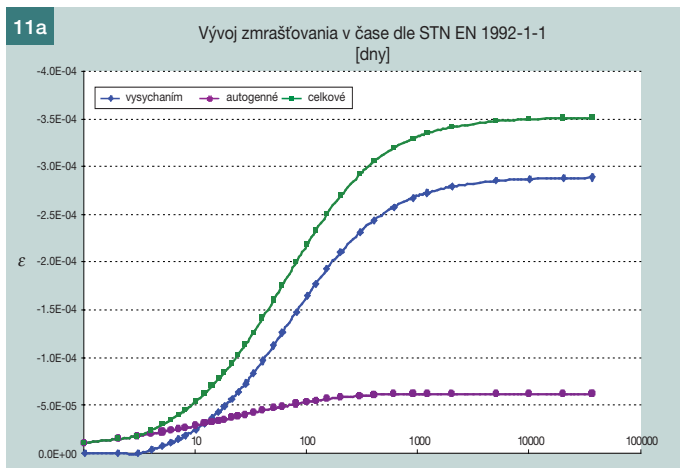
Normové požiadavky sú podľa STN EN 1992-1-1 alebo STN 73 1251 v tomto smere len informatívne. Napríklad deformácia konca vahadla pri betonáži poslednej lamely bola 35 mm. Ak by sme brali do úvahy hodnoty uvádzané normou 40,5 GPa, ide o rozdiel cca -20 % a deformáciu 28 mm. Pokiaľ by sme brali do úvahy prvé výsledky skúšok s pôvodnou receptúrou (modul pružnosti 27 GPa), pre poslednú betonáž lamely by sme dostali deformáciu 42 mm. Tento rozdiel je ľahko merateľný a pri opakovanej výstavbe by vyústil do zložitého vyrovnávania povrchu mosta pomocou sanačných materiálov. Po vzájomnej dohode bola stanovená minimálna hodnota modulu pružnosti, ktorú je výrobca s primeranými nákladmi schopný zaistiť a projektant je schopný garantovať minimalizáciu rizika nepresností pri výstavbe.

VPLYV ZMRAŠŤOVANIA

Ďalším faktorom, často ešte významnejším sú vplyvy dotvarovania a zmršťovania. Je všeobecne známou pravdou, že hodnoty uvádzané normou STN 73 1251 sú z dôvodu zastaranosti teórie výpočtu veľmi podhodnotené. Hodnoty uvád-

Tab. 1 Vlastnosti betónu z Počiatkovej skúšky typu a zo skúšobného segmentu ■ Tab. 1 Characteristics of concrete

Betón STN EN 206-1 – C45/55 XC4, XD3, XF2 (SK) – Cl 0,1 – D _{max} 22 – S4 – max. priesak 50 mm podľa STN EN 12390-8 – statický modul pružnosti po 28 dňoch 34 GPa – nárast pevnosti 30 MPa/24 h		
Vlastnosť betónu	Zistená hodnota pri Počiatkovej skúške typu	Zistená hodnota pri skúšobnom segmente
Konzistencia skúškou sadnutím [mm] po vyrobení	250	250
Konzistencia skúškou sadnutím [mm] po 60 min.	200	200
Teplota čerstvého betónu [°C] po vyrobení	17,8	22,7
Objemová hmotnosť zatvrdnutého betónu [kg/m ³] po 28 dňoch a vysušení v sušiarňi	2 350	–
Pevnosť v tlaku [MPa] po 24 h	37,5	20
Pevnosť v tlaku [MPa] po 48 h	53,5	36,5
Pevnosť v tlaku [MPa] po 28 dňoch	75	81
Maximálny nameraný priesak vody [mm]	15	20
Statický modul pružnosti [GPa] po 3 dňoch	30,12	–
Statický modul pružnosti [GPa] po 28 dňoch	33,346	33,9
Odolnosť voči vplyvu vody a ChRL [g/m ²]	95,33	68,4
Mrazuvzdornosť – súčiniteľ mrazuvzdornosti	0,86	0,86



zané normou STN 1992-1-1 a 1992-2 sú založené na modernej teórii a sú pre väčšinu konštrukcií dostatočne presné. Pre Mestskú estakádu boli urobené skúšky zmršťovania a dotvarovania. Na základe týchto výsledkov boli upravené vstupné parametre dotvarovania a zmršťovania v statickom výpočte (obr. 10 a 11).

VPLYV HYDRATAČNÉHO TEPLA A SPÔSOBU OŠETROVANIA BETÓNU

Betonáž skúšobného segmentu a následné merania potvrdili významný vplyv teploty a spôsobu ošetrovania betónu na nárast pevnosti v prvých dňoch po vyrobení. Zatiaľ čo betón ošetrovaný v laboratórnych podmienkach už od svojho vyrobenia a tiež betón v konštrukcii, ovplyvnený narastajúcim hydratačným teplom, dosiahli požadovanú pevnosť v tlaku po 24 h, pevnosť v tlaku skúšobných telies chránených len pred poveternostnými vplyvmi po 24 h výrazne zaostala. Podľa vykonaných meraní klesla teplota vzduchu počas prvých 24 h od zabetónovania segmentu až k 7 °C, pričom najvyššia denná teplota dosiahla približne 24 °C. Teplota v konštrukcii vo svojom maxime atakovala 70 °C. Na základe zistení o vplyve teploty na nárast pevnosti skúšobných telies bolo pristúpené k ďalšiemu overeniu pevnosti betónu vyrobeného na betonárni a následne k zabezpečeniu optimálneho ošetrovania skúšobných telies už na stavenisku. Po vyhodnotení získaných výsledkov bolo rozhodnuté nerobiť v zložení betónu pre nosnú konštrukciu žiadne zásahy (obr. 12).

REALIZÁCIA NA STAVBE

Betonáž prvej lamely reálnej konštrukcie začala dňa 24. júla 2009, trvala bezmála 12 h a celkovo bolo uložených 250

m³ betónu. Teplota v konštrukcii prvej lamely dosiahla v kritických miestach prierezu hodnotu prijateľných 56 °C.

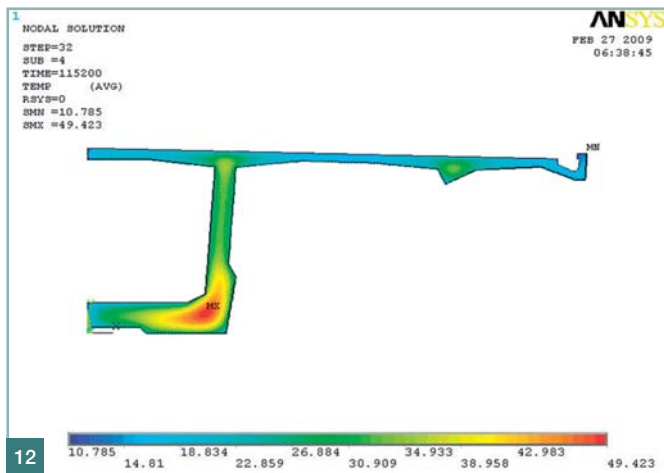
Pevnosť betónu v tlaku po 24 h dosahovala hodnotu 35 MPa a po 48 h hodnotu 46,5 MPa, čím boli splnené požadované pevnosti na predpínanie. V ďalších pracovných záberoch na ďalších lamelách sa z praktických dôvodov vyhodnocovala aj 36hodinová pevnosť v tlaku. Tá dosahovala 40,5 MPa. Po tomto čase sa začínalo s predpínaním konštrukcie a vozík sa vysúval do ďalšieho záberu.

Doprava čerstvého betónu na stavbu bola realizovaná domiešavačmi s užitočným objemom 5 až 10 m³. Špecifikom bola stavenisková doprava – čerpanie betónu do konštrukcie. Použili sa dve mobilné čerpadlá s ramenom 52 m, na ktoré sa na konštrukcii napojilo horizontálne potrubie s predpokladanou maximálnou dĺžkou 50 m. Betón bol po prečerpaní ukladaný do debnenia a zhutňovaný ponornými vibrátormi (obr. 13).

Pre betonáž nosnej konštrukcie v zimnom období nebolo potrebné robiť v pôvodnom zložení betónu takmer žiadne zmeny. Malé úpravy sa uskutočnili len v období najnižších teplôt vzduchu, keď sa obmedzilo dávkovanie spomaľovacej prísady, ktorá zabezpečovala predĺženej spracovateľnosti čerstvého betónu v letnom období.

BETÓN ŽLABU A BETÓN VNÚTORNÝCH TIAHEL A NÁLIATKOV ZÁVESOV

Odvodňovací žľab bol betónovaný súčasne s každou lamelou. Bol navrhnutý z betónu C35/45 XC4, XD3, XF4 (SK) – Cl 0,1 – Dmax 16 – S4 – max. priesak 50 mm podľa STN EN 12390-8. Pri betonáži lamely bol ukladaný do debnenia



ako prvý. Pre vytvorenie technologickej škáry rozhrania betónov bolo použité profilované drôtové pletivo.

Pre vnútorné tiahla a kotevné bloky (náliatky) závesov bol navrhnutý ľahkozhotviteľný betón triedy C35/45 XC4, XD3, XF4 (SK) – CI 0,1 – Dmax 16 – F5 – max. priesak 50 mm podľa STN EN 12390-8 – pevnosť v tlaku 40 MPa po 5 dňoch. Na tento betón boli pri návrhu receptúry kladené viaceré požiadavky.

Bolo nutné navrhnuť zloženie betónu tak, aby spĺňal nároky na pevnostné charakteristiky v čase predpínania a zároveň aby mal požadovanú konzistenciu v čase dodania na stavbu. Konzistencia rozliatím po 20 min od namiešania sa pohybovala v rozmedzí 600 až 550 mm a obsah vzduchu v čerstvom betóne sa pohyboval medzi 4,5 až 6 %. Vzpera sa odlievala od hornej dosky mostovky cez kruhový otvor, ktorý bol v osi mosta. Cez tento pomerne malý prierez bolo použitie ponorných vibrátorov vylúčené. Betón bolo nutné do celého prierezu husto vystuženého prvku dostať len pomocou príložitých vibrátorov. Tempo výstavby si aj tu vyžiadalo úpravu zloženia betónu. Výsledkom bol skrátený čas nárastu pevnosti betónu v tlaku aj napriek vplyvu chladného počasia.

ZHODNOTENIE VÝSLEDKOV A ZÁVER

Počas betonáží nosnej konštrukcie nedošlo k zásadným problémom pri doprave či ukladaní betónu. V článku popisované betóny zabudované v konštrukcii mosta, podľa výsledkov, ktoré sú autorom k dispozícii, spĺňajú požadované kritériá či už v čerstvom alebo zatvrdnutom stave.

Pozornosť venovaná príprave pred započatím budovania nosnej konštrukcie prispela k úspešnému splneniu termínu výstavby. Použitý model pravidelných stretnutí a konzultácií medzi pracovníkmi zúčastnených spoločností pred samotnou realizáciou nosnej konštrukcie sa ukázal ako veľmi efektívny a určite je vhodné ho zopakovať aj v budúcnosti pri podobne významných stavbách. Konštrukcia Mestskej estakády je výnimočná z hľadiska architektúry aj spôsobu výstavby. Veríme, že aj našim pričinením bude plnohodnotne slúžiť všetkým obyvateľom mesta a prechádzajúcim motoristom.

Projekt	sdrúžení Alfa04, a. s., a SHP, s. r. o.
Zhotoviteľ mostu	sdrúžení Doprastav, a. s., a Skanska BS, a. s.
Výroba betonu	TBG Doprastav
Technologie betonu	BetónRacio, s. r. o.

Autori článku ďakujú Doc. Ing. Ivailo Terzijskému, CSc., a Doc. RNDr. Ing. Stanislavovi Štastníkovi, CSc., zo Stavebnej fakulty VUT v Brne za podporu pri príprave popisovaného projektu.

Ing. Richard Novák
Stráský, Hustý a partneri, s. r. o.
Bohunická 50, 619 00 Brno
e-mail: r.novak@shp.eu, www.shp.eu



Ing. Marek Magyar
TBG Doprastav, a. s.
Košická 52, 821 08 Bratislava
e-mail: marek.magyar@tbgdoprastav.sk
www.tbgdoprastav.sk



Ing. Igor Halaša
BetónRacio, s. r. o.
Skladová 2, 917 00 Trnava
e-mail: halasa@betonracio.sk, www.betonracio.sk



Obr. 11 Priebeh zmršťovania, a) podľa STN EN 1992-1-1, b) upravený priebeh pre projekt ■ Fig. 11 Development of shrinkage a) according to STN EN 1992-1-1, b) according to test results

Obr. 12 Výpočet vývinu hydratačného tepla ■ Fig. 12 Calculation of hydration heat

Obr. 13 Betonáž lamel ■ Fig. 13 Transportation of concrete for segments

Obr. 14 Pohľad na dokončený most ■ Fig. 14 View of the completed bridge

Literatura:

[1] *Collepari M.*: Moderní beton, ČKAIT, Praha 2010

14

