

INOVATIVNÍ KONCEPT NÁVRHU MOSTŮ PRO ZVÝŠENÍ JEJICH TRVANLIVOSTI ■ AN INNOVATIVE DESIGN CONCEPT FOR IMPROVING THE DURABILITY OF CONCRETE BRIDGES

Johannes Berger,
Sebastian Z. Bruschetini-Ambro,
Johann Kollegger
DOI: 10.1002/suco.201100022

V článku je zvažována možnost stavět betonové mosty s předpínacími kabely plně chráněnými kabelovými kanálky a bez použití betonářské ocelové výztuže. V takovém případě závisí trvanlivost navrhovaného mostu pouze na trvanlivosti betonu, protože koroze výztuže už není limitujícím faktorem z pohledu životnosti konstrukce. Požadavky mezního stavu použitelnosti i mezního stavu únosnosti jsou naplněny použitím dodatečně předpjaté výztuže s kabely plně chráněnými v plastových kabelových kanálkách a vodotěsnou úpravou kotvení. Protože navrhovaný most neobsahuje ocel, která by byla ohrožena korozi, není zde potřeba izolovat mostovku. A následně zde není třeba vozovky a římsových nosníků. Tento koncept výstavby mostů představuje přelom z pohledu udržitelnosti a trvanlivosti betonových mostů a je vhodný pro malé a střední mosty. Metoda byla použita pro návrh mostu Egg-Graben v rakouském údolí Großarl v oblasti Salzburgu. Před vlastní výstavbou mostu se uskutečnily rozsáhlé zkoušky na velkorozměrových vzorcích pro získání skutečných hodnot pro určení použitelnosti, duktility a nosné kapacity tohoto konstrukčního systému. ■ It is proposed to build concrete bridges with tendons fully encapsulated in plastic ducts and without the use of reinforcing steel. In this case the durability of the proposed bridge depends only on the durability of the concrete because corrosion is no longer a determining factor regarding the lifetime of the structure. The requirements of the serviceability and ultimate limit states are fulfilled by providing post-tensioned tendons with strands fully encapsulated in plastic ducts and watertight anchorages. Since the proposed bridge does not contain any steel, which would be endangered by material-related corrosion, there is no need for insulation to the deck. Consequently, there is also no need for pavement and edge beams. This concept of building bridges represents a breakthrough with regard to sustainability and durability of concrete bridges and is applicable to small and medium sized bridges. The method has already been implemented for the design of the Egg-Graben Bridge in the Grossarl valley in the province of Salzburg, Austria. Prior to the actual construction of the bridge, large-scale tests were performed to obtain practical values for the serviceability, ductility and load bearing capacity of this structural system.

Často se použitelnost konvenčně těsněných betonových mostů ukáže v praxi jako nejistá. Nedokonalé těsnění vede k infiltraci chloridů trhlinami do konstrukce. Pokud pod mostem prochází silnice je tu nebezpečí vnikání chloridů ze slaných roztoků rozstříkovaných ze silnice do okolí až na povrchy mostu. Vzhledem k daným zárukám na těsnost se musí mostovka opakovaně opravovat. Tyto opakované údržbové a sanační práce na mostě zvyšují jeho cenu a způsobují dopravní komplikace. Cílem projektu představeného v článku je vyvinout technologii, která zvýší očekávanou životnost betonových mostů a současně sníží četnost jejich oprav.

VÝZKUMNÝ PROGRAM

Výzkumný projekt „Předpjaté betonové mosty bez výztužné oceli, těsnění a mostovky“ byl ustaven s úmyslem zvýšit trvanlivost betonových mostů. K dosažení trvanlivějších betonových mostů jsou navrhovány nové předpoklady pro jejich výstavbu:

- most je předepnutý a nemá žádnou vnitřní klasickou betonářskou ocelovou výztuž,
- předpínací výztuž je kryta v plastovém kabelovém kanálku a je zcela kryta plastem i v místě kotvení,
- protože v konstrukci není ocel, která by byla ohrožována korozi, není třeba most dále těsnit,
- není nutné, aby asfaltová vozovka chránila izolační membránu, je možné horní části kompozitní konstrukce z vysoce kvalitního betonu přidělit funkci přímo pojižděné vozovky,
- římsa mostu tvoří integrální součást konstrukce,
- mosty krátkých rozpětí lze navrhovat i jako integrální mosty.

Během stavby se ukáží ekonomické výhody projektu v úspoře materiálů i konstrukčních prvků. Není potřeba

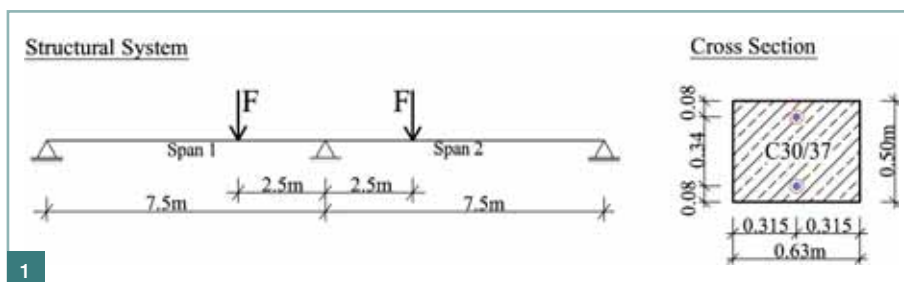
klasická ocelová výztuž, izolace, dilatační uzávěry ani mostní římsy. Zohledníme-li budoucí úspory v užívání, údržbě, stejně jako v „neomezené“ životnosti, most prokáže své velké provozní ekonomické přednosti ve srovnání s mosty konvenčních konstrukcí.

Velkorozměrové experimenty [1]

Pro ověření skutečného chování vyvíjeného konstrukčního systému a obdržení reálných vlastností konstrukce v mezním stavu použitelnosti, duktility a únosnosti, byly sestrojeny rozměrné modely (obr. 1). Při návrhu zkušebních prvků se vycházelo z požadavků návrhu mostu Egg-Graben. Rozměry předpjatého nosníku byly $15,3 \times 0,63 \times 0,5$ m (L x W x D) a rozpětí spojitě konstrukce bylo 7,5 m. Síly působily ve vzdálenostech 2,5 m od středních podpor. Pro předpětí byl použit systém s kabely chráněnými v plastových kabelových kanálkách a s plně chráněnou oblastí kotvení. Každý předpínací kabel obsahoval sedm lan průřezu 150 mm^2 pevnostní třídy 1570/1770. Prvek byl předepnut soustředně přímo vedeným kabelem, který byl jen na konečných 1,5 m odkloněn. V prvku byla použita ocelová výztuž k přenesení příčného tahového napětí v kotevní oblasti kabelů. Pro experiment byl použit beton pevnostní třídy C30/37.

Společnost, která později prováděla předpínací práce na mostě, se také podílela na výrobě zkušebních prvků, aby vzhledem k navrhovanému postupu výstavby a instalaci měřicího systému (elektricky izolované kabely) pro monitorování protikorozní ochrany získala zkušenosti už v počátku projektu.

Obr. 1 Uspořádání zkoušky ■
Fig. 1 Experimental setup



Závislost zatížení-průhyb

Zatížení (řízenou deformací) bylo postupně zvyšováno tak, aby bylo možno zaznamenat vznik a vývoj trhlin. Moment na mezi vzniku trhlin počítaný z průměrné hodnoty tahové pevnosti betonu (C30/37, $f_{ctm} = 2,9 \text{ N/mm}^2$) byl 302 kNm. První trhliny se objevily nad střední podporou, když moment v tomto místě $M_{crack, support} = -448 \text{ kNm}$ a moment ve středu rozpětí $M_{crack, span} = 363 \text{ kNm}$.

Největší pozornost byla věnována chování konstrukce s trhlínami. Zatížení bylo zvyšováno do objevení se prvních trhlin, které se začaly rozevírat nad střední podporou při zatížení silou 285 kN. Až do tohoto bodu byl vztah mezi zatížením a deformací lineární (obr. 2). Při vzniku první trhliny v oblasti střední podpory je závislost ještě znatelně lineární, ale postupně se sklon snižuje, což je způsobeno redistribucí vnitřních sil v oblasti s rozvíjejícími se trhlínami nad vnitřní podporou. Zatížení bylo dále zvyšováno až do okamžiku rozevření první trhliny ve středu rozpětí, k čemuž došlo při působící síle 420 kN. Poté už vztah zatížení-průhyb nebyl dále lineární vzhledem k trhlínám a vyššímu nárůstu deformací.

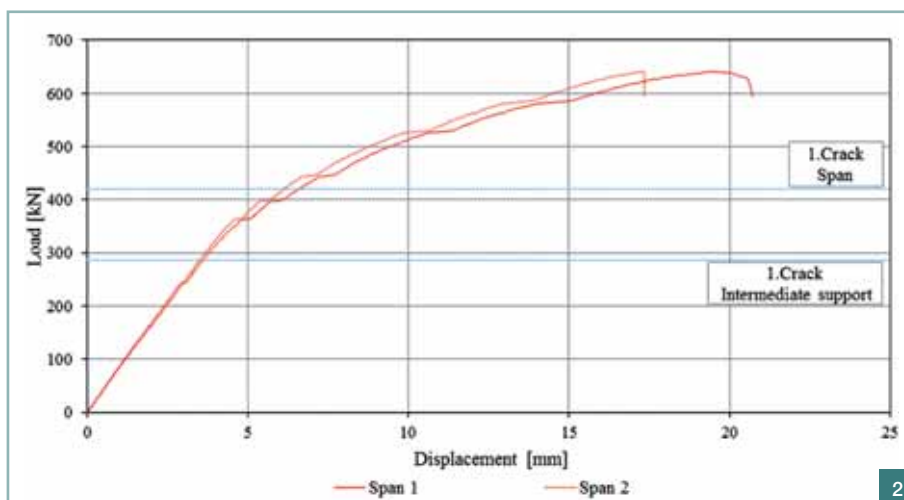
Nejvyšší dosažená úroveň zatížení byla $F = 656 \text{ kN}$ při maximálním průhybu $u_{max} = 21 \text{ mm}$, což odpovídá poměru 1/357.

Dosažení mezní únosnosti bylo signalizováno rozvojem a rozevíráním trhlin (ohybové a smykové trhliny), odprýskáváním betonu v tláčené oblasti a rychlým nárůstem deformací od nevýznamného zvýšení zatížení.

Rozvoj trhlin

První trhliny (oblast střední podpory) měly při svém vzniku šířku 0,05 mm a délku 0,1 m. Po následném zvýšení zatížení (z 285 na 420 kN) se trhliny objevily i v oblasti kolem středu rozpětí, trhliny nad střední podporou se rozevřely na šířku 0,5 mm a jejich délka narostla na 0,3 m. Trhliny, které se rozevíraly v oblastech kladných momentů měly šířku 0,05 mm a délku 0,1 m.

Mezní únosnosti bylo dosaženo při zatížení 656 kN, maximální rozevření trhliny bylo v při tomto zatížení 2 mm a maximální délka trhliny byla 0,37 m. Po dosažení mezního zatížení byla průměrná vzdálenost mezi trhlínami 0,35 m, největší 0,4 m a nejmenší 0,22 m (obr. 3). Odprýskávání betonu bylo jasně viditelné v tláčené oblasti prvku.



Poměrné přetvoření betonu a kabelů

Pro určení vztahu poměrné deformace a křivosti byly vypočítány poměrné deformace od dodatečného předpínání a vlastní váhy s modulem pružnosti $33\,000 \text{ N/mm}^2$. Měřené poměrné deformace betonu v tlakové oblasti a kabelů ukazuje obr. 4, který rovněž dává informaci o poměrných deformacích v betonu a kabelech při mezním zatížení. V tláčené oblasti v místě střední podpory je křivka lineární až do momentu -448 kNm ($\epsilon_c = -0,73 \text{ ‰}$). Tudiž nelineární křivka je výsledkem, kde maximální tlak v betonu vyjádřený poměrným přetvořením dosahuje $\epsilon_{c,u} = -4,21 \text{ ‰}$. Vzhledem k dodatečnému předpětí bylo poměrné přetvoření v kabelu $\epsilon_{p,0} = 6,1 \text{ ‰}$ a maximální poměrné přetvoření dosažené během zkoušky bylo $\epsilon_{p,u} = 10,19 \text{ ‰}$.

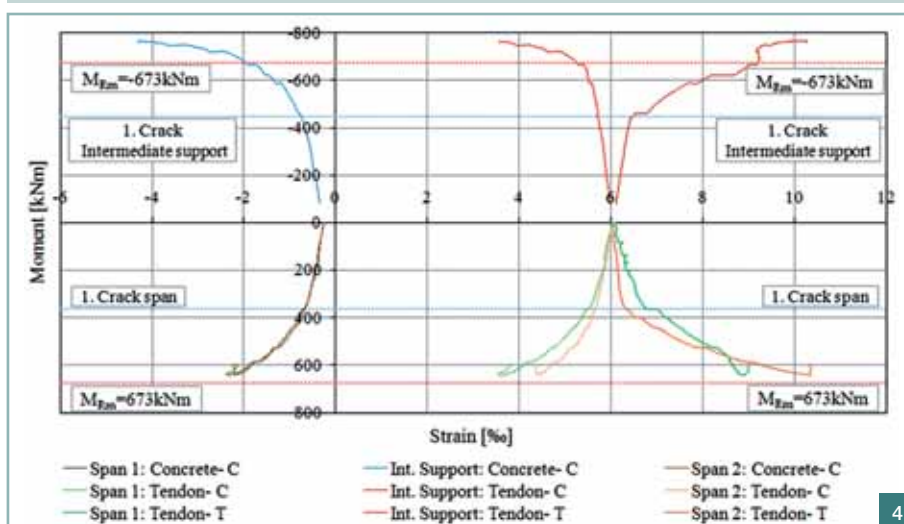
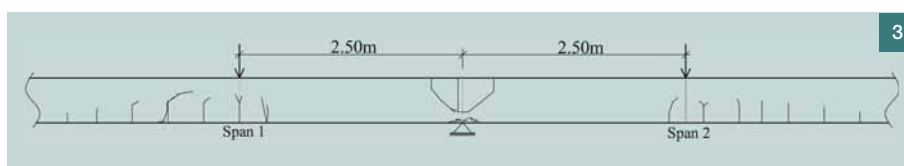
V poli byla poměrná přetvoření měřena v místech, kde byl prvek zatěžován. Tlak

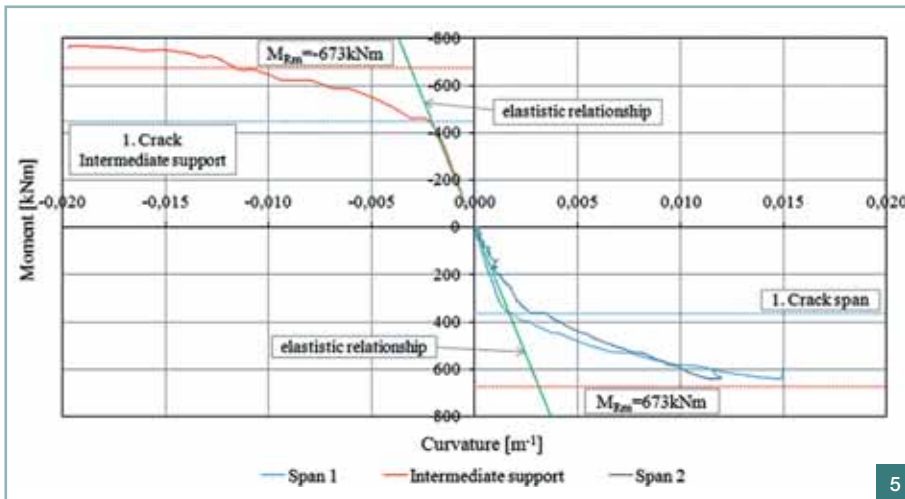
při tlačných okrajích betonového průřezu je stejný v obou rozpětích, lineární až do momentu 363 kNm s tlakovým poměrným přetvořením $\epsilon_c = -0,67 \text{ ‰}$. Maximální tlakové přetvoření $\epsilon_{c,u} = -2,29 \text{ ‰}$ bylo dosaženo při maximálním momentu 640 kNm. Přetvoření v kabelech na straně kabelů se vyvíjelo odlišně. V porovnání s polem 2 je možno vidět, že v 1. poli poměrné přetvoření narůstalo rychleji až do vzniku první trhliny. Po rozevření trhlin je patrné opačné chování. Maximální naměřené poměrné přetvoření bylo $\epsilon_{p,u} = 10,27 \text{ ‰}$. Křivky poměrného přetvoření v tlaku jsou také ukázány.

Moment-křivost

Ze závislosti moment-křivost můžeme získat představu o tuhosti prvku (obr. 5).

Křivost příčného řezu v místě vnitřní podpory se vyvíjí lineárně až do první trhliny a dobře odpovídá vypočíta-





Obr. 2 Vztah zatížení-průhyb
Fig. 2 Load-deflection relationship

Obr. 3 Obrázek trhlin při mezním zatížení
Fig. 3 Crack pattern at ultimate load

Obr. 4 Závislost moment-poměrné přetvoření
Fig. 4 Moment-strain diagram

Obr. 5 Závislost moment-křivost
Fig. 5 Moment-curvature relationship

né pružné momentové křivosti $\kappa = M/IE$ ($E_c = 33\,000\text{ N/mm}^2$). Po vzniku první trhliny je patrný významný pokles tuhosti. A opět v plně potřhaném stavu je možno sledovat téměř konstantní tuhost $EI_{(II)}$, má však hodnotu 1/9 tuhosti v nepotřhaném stavu. Maximální křivost $\kappa_{\text{max,support}} = -0,0195\text{ m}^{-1}$. Vztahy v obou polích však nejsou zcela stejné. Ve stavu bez trhlin vykazuje pole 2 větší křivost než pole 1. Po vzniku první trhliny je možno pozorovat opačné chování.

Výsledky experimentálního výzkumu

Podle popsaného systému lze realizovat konstrukce betonových mostů s výztuží odolnou korozi bez trhlin. Výnechání výztužné oceli se řídí normami jako EC2 [2, 3] a požadavky na konstrukci z hlediska použitelnosti, duktility a únosnosti mohou být prokázány experimentálně. Bylo také ukázáno, že i při použití pouze předpjaté výztuže bez dalšího vyztužení lze na úrovni mezního stavu únosnosti dosáhnout duktilního chování konstrukce. Porušení projevující se deformací, velkou šířkou trhlin a nakonec odprýskáváním betonu v tlačené oblasti, jak je požadováno pro návrhy betonových konstrukcí, bylo v dostatečné míře demonstrováno při zkouškách. Porovnání mezního zatížení dosaženého experimentálně s vypočítaným mezním zatížením ukázalo, že výpočty uvažující střední hodnoty materiálových pevností jsou v dobrém souladu s experimentálními hodnotami.

MOST EGG-GRABEN

Most Egg-Graben je prvním mostem v Rakousku, pro jehož nosnou konstrukci byla použita technologie předpětí bez dalšího vyztužení betonářskou ocelí. Most byl postaven v rámci rekonstrukce státní silnice L109-Großarl

v údolí Großarl ve Spolkové zemi Salzburgu. Partneři zúčastnění na projektu jsou uvedeni v tab. 1 a 2.

Návrh mostu

Vzhledem k nestejnorodosti skalního podloží (v oblasti mostu prochází geologická poruchová zóna, v podloží obou opěr jsou horniny různých vlastností a kontaktní plocha se nachází částečně pod jednou z opěr) a příkrému terénu bylo požadováno, aby konstrukční systém překonal údolí bez vnitřní podpěry. Bylo rozhodnuto postavit obloukový most, protože nejlépe vyhovoval daným podmínkám a požadavkům, které byly na konstrukci kladeny. Při výběru tvaru oblouku se ukázalo, že pro různé výšky oblouku vzhledem k základům dochází až k nesymetrickým deformacím konstrukce od zatížení vlastní vahou. Problém byl řešen volbou polygonálního oblouku.

Tab. 1 Účastníci projektu (výstavba)

■ Tab. 1 Project participants

Investor	Spolková země Salzburg
Dodavatel	ALPINE Bau GmbH
Předpětí	Grund- Pfahl- und Sonderbau GmbH
Výzkum	Vienna University of Technology

Tab. 2 Informace o projektu mostu (koncept a návrh)

■ Tab. 2 Project information

Projektový tým	koncept	Dipl.-Ing. Franz Brandauer Prof. Dr.-Ing. Johann Kollegger
	výpočty	Institute for Structural Engineering Vienna University of Technology
	návrh konstrukce	BauCon ZT GmbH, Zell am See
Projektová data	trvání	od září 2007 do prosince 2009
	délka mostu	50,68 m

Nebylo však možné splnit požadavek Ministerstva dopravy Spolkové země Salzburgu a navrhnout integrální most. Úvodní výpočty ukázaly, že další napětí od změn teploty a smršťování jsou příčinou velkých vnitřních sil. Pro tento projekt bylo rozhodnuto o použití elastomerových ložisek k oddělení konstrukce mostní desky a opěr.

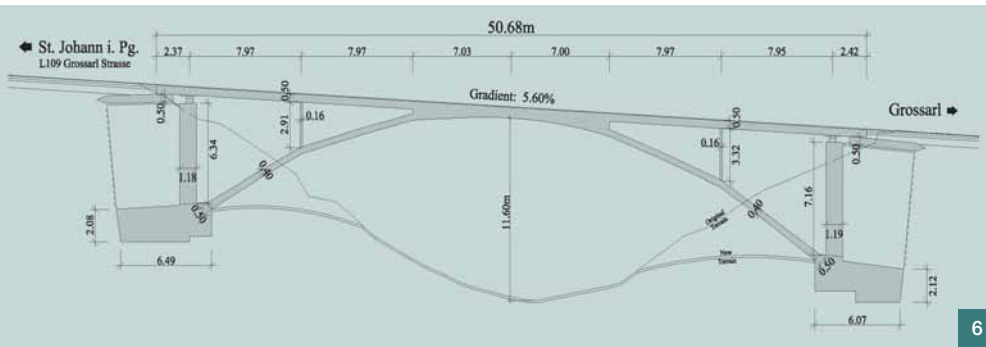
Inspirací pro návrh mostu byl most Schwandbach (1933) ve Švýcarsku [4]. Most navržený Robertem Maillartem je velmi štíhlý půdorysně zakřivený s obloukem tloušťky pouze 0,2 m a na rozpětí 37,4 m. Od roku 1984 je chráněn jako historická památka.

Popis konstrukce

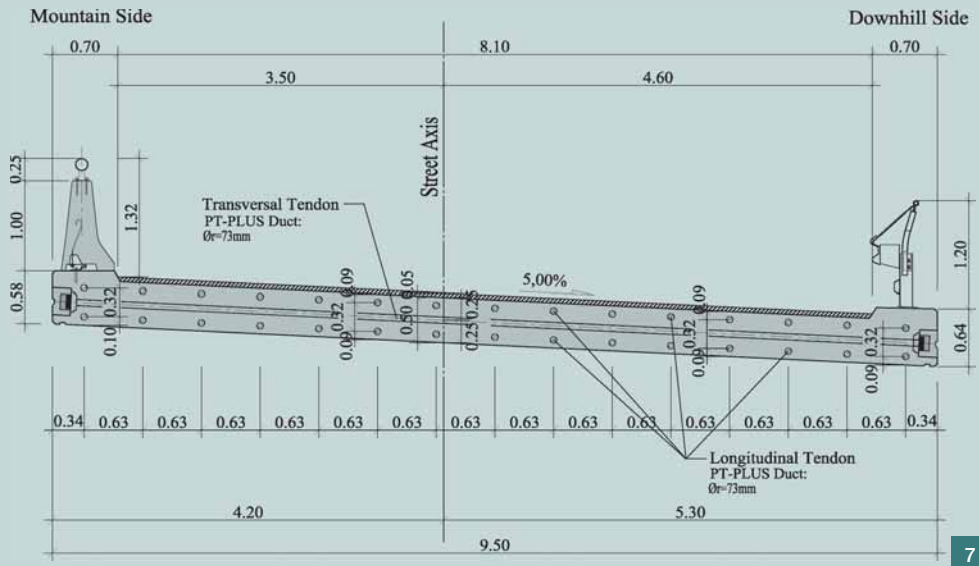
Opěry jsou pootočené k ose silnice o 30° a jsou založeny na nezvětralé skále. Přejechod konstrukce za opěrou na podloží byl vyřešen smykovými deskami připojenými ke konstrukci nerezavějící ocelovou výztuží. Most Egg-Graben byl navržen jako polygonální oblouková konstrukce (obr. 6). Podobně jako most Schwandbach je v půdorysu oblouk mostu na vyšší opěře přímý a na spodní opěru přechází v oblouku.

V místě, kde se oblouk opírá do základů opěry, má tloušťku 0,5 m, která se na prvních 3,5 m snižuje na 0,4 m a potom zůstává konstantní přes celou délku oblouku a před protějším opřením se opět rozšíří. Do oblouku se opírají dva stěnové pilíře výšky 3,25 a 3,7 m s tloušťkou 0,16 m. Pilíře se na straně po proudu směrem vzhůru mírně rozšiřují a deska mostu je přesahuje, což zdůrazňuje půdorysně zakřivení mostu.

Pro konstrukci mostní desky byla navržena spojitá předpjatá betonová deska zakřivená v půdorysu. Deska je podpírána dvěma stěnovými pilíři a uprostřed mezi nimi vrcholem ob-



6



7

louku. Výsledná konstrukce mostovky o pěti polích a se dvěma konzolami má délku $L = 2,37 + 7,97 + 7,97 + 14,03 + 7,97 + 7,95 + 2,42 = 50,68$ m v ose mostu. Obr. 7 ukazuje příčný řez mostní deskou šířky 9,5 m a tloušťky 0,5 m.

Analýza konstrukce [5]

Pro návrh mostu bylo uvažováno zatížení podle Eurokodu zahrnující individuální vlivy vlastní váhy, zatížení větrem, účinky teploty, proměnné zatížení a zatížení dopravou na mostech, upravené dle rakouské normy ÖNORM EN 1991-2 [6]. Odpovídající síly pro ná-

vrh mostu vycházejí z proměnných vlivů z hlediska provozu na silnicích. Zatěžovací model 1 (LM1) byl použit jako dopravní zatížení. Zatížení speciálními vozidly nebylo uvažováno.

Vzhledem k složité geometrii byly vnitřní síly počítány pomocí programu ve 3D s využitím metody konečných prvků. 3D model odpovídal skutečné geometrii mostu, pouze příčný sklon nebyl zohledněn. K verifikaci výsledků byl 1 m pásu mostu analyzován programem pro návrh rámových konstrukcí. Pro určení sil byl použit lineárně pružný materiálový model.

Vyztužení mostní desky

Pro zajištění bezpečnosti konstrukce a její použitelnosti byla deska předepnutá v podélném i příčném směru. Důležité je, že zde není žádná další ocelová výztuž kromě okrajů a lokálních kotevních oblastí (příčný tah). Pro oba případy byla použita nerezová ocelová výztuž (1.4571, BSt 500).

Pro podélný a příčný směr předpětí byly použity kabely 07-150 ($A_p = 1\ 050$ mm²) z předpínací oceli St 1 570 /1 770. Kabely byly vedeny v plastových kabelových kanálcích, které jsou slepeny s trvalými plastovými kryty kotev. Plastové kabelové kanálky jsou injektovány cementovou záplivkou. Počet předpínacích kabelů byl volen tak, aby analýza dekomprese pro častou kombinaci zatížení vyhověla v každém bodu mostu. Při hledání optimálního profilu kabelu bylo studováno několik možných alternativ. Nakonec bylo vybráno centrální předpětí v obou směrech. V podélném směru byly uspořádány kabely po dvou nad sebou, patnáct dvojic po 0,63 m přes šířku mostu. V příčném směru bylo uloženo 94 kabelů do vyšší části mostu po 0,5 m a ve spodní části po 0,54 m.

Byla provedena analýza mezní šířky trhlin pro mezní stav použitelnosti. Dle ÖNORM EN 1992-1-1 7.3.2 (4) [2], ÖNORM EN 1992-2 [3] a ÖNORM EN 1992-1-1 [2] není požadována žádná minimální výztuž pro předpjaté prvky, pokud při charakteristické kombinaci zatížení a charakteristickém předpětí v betonu zůstává tlak, nebo absolutní hodnota tahového napětí v betonu je menší než $\sigma_{ct,p}$. Hodnotu $\sigma_{ct,p}$ lze najít v Národní příloze. Pro použitý beton je doporučena hodnota $f_{ct,eff} = f_{ctm} = 2,9$ N/mm² (Rakousko). K zabránění vniku tahových napětí od vedlejších účinků (omezení posunů) bylo zvoleno takové uložení konstrukce, aby žádná



8



9

napětí od teploty nebo smršťování betonu nevznikala. Vybrané uložení bylo analyzováno a nosná konstrukce mostu tak nepotřebuje žádnou výztužnou ocel. Pro analýzu dle požadavků mezního stavu únosnosti byly uvažovány tři různé kombinace zatížení:

- stálé a dočasné návrhové situace
- výjimečná návrhová situace
- zemětřesení

Most stojí v seismické oblasti 1 a referenční zrychlení základové půdy v daném místě je $0,41 \text{ m/s}^2$. Výsledky výpočtu ukazují, že kombinace zatížení zahrnující seismicitu není pro návrh mostu rozhodující. Síly významné pro návrh mostu byly výsledkem základní kombinace zatížení. Ohybová analýza ukázala, že moment odolnosti M_{Rd} nosné konstrukce je větší než moment M_{Ed} od působení sil v příslušné kombinaci zatížení. Odpovídající výsledek v analýze mezního stavu únosnosti byl zajištěn pouze za působení předpětí, žádná další výztužná ocel není tedy třeba.

Analýza smykové odolnosti byla provedena porovnáním působící smykové síly V_{Ed} a smykové odolnosti V_{Rd} v důležitých řezech. Protože návrhová hodnota pro smykovou odolnost bez smykové výztuže $V_{Rd,c}$ je vyšší než působící smykové síly V_{Ed} , smyková výztuž mohla být v konstrukci vynechána.

Výstavba mostu

Stavební práce začaly na podzim roku 2008. Nezvětralá skála byla dosažena 8 m pod úroveň terénu, takže bylo nezbytné rozsáhlé odtěžení zeminy. Základy tvoří železobetonová deska ($d \times \text{š} \times t = 15 \times 5 \times 2 \text{ m}$) uložená na skále.

Práce na bednění oblouku mostu začaly následující jaro. Během betonáže oblouku bylo vynecháno místo, kde na oblouk doléhá mostovka. Propojení bylo betonováno společně s betoná-

ží mostovky. V oblasti oblouku s velkým sklonem, mezi základem a podpěrnou stěnou, bylo použito stěnové bednění, které bylo plněno samozhutnitelným betonem.

Zvláštní pozornost byla věnována uspořádání výztuže v oblouku, protože napojení na opěrné stěny bylo z nerezavějící oceli (1.4571, BST 500). K zabránění vzniku galvanické koroze [7] musel být kontakt mezi běžnou výztužnou ocelí a nerezavějící ocelí vyloučen. Pro vyztužení oblouku byla použita běžná výztuž, protože se nepředpokládá přímá kontaminace vodou s chlořidy a návrh konstrukce vylučuje vznik tahových napětí od vlastní váhy. A samozřejmě, také cena materiálu je mnohem nižší než v případě nerezavějící oceli. Samozhutňující beton byl použit i pro betonáž stěnových podpor vyztužených nerezavějící ocelí. Vzhledem k velké štíhlosti oblouku, kterou umožňovala jeho speciální geometrie, byly stavební práce vyžadovány s přesností $\pm 10 \text{ mm}$.

Po dokončení bednění mostní desky byly na ně uloženy kapsy kotev, které byly předem vyrobeny průmyslově. Pro kotvení podélných kabelů, které procházejí konstrukcí ve dvojicích nad sebou, bylo nutné je v oblasti nad opěrou uklonit, aby všechny mohly být uloženy vedle sebe. Plastové kabelové kanálky dodávané v 5 m délkách byly navařeny na požadované délky. Citlivost plastových kabelových kanálků na teplo vyžadovala zvláštní pozornost. Teplotní roztažnost kabelových kanálků byla sledována, jakmile z nich byl sestaven pravouhlý rastr pro kabely. Pro umístění a uložení kabelů do patřičné úrovně byly vyrobeny bloky z drátkobetonu, které byly umístěny pod všechna křížení podélných a příčných kabelů (obr. 8).

Maximální vzdálenost mezi podporymi kabelových kanálků byla podle doporučení [8] 0,8 m. Protože vzdálenost mezi podélnými kabely byla 0,63 m a mezi příčnými 0,5 m, bylo zřejmé, že je vhodné podepřít všechna křížení kabelů. K zajištění jednotného kontaktu mezi povrchem drátkobetonového bloku a chráničky kabelu byly použity spínací spojky. Drátkobetonové bloky byly přivázány plastovými pásky. Fixované křížení kabelů vytvořilo tuhou síť (obr. 9).

Předpínací kabely byly kabelovými kanálky provlečeny ještě před betonáží. Váha kabelů byla v rovnováze se vztlakovou silou působící na kabelové kanálky v betonu, a proto nemusely být kabelové kanálky zajišťovány proti vy-

tlačení hydrostatickým tlakem čerstvého betonu. Výztuž konstrukce mostu je tvořena 85 kg předpínací oceli na 1 m^3 betonu. Ocelová výztuž (z nerezové oceli) byla použita pouze v okrajových částech v oblastech kotvení předpínací výztuže k přenesení příčných tahových sil (obr. 10).

K omezení vlivů průběhu hydratace před začátkem předpínání byl udržován nízký vývoj teploty během hydratace. Pro snížení teploty hydratace byl použit beton C30/37(56)/BS1C/GK22/F45. Tento RRS beton (radically reduced shrinkage, podle ÖNORM B 4710 [9]) dosáhne své návrhové pevnosti za 56 dnů. Pomalejší proces hydratace, a tím i pomalejší tuhnutí a tvrdnutí, vede k nižšímu vývoji teploty. Zkrácení nosné konstrukce mostu vzhledem k nižšímu hydratačnímu teplu a menším počátečním smršťením nevedlo k vnitřním prnutím. Přispěla tomu i vhodně umístěná podpora. Pevný bod na styku oblouku a nosné konstrukce je ve středu mostu. Příznivý vliv mělo i podzimní počasí.

Betonáž nosné konstrukce včetně integrovaných krajních podélných nosníků začala 15. září v 6:45 ráno a tr-



10



11

Obr. 6 Podélný řez v ose mostu ■

Fig. 6 Longitudinal section along bridge axis

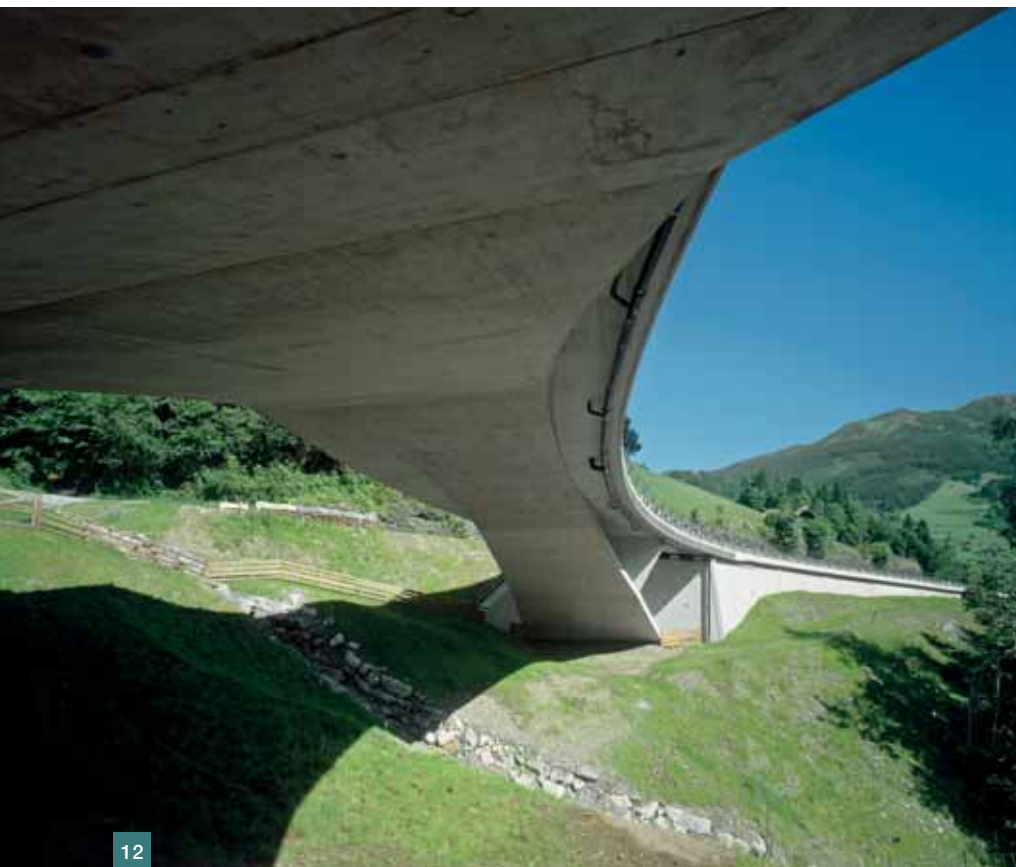
Obr. 7 Standardní příčný řez nosnou konstrukcí ■ Fig. 7 Standard section through bridge superstructure

Obr. 8 Detail podpor předpínacích kabelů ■ Fig. 8 Detail of tendon support

Obr. 9 Předpínací kabely v nosné konstrukci ■ Fig. 9 Tendons in superstructure

Obr. 10 Nerezová ocelová výztuž pro přenesení příčných tahů v kotevní oblasti ■ Fig. 10 Stainless steel reinforcement to control tensile splitting in anchorage zones

Obr. 11 Betonáž nosné konstrukce ■ Fig. 11 Concreting the superstructure



12

vala 12 h. Počasí bylo příznivé, teplota vzduchu se pohybovala mezi 5 °C ráno a 20 °C po poledni. Pro betonáž nosné konstrukce byla postavena dočasná dřevěná konstrukce. (obr. 11). Na povrch uloženého betonu byla nastříkána ochrana proti odpařování vody.

Dva dny po betonáži bylo do předpínacích kabelů vneseno 25 % celkové předpínací síly. Plná předpínací síla byla aplikována 13 dnů po betonáži. Začalo se i s předpínáním příčných kabelů. Po dokončení předpínání byly všechny kabelové kanáky vyplněny injektážní maltou. Centrická tlaková síla vnesená do konstrukce činí cca 8 N/mm² v podélném a cca 5 N/mm² v příčném směru.

Odbedňování konstrukce začalo měsíc po betonáži. Naměřená deformace konstrukce od vlastní váhy činila ve středu cca 4 mm, což odpovídalo předpokladům výpočtu. Hotový most ukazují obr. 12 a 13.

Cena mostu je 1 063 304 Eura včetně 20% DPH, tj. 2 209 Eur/m² nosné konstrukce.

13



Literatura:

- [1] Illich G.: Versuche an statisch unbestimmt gelagerten Plattenstreifen ohne Bewehrung aus Betonstahl. Master thesis, Vienna University of Technology, E212-2, 2008
- [2] ÖNORM EN 1992-1-1. Eurocode 2.: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton und Spannbetontragwerken, Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau, Nov 2005
- [3] ÖNORM EN 1992-2 Eurocode 2.: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton und Spannbetontragwerken, Teil 2: Betonbrücken- Bemessungs- und Konstruktionsregeln, Sept 2007
- [4] Eidgenössische Materialprüfungs- und Versuchsanstalt für Industrie, Bauwesen und Gewerbe – Zürich.: Versuche und Erfahrungen an ausgeführten Eisenbeton- Bauwerken in der Schweiz 1924-1937, Beilage zum XXVI. Jahresbericht des Vereins schweizerischer Zement-, Kalk- und Gips- Fabrikanten, 1937
- [5] Ambro S. Z.: Betontragwerke ohne Bewehrung aus Betonstahl. PhD thesis, Vienna University of Technology, E212-2, 2008
- [6] ÖNORM EN 1991-2, Eurocode 1.: Einwirkungen auf Tragwerke; Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken, Aug 2004
- [7] Nürnberger U.: Korrosion und Korrosionsschutz im Bauwesen. Wiesbaden, Bau-Verlag, ISBN 3-7625-3199-4
- [8] European Technical Approval ETA 06/0006.: VSL Post-Tensioning System, Post-Tensioning Kits for Prestressing of Structures, Jul 2006
- [9] ÖNORM B 4710.: Beton – Teil 1: Festlegung, Herstellung, Verwendung und Konformitätsnachweis (Regeln zur Umsetzung der ÖNORM EN 206-1), Oct 2007
- [10] Elsener B.: Monitoring of electrically isolated post-tensioning tendons, Tailor-Made Concrete Structures – Walraven & Stoelhorst, Taylor & Francis Group, London, 2008

Obr. 12 Pohled mostu, © Pez Hejduk: www.pezhejduk.at ■ Fig. 12 View of underside of bridge © Pez Hejduk: www.pezhejduk.at

Obr. 13 Pohled na dokončený most, © Pez Hejduk: www.pezhejduk.at ■ Fig. 13 View of finished bridge © Pez Hejduk: www.pezhejduk.at

Elektricky izolované předpínací kabely

Použitý systém dodatečného předpětí umožnil elektricky izolovat podélné předpínací kabely. Užití systému s kompatibilními plastovými kabelovými kanálky a plastovou ochranou kotev umožňuje nedestruktivní sledování protikorozní ochrany kabelů měřením elektrického odporu [10]. Užití elektricky izolovaných kabelů umožňuje kontrolu elektrické izolace a těsnosti plastových kabelových kanálků, a tedy usnadňuje sledování stavu předpínacích kabelů během jejich návrhové životnosti.

Pokles odporu upozorňuje na přítomnost vlhkosti uvnitř kabelového kanálku. Je to tedy možno uvažovat jako sledování stavu protikorozní ochrany předpínací výztuže. Je měřena také impedance mezi předpínacími kabely a výztužnými pruty. Protože v konstrukci není běžná ocelová výztuž, byly do konstrukce pro měření vloženy pruty z nerezové oceli. Proběhlo pět měření mostu. Průměrný normalizovaný elektrický odpor $R_{I,mean} = 7\,500\text{ k}\Omega$ ($R_{I,min} = 6\,800\text{ k}\Omega$, $R_{I,max} = 10\,000\text{ k}\Omega$). Kolísání výsledků je dáno změnami podmínek prostředí, jako jsou vlhkost vzduchu, dešťové srážky, změna teploty nebo ročního období. Hodnota požadovaná klientem byla stanovena na $R_{I,reqd} > 300\text{ k}\Omega$ (= vysoká hodnota elektrické izolace). Velmi vysoké naměřené hodnoty jsou dány těsností plastových kabelových kanálků. Na konstrukci jsou osazeny EIT měřící boxy, takže je možné provádět další měření kdykoliv v budoucnosti.

ZÁVĚR

Předpjaté betonové mosty bez ocelové výztuže dobře vyhovují požadavkům z hlediska použitelnosti a mezních stavů. Trvanlivost mostu závisí jen na trvanlivosti betonu, když koroze výztuže je vyloučena. Pro most s předpínacími kabely zcela skrytými v plastových kabelových kanálkách není třeba další ocelové výztuže. Kabely jsou dobře chráněny, a proto nejsou náchylné ke korozi. To je nová perspektiva pro výstavbu trvanlivých mostů, použitelná pro malé a střední mosty.

Výzkumné práce v Institutu konstrukčního inženýrství na Technické universitě ve Vídni probíhaly několik let s cílem zvýšit trvanlivost betonových konstrukcí. Koncept výstavby betonových konstrukcí bez výztužné oceli náchylné korozi vznikl během výzkumného projektu a ukázal se jako uskutečnitelný. Použitelnost technologie by-

la ověřována rozsáhlým experimentálním výzkumem a numerickou simulací. Investor se zájmem o inovace umožnil vyzkoušet novou technologii na konstrukci mostu Egg-Graben.

V rámci výzkumného projektu byly realizovány rozsáhlé zkoušky, které podpořily:

- Österreichische Forschungsförderungsgesellschaft mbH (FFG)
- Vereinigung der Österreichischen Zementindustrie (VÖZ)
- Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie (BMVIT)
- Land Salzburg, Abteilung 6, Landesbaudirektion, 6/23 Brückenbau
- Autobahnen- und Schnellstrassen-Finanzierungs-Aktiengesellschaft (ASFINAG)
- ÖBB Infrastruktur Bau AG, ES-Brückenbau und konstruktiver Ingenieurbau
- ALPINE Bau GmbH
- STRABAG AG, Sparte Hoch- und Ingenieurbau
- Holcim (Wien) GmbH

Za podporu všem srdečně děkujeme.

Dipl.-Ing. Dr. Johannes Berger
Vienna University of Technology
Institute for Structural Engineering
Karlsplatz 13/212-2, 1040 Vienna
e-mail: johannes.berger+e212@tuwien.ac.at



Dipl.-Ing. Dr. techn. Sebastian Zoran
Bruschetini-Ambro
formerly: Vienna University of Technology
Institute for Structural Engineering
Karlsplatz 13/212-2, 1040 Vienna
currently: Strabag AG, Wien
e-mail: sebastian.bruschetini-ambro@strabag.com



Univ. Prof., Dipl.-Ing., Dr.-Ing.
Johann Kollegger, O., M. Eng.
Vienna University of Technology
Institute for Structural Engineering
Karlsplatz 13/212-2, 1040 Vienna
e-mail: johann.kollegger@tuwien.ac.at



Konstrukce mostu byla v letos únoru na kongresu *fib* 2014 v indickém Mumbay oceněna jako mimořádná betonová konstrukce. (pozn. redakce)

Článek byl poprvé publikován (po posouzení lektory) v časopise *Structural Concrete* 12 (2011), No. 3, str. 155-163. Redakce děkuje vydavatelství časopisu *Structural Concrete* a všem autorům za souhlas s otištěním českého překladu článku v časopise *Beton TKS*.

Překlad článku prošel odbornou terminologickou korekturou.