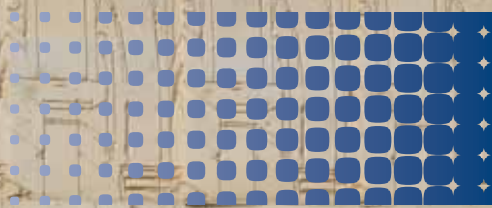


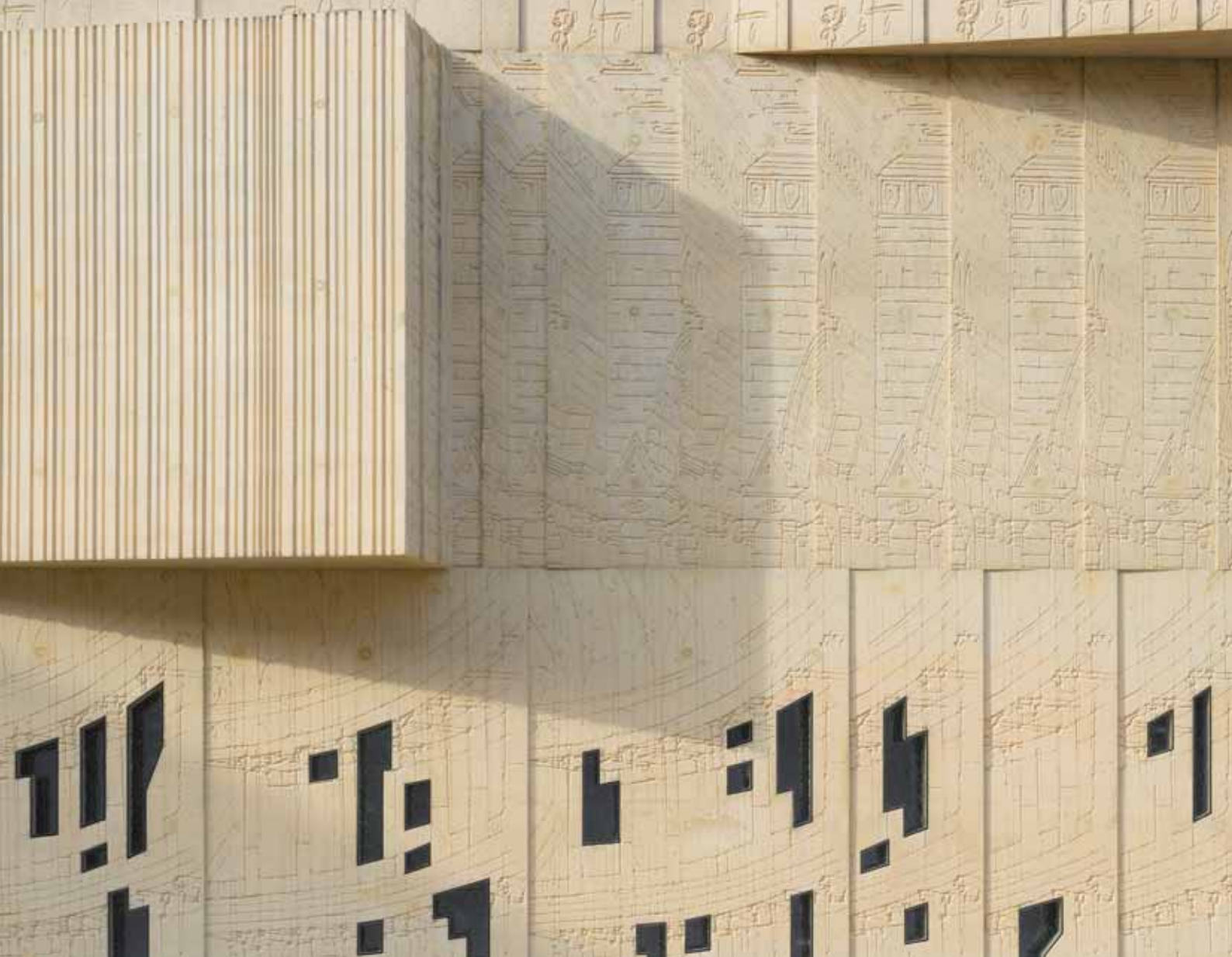
5/2015



# B E T O N

TECHNOLOGIE • KONSTRUKCE • SANACE

ŽIVOTNÍ CYKLUS  
BETONOVÝCH STAVEB



## SVAZ VÝROBCŮ CEMENTU ČR

SVAZ VÝROBCŮ CEMENTU ČR  
K Cementárně 1261, 153 00 Praha 5  
tel.: 257 811 797, fax: 257 811 798  
e-mail: svcement@svcement.cz  
www.svcement.cz

ČESKOMORAVSKÝ  
CEMENT  
HEIDELBERGCEMENTGroup

LAFARGE

Cement Hranice

CEMEX



## SVAZ VÝROBCŮ BETONU ČR

SVAZ VÝROBCŮ BETONU ČR  
Na Zámecké 9, 140 00 Praha 4  
tel.: 246 030 153  
e-mail: svb@svb.cz  
www.svb.cz



SDRUŽENÍ PRO SANACE  
BETONOVÝCH KONSTRUKCÍ  
Sirotkova 54a, 616 00 Brno  
tel.: 541 421 188, fax: 541 421 180  
mobil: 602 737 657  
e-mail: ssbk@ssbk.cz  
www.sanace-ssbk.cz, www.ssbk.cz

CBS

ČESKÁ BETONÁŘSKÁ  
SPOLEČNOST ČSSI  
Samcova 1, 110 00 Praha 1  
tel.: 222 316 173  
fax: 222 311 261  
e-mail: cbsbeton@cbsbeton.eu  
www.cbsbeton.eu

## CO NAJDETE V TOMTO ČÍSLE



### 2/ ŽIVOTNÍ CYKLUS

### 8/ OD UDRŽITELNOSTI KONSTRUKCE KE KONSTRUKČNÍ ELEGANCÍ



CELKOVÉ NÁKLADY  
PO DOBU ŽIVOTNOSTI MOSTU /14

### 36/ NOVÉ PLAVEBNÍ PROPUSTI NA ŘECE MOSELA V TRIERU A ZELTINGENU, SRN



### POKROKY V NAVRHOVÁNÍ MOSTŮ V USA S OHLEDEM NA ŽIVOTNOST /54



### ING. JAN VÍTEK, DRSC., DEVADESÁTILETÝ /58

### 30/ REKONŠTRUKCIA NAJSTARŠIEHO ŽELEZOBETÓNOVÉHO MOSTA NA SLOVENSKU V KRÁSNE NAD KYSUCOU





## ÚVODNÍK

ŽIVOTNÍ CYKLUS  
Petr Hájek / 2

## TÉMA

HODNOCENÍ ŽIVOTNÍHO CYKLU  
BETONOVÝCH KONSTRUKCÍ  
Petr Hájek, Ctislav Fiala / 3

OD UDRŽITELNOSTI KONSTRUKCE  
KE KONSTRUKČNÍ ELEGANCI  
Akio Kasuga / 8

CELKOVÉ NÁKLADY PO DOBU ŽIVOTNOSTI  
MOSTŮ  
Milan Kalný, Vladislav Vodička / 14

SPOLEHLIVOST A ŽIVOTNOST BETONOVÉHO  
KANALIZAČNÍHO POTRUBÍ – MOŽNOSTI  
VÝPOČETNÍHO MODELOVÁNÍ  
Břetislav Teplý, Richard Schejbal,  
Ladislav Řoutil, Tomáš Parkan,  
Markéta Rovnaníková / 18

VÝZVY V HODNOCENÍ STÁVAJÍCÍCH  
BETONOVÝCH MOSTŮ  
Roman Lenner, Manfred Keuser,  
Thomas Braml / 25

## SANACE A REKONSTRUKCE

REKONSTRUKCIA NAJSTARŠIEHO  
ŽELEZOBETONOVÉHO MOSTA NA SLOVENSKU  
V KRÁŠNE NAD KYSUCOU  
Peter Paulík, Michal Bačuvčík,  
Miroslav Brodňan, Peter Koteš / 30

## SOFTWARE

NOVÉ PLAVEBNÍ PROPUSTI NA ŘECE MOSELA  
V TRIERU A ZELTINGU, SRN  
Libor Švejda / 36

## VĚDA A VÝZKUM

PRÁVDĚPODOBNOSTNÍ ANALÝZA  
ZATÍŽITELNOSTI ŽELEZOBETONOVÉHO  
TRÁMOVÉHO MOSTU VE VZTAHU  
K JEHO ZBYTKOVÉ ŽIVOTNOSTI  
Jiří Doležal, Martina Šomodíková,  
David Lehký, Drahomír Novák / 38

UMĚLÉ SPÉKANÉ POPÍLKOVÉ KAMENIVO  
PRO VÝROBU LEHKÝCH BETONŮ  
Vít Černý, Magdaléna Kociánová / 44

POSOUZENÍ ÚČINNOSTI INTERMETALICKÉHO  
POVLAKU FE-ZN NA OCELOVÝCH PRVCÍCH  
S POTENCIÁLNÍ APLIKACÍ DO BETONU  
Petr Pokorný, Daniel Dobiáš,  
Vítězslav Vacek, Milan Kouřil,  
Václav Kytka / 47

STONEHENGE – NAJSTARŠIA STAVBA  
S OBVODOVÝM ŤAHADLOM  
František Hájek / 50

## NORMY • JAKOST • CERTIFIKACE

POKROKY V NAVRHOVÁNÍ MOSTŮ V USA  
S OHLEDEM NA ŽIVOTNOST  
Don Bergman, Anne-Marie Langlois,  
Carola Edvardsen / 54

## HISTORIE

ARCHITEKTURA BOHUMILA HÜBSCHMANNA:  
KONSTRUKCE A ESTETIKA  
Klára Brůhová / 60

## AKTUALITY

BLAHOPŘÁNÍ PROF. PETRU HÁJKOVI  
K 60. NAROZENINÁM / 7

MEZINÁRODNÍ KONFERENCE  
FIBRE CONCRETE 2015 / 17

NOVÁ VERZE TP 137 VYLOUČENÍ  
ALKALICKÉ REAKCE KAMENIVA V BETONU  
NA STAVBÁCH POZEMNÍCH KOMUNIKACÍ / 35

INTEGROVANÉ HODNOCENÍ  
ŽIVOTNÍHO CYKLU BETONOVÝCH  
KONSTRUKCÍ / 35

ING. JAN VÍTEK, DRSC.,  
DEVADESÁTILETÝ / 58

SEMINÁŘE, KONFERENCE A SYMPOZIA / 64

## FIREMNÍ PREZENTACE

Betosan / 13

Pontex / 15

Dlupal Software / 17

Červenka Consulting / 19

FINE / 23

Reckli / 35

Podzemní stavby Praha 2016 / 49

Moravia Consult Olomouc / 51

Construsoft / 53

Beton University / 3. strana obálky

RIB / 3. strana obálky

ČBS ČSSI / 4. strana obálky

ROČNÍK: patnáctý  
ČÍSLO: 5/2015 (vyšlo dne 14. 10. 2015)  
VYCHÁZÍ DVOUMĚSÍČNĚ

VYDÁVÁ BETON TKS, S. R. O., PRO:  
Svaz výrobců cementu ČR  
Svaz výrobců betonu ČR  
Českou betonářskou společností ČBSI  
Sdružení pro sanace betonových konstrukcí

VYDAVATELSTVÍ ŘÍDÍ:  
Ing. Michal Števula, Ph.D.  
ŠÉFREDAKTORKA:  
Ing. Lucie Šimečková

## REDAKČNÍ RADA:

prof. Ing. Vladimír Benko, PhD., prof. Ing. Juraj  
Bilčík, PhD., doc. Ing. Jiří Dohnálek, CSc., Ing. Jan  
Gemrich, prof. Ing. Petr Hájek, CSc. (před-  
seda), prof. Ing. Leonard Hobst, CSc. (místo-  
předseda), Ing. Jan Hrozek, Ing. Jan Hutečka,  
Ing. arch. Jitka Jadrníčková, Ing. Zdeněk  
Jeřábek, CSc., Ing. Milan Kalný, prof. Ing. Alena  
Kohoutková, CSc., FEng., doc. Ing. Jiří Kolisko,  
Ph.D., doc. Ing. arch. Patrik Kotas, Ing. Milada  
Mazurová, doc. Ing. Martin Moravčík, PhD.,  
Ing. Stanislava Rollová, Ing. arch. Jiří Šrámek,  
Ing. Vlastimil Šrůma, CSc., MBA, Ing. Jiří  
Šrutka, prof. Ing. RNDr. Petr Štěpánek, CSc.,  
Ing. Michal Števula, Ph.D., Ing. Vladimír Veselý,  
prof. Ing. Jan L. Vítek, CSc., FEng.

GRAFICKÝ NÁVRH: 3P, spol. s r. o.  
U Stavoservisu 659/3, 108 00 Praha 10

SAZBA: 3P, spol. s r. o.  
U Stavoservisu 659/3, 108 00 Praha 10

ILUSTRACE NA TÉTO STRANĚ:  
Mgr. A. Marcel Turic

TISK: Libertas, a. s.  
Drtinova 10, 150 00 Praha 5

## VYDAVATELSTVÍ A REDAKCE:

Beton TKS, s. r. o.  
Na Zámecké 9, 140 00 Praha 4  
www.betonTKS.cz  
Redakce a inzerce: 602 839 429  
e-mail: redakce@betontks.cz  
Předplatné (i starší výtisky): 734 159 667  
e-mail: predplatne@betontks.cz



## ROČNÍ PŘEDPLATNÉ:

základní: 720 Kč bez DPH, 828 Kč s DPH  
snižené – pro studenty a seniory  
nad 70 let: 270,- Kč bez DPH, 311 Kč s DPH  
pro slovenské předplatitele: 28 EUR bez DPH,  
32,20 EUR s DPH  
(všechny ceny jsou včetně balného a distribuce)

Vydávání povoleno Ministerstvem  
kultury ČR pod číslem MK ČR E-11157  
ISSN 1213-3116  
Podávání novinových zásilek povoleno  
Českou poštou, s. p., OZ Střední Čechy,  
Praha 1, čj. 704/2000 ze dne 23. 11. 2000

Za původnost příspěvků odpovídají autoři.  
Označené příspěvky byly lektorovány.

## FOTOGRAFIE NA TITULNÍ STRANĚ:

Muzeum architektonické kresby v Berlíně  
foto: archiv společnosti Reckli GmbH

## ŽIVOTNÍ CYKLUS



Milé čtenářky, milí čtenáři, právě jsem se vrátil z dovolené strávené společně s rodinou na obytné lodičce plavící se po kanálech Alasky. Šest členů posádky tvořily tři generace – já s manželkou, dcera se zetěm a dvě vnučky. Vymezený prostor lodi vytvářel podmínky, které při jejich respektování vedly ke spokojenému prožití příjemného společného týdne.

dovolené s mnoha zážitky pro všechny členy posádky – od nejmladších Lenky a Anetky na začátku své životní cesty až po ty, kteří jsme již daleko za její polovinou.

Konstrukce z betonu se v různých formách staví již mnoho století. Některé z nich se používají více než sto, některé dokonce i tisíce let. Existují ale i betonové konstrukce, kte-

dle metodiky stanovené v normách (ČSN EN ISO 14040 – 14049) uvažovat environmentální dopady výrobku (např. stavby) v rámci celého životního cyklu, tj. od těžby surovin potřebných pro jeho výrobu, přes jeho použití, až po ukončení funkčního využití a jeho odstranění. Pro hodnocení je důležité stanovit rozsah analýzy – tj. je třeba odhadnout předpokládanou délku životního cyklu. Pokud chceme posoudit celkovou efektivitu stavby, měli bychom uvažovat nejenom environmentální dopady, ale i náklady životního cyklu a sociální důsledky. To znamená mít na zřeteli všechny rozhodující aspekty udržitelnosti v rámci celého životního cyklu. V případě zmíněných nevyužívaných mostů je tedy třeba uvážit nejenom přímé dopady na životní prostředí (s ohledem na použitý a dále nevyužívaný materiál, ale i s ohledem na budoucí nutnost demolice), ale i nevyužití investiční náklady a nenaplněnou společenskou funkci.

Doufám a věřím, že se moje vnučky nebudou setkávat s novými torzy nevyužitých konstrukcí a že nově realizova-



Obr. 1 Opuštěné torzo dálničního mostu u obce Hulice

Obr. 2 Most přes Želivku v blízkosti Vojslavice

ré po relativně krátké době užívání ztratí svůj původní účel, jsou na konci své funkční existence a čeká je buď komplexní modernizace nebo demolice. Odhad konce životního cyklu staveb je tak zpravidla pouze pravděpodobný – stejně jako nemůžeme předem přesně odhadnout, jakého věku se dožijeme. Předpokládanou délku funkční existence konstrukce ale lze prodloužit při zajištění pravidelné údržby, oprav, případně rekonstrukce.

Nedávno jsem se byl podívat na některé mosty v rámci původně projektovaného dálničního spojení mezi Prahou a Brnem, jejichž výstavba byla zahájena za první republiky a zastavena během války. Po válce se již výstavba neobnovila a nově navržená dálnice byla trasována v některých případech v jiné úrovni a i v jiných místech. U obce Hulice tak zůstala zcela opuštěná dvě nikam nevedoucí torza dálničních mostů. Předpokládaný životní cyklus se změnil a betonové konstrukce se bez údržby pomalu vlivem působení vnějšího prostředí rozpadá. Jiný, šťastnější osud má most přes Želivku v blízkosti Vojslavice. Původní konstrukce mostu byla ponechána a nad ní byla postavena nová konstrukce mostu dálnice D1. Původní most je stále využíván jako místní komunikace. Všechny tyto mosty byly projektovány na stejnou předpokládanou životnost, přesto je jejich životní cyklus zcela odlišný.

Hovoříme-li o hodnocení životního cyklu, je třeba po-

né betonové konstrukce budou efektivně sloužit předpokládanému účelu po dlouhou dobu. To je cesta ke snižování nežádoucích environmentálních, ale i společensko-ekonomických dopadů betonových staveb. To je cesta, jak prostřednictvím realizace betonových staveb s dlouhou funkční životností přispět k udržitelnému rozvoji vystavěného prostoru.

V tomto čísle časopisu jsou uvedeny některé příklady přístupů vedoucích k zefektivňování výstavby betonových staveb s ohledem na snižování celkových environmentálních dopadů v rámci životního cyklu. Dovoluji si věřit, že v budoucnu budeme převážnou většinu betonových staveb považovat za přátelské životnímu prostředí a stavby budou kvalitně fungovat a sloužit po dlouhou dobu i dalším generacím. K tomu je ale třeba určité snahy a vůle ke změnám v přístupech k řešení problémů, zahrnujících i zodpovědné posuzování životního cyklu staveb.

Předem Vám děkuji i za budoucí generace.

Petr Hájek

# HODNOCENÍ ŽIVOTNÍHO CYKLU BETONOVÝCH KONSTRUKCÍ

## LIFE CYCLE ASSESSMENT OF CONCRETE STRUCTURES

Petr Hájek, Ctislav Fiala

Beton je vzhledem ke svým mechanickým vlastnostem, trvanlivosti, variabilitě a dostupnosti zdrojů nejvíce rozšířeným materiálem pro výstavbu budov, mostů, silnic, přehrad, tunelů apod. Posuzování environmentálních dopadů metodikou hodnocení životního cyklu (LCA – Life Cycle Assessment) tak má zásadní význam z hlediska optimalizace staveb s cílem snižování jejich negativních dopadů na životní prostředí. Provedené analýzy životního cyklu konstrukcí z vysokohodnotných betonů ukazují, že v případech, kdy jsou efektivně využity lepší vlastnosti vysokohodnotného betonu, vychází tyto konstrukce z hlediska celkových environmentálních dopadů lépe než tradiční řešení. ■ Concrete due to its mechanical properties, durability, variability and availability of resources represents the mostly widespread structural material for construction of buildings, bridges, roads, dams, tunnels etc. Evaluation of environmental impacts using LCA (Life Cycle Assessment) methodology therefore is of an essential importance from the point of view of optimisation of structures with the goal of reduction of negative total environmental impacts. Performed analyses of life cycle of structures from high performance concrete show that in cases where better properties of HPC are effectively used for the structure performance, the total environmental impact is lower comparing to traditional solution.

### VÝCHODISKA

Beton je z důvodu svých technických vlastností a možnosti téměř libovolného tvarování hojně používán pro konstrukce budov, mostů, přehrad, silnic, tunelů apod. Beton je tak po vodě nejvíce užívaný materiál a je používán prakticky v každé stavbě – i dřevostavba má zpravidla betonové základy, stejně tak ocelový nebo dřevěný most atd. Důsledkem toho stoupla světová výroba cementu ve druhé polovině minulého století 12krát [1]. Světová výroba betonu v současnosti představuje 1,5 až 3 t ročně na každého obyvatele. Je všeobecně známo, že výroba běžného portlandského cementu je energeticky náročná a je zdrojem značného množství  $\text{CO}_2$  emisí. To vše postupně vedlo k tomu, že cementářský průmysl je v současnosti zodpovědný za 5 až 7 % veškerých celosvětových emisí  $\text{CO}_2$ .

Porovnáme-li však základní stavební materiály z hlediska svázaných emisí  $\text{CO}_2$ , je zřejmé, že 1 kg betonu zatěhuje životní prostředí méně než ostatní stavební materiály. Důvodem značné environmentální zátěže od výroby cementu je tedy evidentně množství realizovaných betonových staveb a způsoby technologie výroby betonu. V důsledku velkého množství vyrobeného betonu současně narůstají náklady na dopravu a na demolice betonových staveb na konci životního cyklu.

Vývoj betonu, výrobních technologií a betonových konstrukcí v posledních dvaceti letech vedl ke kvalitativním změnám technických parametrů betonu, a tím i současně ke změnám environmentálních dopadů. Nové typy betonů mají vzhledem k optimalizovanému složení výrazně lepší vlastnosti z hlediska pevnosti, mechanické odolnosti, trvanlivosti a odolnosti vůči extrémním případům zatížení. Beton se tak postupně stává stavebním materiálem s vysokým potenciálem pro požadované snižování environmentálních dopadů a současně materiálem výhodným pro měnící se podmínky s větším výskytem extrémních případů zatížení (klimatické změny, narůstající terorismus atd.). Toto vše vy-

žaduje lepší znalosti technologických procesů a jejich vlivů z hlediska kritérií udržitelnosti v rámci celého životního cyklu.

Nový koncepční přístup k navrhování a posuzování betonových staveb by měl sledovat a posuzovat celý životní cyklus – od těžby surovin, přes výrobu složek betonu (např. cement, kamenivo, přísady, vlákna aj.), výrobu betonářské výztuže, výrobu vlastního betonu a betonových prvků, výstavbu, provozování až po demolici a recyklaci. Veškeré fáze životního cyklu – těžba surovin, doprava, výroba stavebních prvků, výstavba atd. jsou spojeny s produkcí škodlivých emisí ( $\text{CO}_2$ ,  $\text{SO}_x$  aj.) a spotřebou energie, které jsou svázány s existencí každého materiálu v konkrétní konstrukční situaci. Hodnocení životního cyklu má zásadní význam z hlediska optimalizace staveb s cílem snižování negativních dopadů staveb na životní prostředí.

### VLIV STAVEB NA ŽIVOTNÍ PROSTŘEDÍ

Negativní vlivy staveb na životní prostředí jsou dány především následujícími faktory [2]:

- vyčerpávání neobnovitelných zdrojů surovin a energie,
- znečištění a zamoření škodlivými emisemi a odpady,
- přímé negativní působení techniky na okolí (hluk, otřesy, tepelná energie aj.),
- spotřeba kvalitní vody,
- rychlejší čerpání některých obnovitelných zdrojů než je schopnost jejich regenerace,
- zastavování území při nevhodné regulaci urbanizace.

Kromě toho stavebnictví formuje zásadním způsobem vnější přírodní i vnitřní prostředí (buduje vystavěné prostředí), jehož kvalita určuje úroveň a kvalitu života lidí ve společnosti (bydlení, pracovní prostředí, zábava, školství, doprava atd.). Rozhodující kritéria a indikátory vlivů na životní prostře-

Tab. 1 Rozhodující kritéria a indikátory environmentálních dopadů [2]

■ Tab. 1 Essential criteria and indicators of environmental impacts [2]

Kritérium	Indikátor	Úroveň dopadu
potenciál globálního oteplování (GWP)	měrná produkce ekvivalentních emisí $\text{CO}_2$	globální
potenciál poškozování ozónové vrstvy (ODP)	ekvivalentní emise R-11 v závislosti na množství emisí CFC, HCFC aj.	globální
potenciál okyselení prostředí (AP)	měrná produkce ekvivalentních emisí $\text{SO}_2$	regionální
potenciál eutrofizace prostředí (NP)	měrná produkce emisí $\text{NO}_x$	regionální
potenciál tvorby přízemního ozonu (POCP)	ekvivalentní emise ethylenu ( $\text{C}_2\text{H}_4$ )	lokální regionální
spotřeba zdrojů materiálů	- podíl obnovitelných materiálů - podíl recyklovaných materiálů - podíl materiálů vyrobených v regionu - podíl materiálů s certifikátem EPD	globální regionální
spotřeba primární energie	měrná spotřeba primární energie z neobnovitelných zdrojů	globální regionální
využití obnovitelné energie	podíl vyrobené obnovitelné energie na celkové spotřebě	globální regionální
spotřeba kvalitní vody	- spotřeba pitné vody - míra využití dešťové vody	lokální regionální
využití půdy	míra využití nebo znehodnocení zemědělské půdy	lokální regionální
využití zeleně na budově a pozemku	míra zazelenění plochy pozemku a obálky budovy	lokální regionální



dí jsou uvedeny v tab. 1. Výběr kritérií pro hodnocení environmentálních dopadů se může lišit podle konkrétní situace a je předmětem inventarizační fáze posuzování životního cyklu podle metodiky LCA uvedené v mezinárodní normě ČSN EN ISO 14040 [3].

### ŽIVOTNÍ CYKLUS STAVEB A JEHO HODNOCENÍ

Každá stavební konstrukce prochází v průběhu svého života různými fázemi – od vzniku až po zánik, tj. od získávání surovin, přes výrobu stavebních materiálů a konstrukcí, výstavbu, užívání až po demolici a zneškodnění odpadů. Těžba surovin, transport, výroba stavebních prvků, výstavba, provoz objektu a další fáze životního cyklu jsou spojeny s materiálovými a energetickými vstupy a s produkcí odpadů. Při demolici objektu se opět spotřebovává určitá energie a vzniká značné množství emisí a odpadů. Některé odpady mohou být recyklovány pro další použití, některé mohou být energeticky využity, nebo jsou skládkovány s odpovídajícími negativními důsledky pro životní prostředí. To vše má vliv na životní prostředí, jako je spotřeba zdrojů primární energie a související produkce škodlivých emisí CO<sub>2</sub>, SO<sub>x</sub>, odpadů aj.

Hodnocení environmentálních dopadů v rámci celého životního cyklu tak představuje velmi komplexní multiparametrický a multikriteriální problém. Metody a modely hodnocení by měly vycházet z následujících principů:

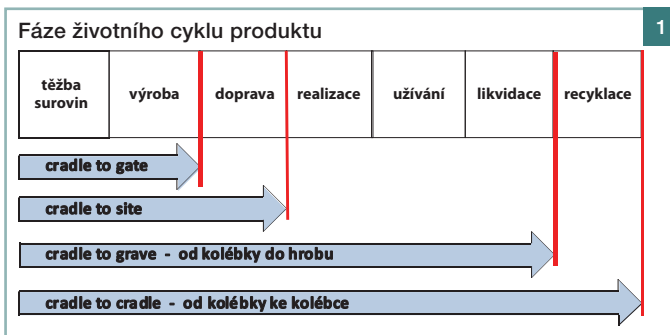
- **komplexnost** – uvažování všech podstatných součástí posuzovaného stavebního objektu a všech podstatných environmentálních kritérií,
- **časová závislost** – zahrnutí celého životního cyklu objektu,
- **pravděpodobnost** – odhad předpokládaného chování konstrukce v průběhu budoucích fází životního cyklu.

Nejvýraznější možnost, jak ovlivnit velikost celkových environmentálních dopadů stavebního objektu, je ve fázi koncepčního návrhu. Druhá, ale zpravidla menší, je v době, kdy je upřesňován technologický koncept. Je zřejmé, že je výhodné zaměřit optimalizační úsilí do počátečních koncepčních fází návrhu, kdy správnou volbou vhodného materiálového, konstrukčního a technologického konceptu integrovaného do architektonického návrhu lze dosáhnout výrazně kvalitnějšího řešení z hlediska celkových environmentálních dopadů a dalších aspektů udržitelnosti než při optimalizaci detailních fází návrhu (např. vhodná volba konceptu nosné konstrukce objektu může mít výrazně větší význam než detailní optimalizace vyztužení železobetonového průřezu).

V souladu s uvedenými principy musí být environmentální dopady staveb (stejně jako jiných průmyslových produktů) posuzovány komplexně se zahrnutím celého životního cyklu.

Metodologie posuzování životního cyklu je obsažena v souboru mezinárodních norem ČSN EN ISO 14040 až 14049 Environmentální management – Posuzování životního cyklu [3]. Na základě obecné metodologie posuzování životního cyklu byla vyvinuta celá řada výpočetních modelů a softwarových nástrojů, které se liší cílem a rozsahem analýzy, stanovením rozlišovací úrovně a podrobností systémového modelu. Některé modely jsou zaměřeny na zhodnocení environmentálních parametrů materiálů a konstrukčních prvků, některé metody na posouzení různých výrobních procesů, některé se zabývají obecnějšími aspekty udržitelnosti konstrukčních prvků a celých staveb.

Metodologie hodnocení životního cyklu podle ČSN EN ISO 14040 obsahuje několik kroků zahrnujících stanovení cílů a rozsahu, inventarizační analýzu, hodnocení dopa-



dů a interpretaci životního cyklu. Cíle a rozsah LCA studie musí být jasně definovány v souladu s předpokládaným využitím. Rozsah studie musí uvažovat všechny podstatné aspekty a kritéria.

Metodologie umožňuje uvažovat různé rozsahy analýzy: od kolébky do hrobu (cradle-to-grave) nebo pouze část cyklu zahrnující těžbu surovin a výrobu (cradle-to-gate) eventuálně včetně dopravy na místo užití (cradle-to-site). Pokud uvažujeme celý životní cyklus včetně recyklace materiálů po demolici konstrukce, pak posuzujeme celý uzavřený životní cyklus (cradle-to-cradle) [4] (obr. 1).

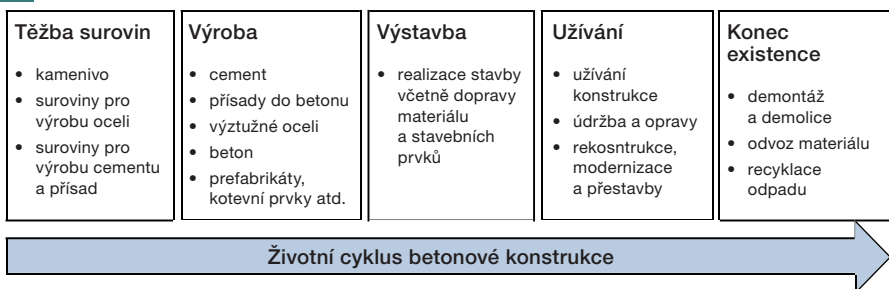
V rámci mezinárodní normalizace CEN a ISO vznikají soubory norem pro posuzování udržitelnosti staveb. Tyto soustavy norem budou postupně zahrnovat všechny součásti udržitelného návrhu – environmentální, sociální a ekonomické. V oblasti environmentálního posouzení již byly vydány normy (a v rámci TNK 149 přeloženy do češtiny) pro posuzování environmentálních vlastností a environmentálního prohlášení o produktu – EPD (např. [5] až [8]). To vytváří legislativní základ k důslednějšímu uplatňování přístupů ke snížení environmentálních dopadů staveb.

### ŽIVOTNÍ CYKLUS BETONOVÝCH KONSTRUKCÍ

Životní cyklus betonové konstrukce může obsahovat různé fáze a příslušné technologické procesy [1] v závislosti na typu konstrukce a způsobu jejího využití, zpravidla se jedná o následující (obr. 2):

- **Těžba surovin** - těžba kameniva,
  - těžba surovin pro výrobu oceli,
  - těžba surovin pro výrobu cementu a dalších přísad do betonu,
- **Výroba**
  - výroba cementu, přísad do betonu,
  - výroba výztužné oceli a dalších ocelových prvků (např. kotvení aj.),
  - výroba rozptýlené výztuže (drátků a vláken) do betonu,
  - výroba betonové směsi a betonu,
  - výroba prefabrikovaných prvků, kotevních prvků aj.,
- **Výstavba**
  - realizace betonové konstrukce na stavbě včetně dopravy materiálu, stavebních prvků a technologického vybavení pro výstavbu (např. bednění),
- **Užívání**
  - užívání betonové konstrukce v dokončené stavbě,
  - údržba a opravy,
  - rekonstrukce a přestavby,
- **Likvidace**
  - demontáž a demolice konstrukce,
  - odvoz demolovaného materiálu,
- **Recyklace**
  - recyklace stavebního odpadu pro jeho nové použití v dalším cyklu.

2



Obr. 1 Různé hranice systému pro hodnocení životního cyklu ■ Fig. 1 Different LCA system boundaries

Obr. 2 Fáze životního cyklu betonové konstrukce ■ Fig. 2 Life phases of concrete structure

Obr. 3a,b Osazování desek ztraceného bednění z UHPC ■ Fig. 3a,b Placement of precast slabs made from UHPC

3a



3b



Chování betonové konstrukce v jednotlivých fázích životního cyklu (např. míra opotřebení povrchu, nároky na údržbu a opravy poruch atd.) je dáno počáteční kvalitou betonu a úrovní provedení betonové konstrukce i ostatních navazujících částí (obvodové konstrukce, izolační vrstvy atd.) během výstavby. Vyšší počáteční náklady (ekonomické i environmentální) za účelem dosažení lepší kvality konstrukce mohou vést k nižším provozním nákladům a menší celkové zátěži životního prostředí v rámci celého životního cyklu.

Řada již provedených analýz životního cyklu konstrukcí z vysokohodnotných betonů (HPC, UHPC) ukazuje, že v případech, kdy jsou efektivně využity lepší vlastnosti vysokohodnotného betonu (pevnost, mechanická odolnost povrchu, trvanlivost atd.), vychází tyto konstrukce z hlediska hodnocení jejich celého životního cyklu často lépe než tradiční řešení. Následující kapitola ukazuje analýzu praktické aplikace ultra vysokohodnotného betonu (UHPC – Ultra High Performance Concrete) na mostovce, pro jejíž realizaci bylo využito ztraceného bednění z prefabrikovaných desek z UHPC.

### ANALÝZA ŽIVOTNÍHO CYKLU MOSTOVKY S VYUŽITÍM ZTRACENÉHO BEDNĚNÍ Z DESEK Z UHPC

Ztracené bednění z desek z UHPC bylo navrženo a aplikováno na mostovce mostu přes rychlostní komunikaci R10 u Benátek nad Jizerou (obr. 3). Vývoj ztraceného bednění probíhal za spolupráce společností Skanska, a. s., BASF Stavební hmoty Česká republika, s. r. o., Pontex, s. r. o., Kloknerova ústavu ČVUT a Fakulty stavební ČVUT.

V rámci vývoje ztraceného bednění byl optimalizován environmentální profil zkušebního tělesa desky ztraceného bednění z UHPC o rozměrech 1 670 x 1 000 mm pro konkrétní podmínky výroby v provozovně Štětí – závod Prefa, Skanska, a. s. Pro optimalizační analýzu byl použit program CONCRETE\_LCA<sup>Tool 3.0 CZ</sup> [9] sloužící k hodnocení životního cyklu železobetonových konstrukcí zahrnujícího fáze výstavby (včetně procesů výroby jednotlivých materiálů), užívá-

ní (oprava betonových povrchů) a konce životního cyklu (demontáž nebo demolice konstrukce). Při hodnocení variant betonových konstrukcí jsou z hlediska emisí sledovány kategorie dopadu: potenciál globálního oteplení – GWP (ekvivalentní emise CO<sub>2</sub>), okyselování prostředí – AP (ekvivalentní emise SO<sub>2</sub>) a tvorba přízemního ozónu – POCP (ekvivalentní emise C<sub>2</sub>H<sub>4</sub>). Z hlediska spotřeby přírodních zdrojů jsou sledovány dvě kategorie dopadu: spotřeba primární neobnovitelné energie a spotřeba primárních surovinových zdrojů (suroviny a voda).

Složení betonu vycházelo z dřívějších mechanických zkoušek mnoha variant směsí a z hlediska požadované aplikace UHPC v subtilních deskách ztraceného bednění. Dle provedených statistických měření byla zjištěna průměrná hmotnost dílce 145 kg/ks při objemu prvku ztraceného bednění 0,0605 m<sup>3</sup>/ks.

V environmentální analýze byly srovnávány varianty mostovky využívající dvou typů betonů: monolitická železobetonová konstrukce mostovky z betonu C30/37 XF2 (varianta V1) a prefamolitické konstrukce mostovky (varianta V2) se ztraceným bedněním z UHPC Tv1 a monolitická část konstrukce také z betonu C30/37 XF2. Transportní vzdálenosti jednotlivých složek betonu jsou brány dle skutečnosti pro závod Prefy Štětí, Skanska, a. s., (dílece ztraceného bednění) a betonárny Skanska, a. s., v Praze–Letňanech, Toužimská 664. Vzdálenost prefy ve Štětí od místa zabudování dílců ztraceného bednění do mostovky je 46 km, vzdálenost přepravy transportbetonu pro monolitickou část konstrukce mostovky je 30 km.

Doprava systémového bednění monolitické části konstrukce mostovky je uvažována stavební firmou ze vzdálenosti 40 km od místa stavby (Benátky nad Jizerou). Recyklační středisko, pro zajištění recyklace železobetonové konstrukce po její demolici včetně odvozu suti v rámci oprav ve fázi užívání, je v blízkosti stavby ve vzdálenosti 5 km.

V rámci cyklu užívání je pro povrchy z běžného betonu uvažováno s opravou 75 % betonových povrchů 1x za životnost nosné konstrukce mostovky (100 let). Doprava stří-

Tab. 2 Bilance vstupních dat – výstavba ■ Tab. 2 Balance of input data – construction phase

VÝSTAVBA				
Bilance vstupních dat hodnocených variant		jednotka	V1	V2
			C30/37	UHPC + C30/37
betony	beton C30/37 XF2 monolitický	m <sup>3</sup>	180,3	166,9
	beton UHPC Tv1 prefa	m <sup>3</sup>	0	13,4
složky betonu	cement CEM I 42,5 R	t	77,5	81
	písek   štěrka	t	148,7	154,1
	drcený štěrka	t	155,9	144,4
	mikrosilika	t	0	1,3
	struska	t	0	1,1
	ocelová vlákna / mikrovlákná	t	0	1,6
	příseďa, plastifikátor	t	0,13	0,12
	příseďa, superplastifikátor	t	0,54	0,97
	voda	t	31,5	31,1
ostatní	betonářská ocel (stavba)	t	26,40	26,4
	bednění   podpurná konstrukce	m <sup>2</sup>	577,3	28,6
transport	nákladní doprava dálková	tkm	17 553	20 618
	nákladní doprava místní	tkm	20 568	20 470

Tab. 3 Agregovaná data hodnocených dopadů pro celý životní cyklus obou variant ■ Tab. 3 Aggregated data of evaluated impacts within the entire life cycle of both variants

VÝSTAVBA + UŽÍVÁNÍ + KONEC ŽIVOTNÍHO CYKLU = CELKEM				
Agregovaná data hodnocených variant		jednotka	V1	V2
			C30/37	UHPC + C30/37
spotřeba primárních surovin		kg	631 398	588 409
spotřeba vody		m <sup>3</sup>	324	320
spotřeba primární energie <sup>1)</sup>		MJ	1 357 465	1 369 452
potenciál globálního oteplení   GWP		kg	154 020	152 947
okyselení   AP		g	745 394	754 258
tvorba přízemního ozonu   POCP		g	30 489	30 800

Poznámka: <sup>1)</sup> neobnovitelná primární energie

kaného betonu pro sanaci povrchu je uvažována stejná jako při výstavbě u monolitického betonu. Je počítáno s odvozem sutí do recyklačního střediska vzdáleného 5 km od místa stavby. Do stejného recyklačního střediska bude odvážena i suť při demolici konstrukce mostovky na konci životního cyklu.

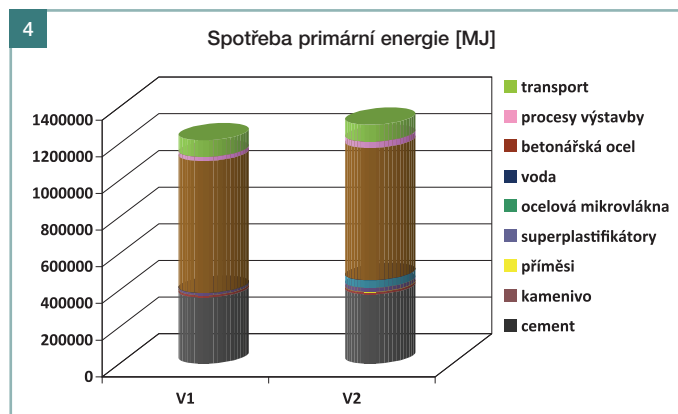
Pro jednotlivé varianty V1 a V2 byla bilancována veškerá vstupní data (dle metodiky LCA), tzn. spotřeby jednotlivých materiálů na realizování konstrukce mostovky, potřeba dopravy na transport jednotlivých materiálů a výrobků včetně bilance potřeby systémového bednění pro monolitickou část konstrukce mostovky, vše pro tři základní fáze životního cyklu konstrukce (výstavba, užívání a konec životního cyklu). Bilanční data pro fázi výstavby jsou uvedena v tab. 2.

Na základě bilance vstupních dat hodnocených variant a agregovaných dat hodnocených dopadů pro jednotlivé materiály a procesy všech fází životního cyklu jsou zpracovávána agregovaná data hodnocených dopadů pro porovnávané varianty konstrukce mostovky V1 a V2. Data jsou vyčíslena pro jednotlivé fáze životního cyklu i souhrnně pro celý životní cyklus konstrukce mostovky (tab. 3). V rámci vyhodnocení variant byla provedena podrobnější analýza hodnocených dopadů ve fázi výstavby a následně celkové vyhodnocení variant v rámci celého životního cyklu. Podrobná analýza fáze výstavby s vyčíslením příspěvků jednotlivých materiálů a procesů výstavby je pro spotřebu primární neobnovitelné energie v grafu na obr. 4.

Porovnání hodnocených variant mostovek v rámci např. kritéria spotřeby primární neobnovitelné energie a svázaných emisí CO<sub>2,ekviv.</sub> (GWP) v jejich absolutních hodnotách pro celý životní cyklus je možné v souhrnných grafech na obr. 5.

Z grafů je patrné, že obě hodnocené varianty mostovky jsou z hlediska environmentálních kritérií srovnatelné. Z grafů jsou patrné příspěvky jednotlivých fází životního cyklu k celkovým hodnotám hodnocených kritérií. Varianta V2 se ztraceným bedněním z tenkých desek z UHPC vychází lépe v hodnocených kritériích spotřeby primárních surovin, vody a v potenciálu globálního oteplení.

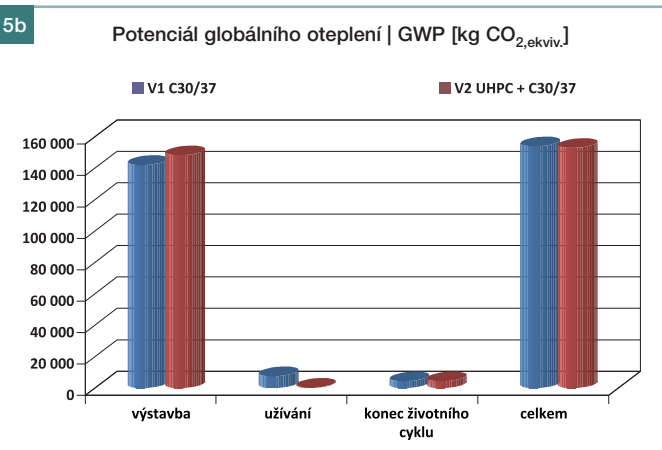
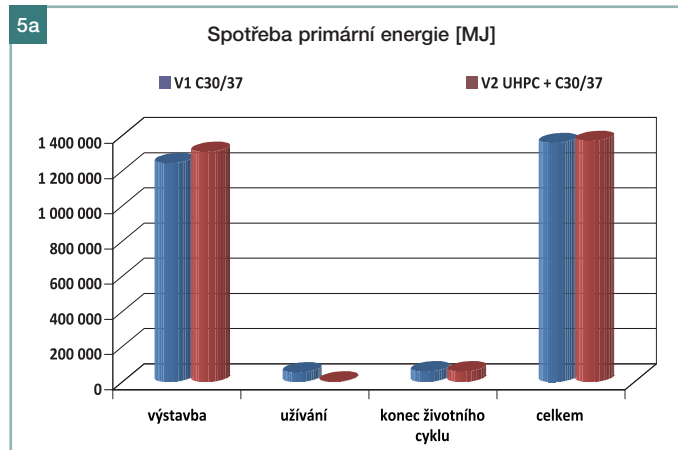
Jak již vyplynulo z vyhodnocení variant podle jednotlivých kategorií dopadů, ukazují se z hlediska hodnocených dopadů



Obr. 4 Fáze výstavba – spotřeba primární energie ■

Fig. 4 Construction phase – primary energy consumption

Obr. 5 a) Spotřeba primární neobnovitelné energie, b) potenciál globálního oteplení ■ Fig. 5 a) Primary energy consumption, b) global warming potential





dů v daném případě a při aktuálním nastavení okrajových podmínek a vah obě varianty jako srovnatelné. Jako nejvýznamnější se v daném případě jeví u varianty V2 úspora primárních surovin o 6,8 % oproti referenční variantě realizované jako monolitická konstrukce do systémového bednění, což v absolutních číslech představuje úsporu 43 t primárních surovin.

Z hlediska posuzování variant je významná výrazně lepší mechanická odolnost a trvanlivost konstrukcí z vysokohodnotných betonů, projevující se ve větší životnosti a menších nárocích na údržbu a opravy.

## ZÁVĚR

Hodnocení environmentálních dopadů v rámci celého životního cyklu prostřednictvím metodologie LCA se stává nutnou součástí projektového procesu zaměřeného na dosažení kvalitních parametrů z hlediska požadavků udržitelné výstavby. Kvalita hodnocení je závislá na dostupnosti relevantních dat. V současnosti je získávání kvalitních objektivních dat klíčovým problémem, často limitujícím proces hodnocení. Provedené studie ukazují, že při komplexním posuzování betonových konstrukcí z hledisek jejich funkčních vlastností (trvanlivost, odolnost aj.), jejich vlivu na životní prostředí a ekonomických parametrů v rámci celého životního cyklu mohou optimalizované konstrukce využívající vysokohodnotné betony vykazovat příznivější výsledky v porovnání s tradičním řešením.

Tento výsledek byl získán za finančního přispění výzkumného projektu Grant FR-TI3/732 uděleného Ministerstvem průmyslu a obchodu České republiky s využitím některých výzkumných výsledků projektu TAČR TA01010269 Aplikovaný výzkum ultra vysokohodnotného betonu (UHPC) pro prefabrikované prvky staveb. Autoři děkují za veškerou poskytnutou podporu.

## Literatura:

- [1] HÁJEK, P., FIALA, C., KYNČLOVÁ, M. Life Cycle Assessment of Concrete Structures – Step towards Environmental Savings, *Structural Concrete*, Journal of the fib, 2011, Volume 12, Number 1. ISSN 1464-4177
- [2] HÁJEK, P. Budovy a životní prostředí, In: 4. *Konference Průmyslová ekologie 2014*. Praha: Sekurkon, 2014.
- [3] ČSN EN ISO 14040–14049:1998–2001 Environmentální management – Posuzování životního cyklu, soubor norem, ČNI.
- [4] fib Bulletin 71 (2013) *Integrated Life Cycle Assessment of Concrete Structures*, State-of-the art report. ISBN 978-2-88394-111-3
- [5] ČSN EN 15643-2:2014 Udržitelnost staveb – Posuzování udržitelnosti budov – Část 2: Rámec pro posuzování environmentálních vlastností.
- [6] ČSN EN 15804:2014 Udržitelnost staveb – Environmentální prohlášení o produktu – Základní pravidla pro produktovou kategorii stavebních produktů.
- [7] ČSN EN 15942:2013 Udržitelnost staveb – Environmentální prohlášení o produktu – Formát komunikace mezi podniky.
- [8] ČSN ISO 21930:2013 Udržitelnost ve výstavbě – Environmentální prohlášení o stavebních produktech.
- [9] FIALA, C. *Optimalizace betonových konstrukcí v environmentálních souvislostech*. Praha: Nakladatelství ČVUT, 2011, s. 102. ISBN 978-80-01-04663-0

prof. Ing. Petr Hájek, CSc.  
Fakulta stavební ČVUT v Praze  
e-mail: petr.hajek@fsv.cvut.cz



Ing. Ctislav Fiala, Ph.D.  
Fakulta stavební ČVUT v Praze  
e-mail: ctislav.fiala@fsv.cvut.cz



Fotografie: 3a, b – Kamila Havlíková, Skanska, a. s.

# BLAHOPŘÁNÍ PROF. PETRU HÁJKOVI K 60. NAROZENINÁM

Neuvěřitelných 60 let slaví prof. Ing. Petr Hájek, CSc., kolega, kamarád a od roku 1996 předseda redakční rady časopisu Beton TKS.

Jeho profesní kariéra začala v podstatě již v posledních letech studia oboru pozemní stavby na Fakultě stavební ČVUT v Praze, na které plynule navázal studiem doktorským, a byla spojena především s konstrukčními systémy pozemních staveb a jejich optimalizací. To bylo téma i jeho habilitační práce. Docentem se stal v roce 1993, profesorem byl jmenován v roce 2006. Zůstal věrný Fakultě stavební ČVUT, kde v současné době zastává funkci vedoucího katedry konstrukcí pozemních staveb a od roku 2003 i funkci proděkana pro vědeckovýzkumnou činnost. Není ale jen tzv. papírovým tygrem, jako zodpovědný projektant je podepsaný pod cca třiceti projekty novostaveb a rekonstrukcí, z nichž možná nejvíc mu přirostla k srdci rekonstrukce krovu chrámu Svatého Mikuláše v Praze na Malé Straně. Působí také jako soudní znalec, a to už od roku 1986.

Od devadesátých let se Petr Hájek zapojil do aktivního prosazování principů udržitelného rozvoje, který ale nechápe jako samostatnou disciplínu, ale jako filozofii a rámec pro řešení veškerých (nejen) technických úkolů. Stál v čele týmu, který vyvinul a v roce 2010 oficiálně zavedl do praxe národní certifikační nástroj SBTool-CZ, který hodnotí komplexní kvalitu budov.

Uplatňování principů udržitelné výstavby se věnuje Petr Hájek také jako vedoucí týmu výzkumného programu Architektura a životní prostředí Univerzity centra energeticky efektivních budov (UCEEB), kde se zabývá především environmentální optimalizací betonových konstrukcí, využíváním vysokohodnotných a recyklovaných materiálů a hodnocením komplexní kvality budov a jejich konstrukcí v rámci celého životního cyklu. Tematicky sem zapadá i aktuálně pod jeho vedením řešené grantové projekty, např. projekt TAČR „Optimalizovaný subtilní skelet pro energeticky efektivní výstavbu budov“, v rámci kterého již řešitelé uplatnili několik ino-

vativních výsledků – prototypů a užitných vzorů. Systém z vysokohodnotných silikátových kompozitů směřuje do výroby a je určen zejména pro budovy navržené v pasivním až nulovém standardu.

Není možné zde vyjmenovat všechny významné počiny prof. Hájkovy, ale jistě nejde opomenout jeho pedagogické působení, kterému se věnuje s nasazením a rad. Umí totiž jako málokdo naučit své studenty systémovému přístupu k řešení problémů, který je jemu samotnému vlastní, a motivovat je například i tím, že akceptuje rozpracování jejich vlastních studií, občas velmi vizionářských. Snaží se, aby si studenti osvojili základní principy fungování stavebních konstrukcí a aby je uplatňovali, aby komplexně řešili detaily a naopak neopakovali zajetá klišé. Za přirozené považuje i vydávání skript a jiných studijních podkladů. Zodpovědně také převzal po svém otci vydávání sady učebnic Pozemní stavitelství pro studenty středních průmyslových škol.

Když se snažíme být jen ve zkratce sumarizovat odbornou činnost Petra Hájkovy včetně jeho členství v národních i mezinárodních organizacích, zapojení ve výzkumu s důstojnou řadou aplikačních výsledků včetně patentů, množství vydaných publikací a v neposlední řadě jeho nasazení pedagogické, v údivu se ptáme, jak to všechno zvládá a ještě si zachovává svůj typický optimismus a dobrou náladu, velkorysost, potřebný klid a nadhled. Odrážení hledá alespoň občas ve sportu a cestování. Nepochybně nejvíc mu ale pomáhá jeho bez nadsázky úžasná rodina, manželka a dnes již dospělá tři děti. Jenže vybudovat takové zázemí, v tom jsou také léta dřiny. On totiž už splnil chlapecký úkol: postavil dům, zasadil strom a zplodil syna.

A tak mu dnes za všechny spolupracovníky, kolegy a přátele upřímně přejeme pevné zdraví, nevyčerpatelný zdroj životní energie, nevysychající pramen nápadů a bezedný pohár dobré nálady.

Ing. Marcela Pavlíková, CSc.

# OD UDRŽITELNOSTI KONSTRUKCE KE KONSTRUKČNÍ ELEGANCI ■ STRUCTURAL SUSTAINABILITY LEADING TO STRUCTURAL ELEGANCE

Akio Kasuga

Elegance mostních konstrukcí je stejně jako římská architektura založena na kombinaci tří základních vlastností – stability, funkčnosti a krásy. Kromě toho poslední technologické inovace přispěly svou vynalézavostí a kreativitou nejen k eleganci konstrukcí, ale navíc i k jejich udržitelnosti. Konstrukce se stává udržitelnou, pokud spojuje konstrukční eleganci s kreativitou. Jaký je vztah mezi konstrukční elegancí a udržitelností? Tento článek se zamýšlí nad tím, jak realizovat elegantnější mosty. ■ As Roman architectures needed three elements, structural elegance of bridges is the combination of three elements – they must be solid, useful and beautiful. Besides, past innovations that added ingenuity and creativity to structural elegance can be considered sustainable. A structure becomes sustainable by combining structural elegance with creativity. What is the relationship between structural elegance and sustainability? This paper considers how to realize more elegant bridges.

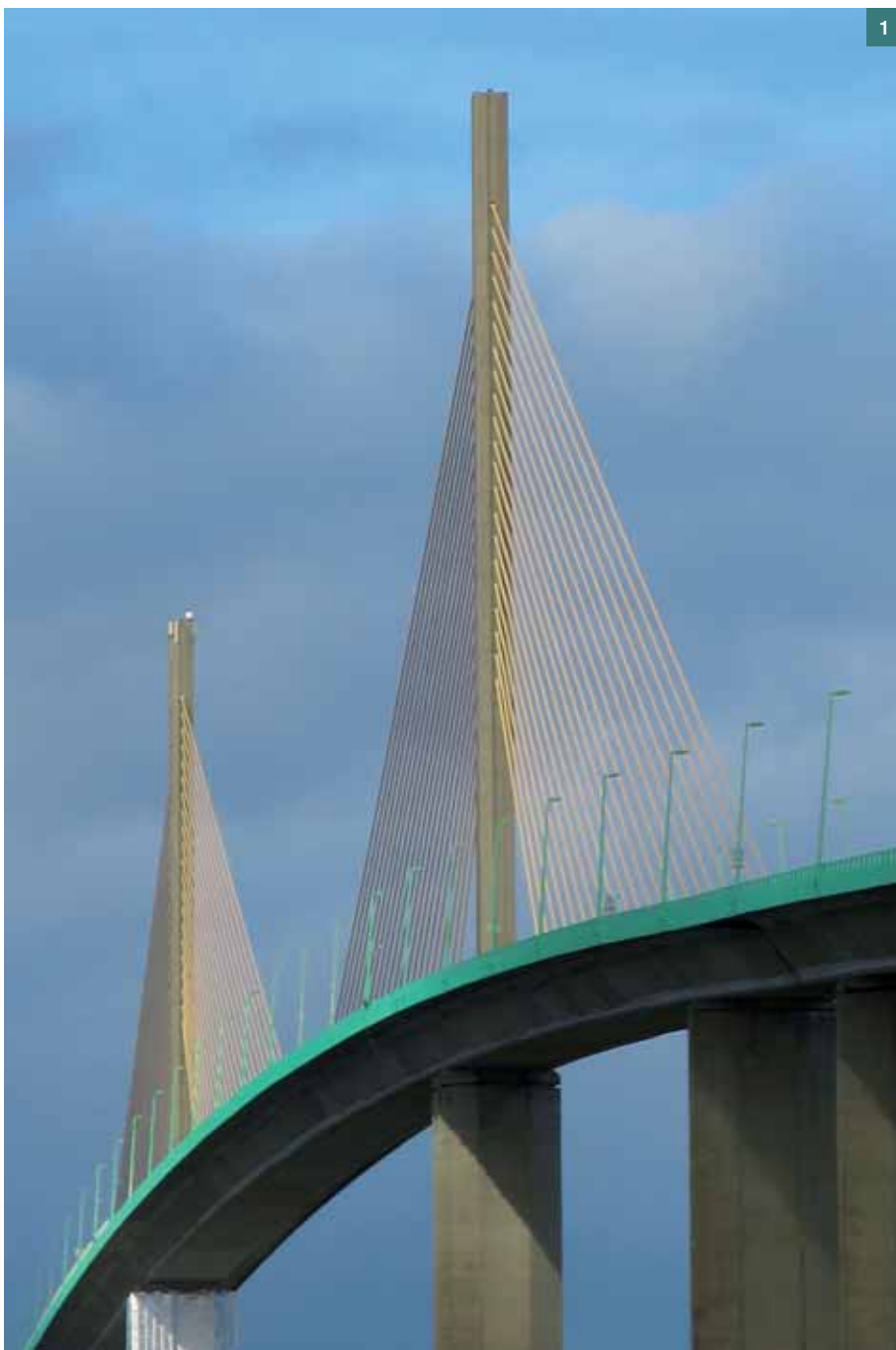
Historii mostů provází řada inovací. Nejvýznamnějšími z nich jsou zřejmě vynález drátu v 19. století a výpočty deformační metodou ve 20. století, které dramaticky zlepšily navrhování visutých mostů, a dále vynález předpjatého betonu ve 20. století.

Technologické inovace umožnily výrazně snížit množství použitého materiálu a vedly také k realizaci udržitelných konstrukcí. Příkladem inovací souvisejících s výstavbou mostů jsou Freyssinetův most Plougastel a Finsterwalderova metoda letmé betonáže.

Freyssinet navrhl už v roce 1929 betonový obloukový most o třech polích délky 190 m za 1/3 ceny v té době běžně budovaných ocelových mostů díky opakovanému použití skruže plovoucí na pontonech.

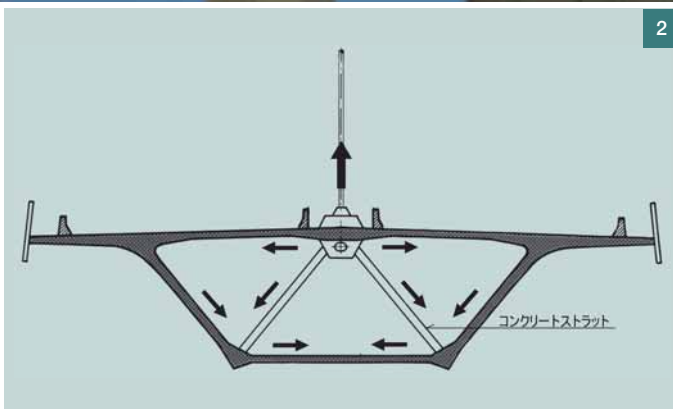
Finsterwalderova metoda betonáže letmo ve spojení s technologií předpjatého betonu významně přispěla k prodloužení betonových mostů a i v dnešní době je jednou z nejpoužívanějších metod pro výstavbu mostů.

Pojem konstrukční elegancie se týká nejen vnější krásy, ale i tak odlišných aspektů, jako je konstrukce a metoda výstavby. Technologické inovace přispěly svou vynalézavostí a kreativitou nejen k eleganci konstrukcí, ale na-



Obr. 1 Brotonnský most  
Fig. 1 Brotonne Bridge

Obr. 2 Příčný řez nosníkem  
Fig. 2 Girder cross section





víc i k jejich udržitelnosti. Jaký je tedy vztah mezi konstrukční elegancí a udržitelností? A měl by každý, kdo navrhuje mosty, hledat konstrukce, které naplňují oba tyto pojmy?

### TŘI VLASTNOSTI KONSTRUKČNÍ ELEGANCE

Tři vlastnosti architektury, které zmiňuje Vitruvius ve svém díle *Architektura*, jsou „*utilitas*“ (funkčnost, užitečnost), „*firmitas*“ (stabilita, trvanlivost, solidnost) a „*venustas*“ (krása). Lze je přenést i na mosty jako „funkční krásu“, „krásu konstrukce“ a „krásu tvaru“. Věřím, že právě tyto tři atributy v uvedeném pořadí tvoří prvky konstrukční elegance mostů. Příkladem elegantního mostu s kreativním návrhem je most Brotonne (obr. 1). Jedná se o první zavěšený most s rozpětím pole přes 300 m, s hustě rozmístěnými závěsy v jedné rovině připomínajícími membránu, který je předchůdcem pozdějších vícepolových zavěšených mostů. Konstrukce s příčným řezem hlavního nosníku (obr. 2), který není zvenjšku patrný, společně s jednoduchými samostatnými pylony a transparentním tokem vnitřních sil je neobyčejně racionálním a optimálním řešením. Jde o skutečný model konstrukční elegance. Funkční krása je pochopitelně nejdůležitější, za ní následuje konstrukční krása a posléze krása tvaru. Jako první zmiňuje konstrukční eleganci mostů Fritz Leonhardt ve své knize „*Bridges*“, která klade důraz na funkční krásu a doporučuje vhodné proporce a detaily mostů.

### FUNKČNÍ KRÁSA

Nejdůležitější funkcí silničních mostů je převádět dopravní zatížení. Věřím, že kromě toho se most musí přirozeně začlenit do okolního terénu a prostředí, což je také klíčovým faktorem funkční krásy. Nejvhodnější tvar je určován zohledněním ekonomických kritérií a mnoha dalších podmínek, jako je prostorové vedení trasy, průjezdné nebo plavební profily, délky polí atd. V poslední době se zvyšuje důraz na minimalizaci vlivu stavebních prací na životní prostředí, což může být také považováno za součást funkční krásy.

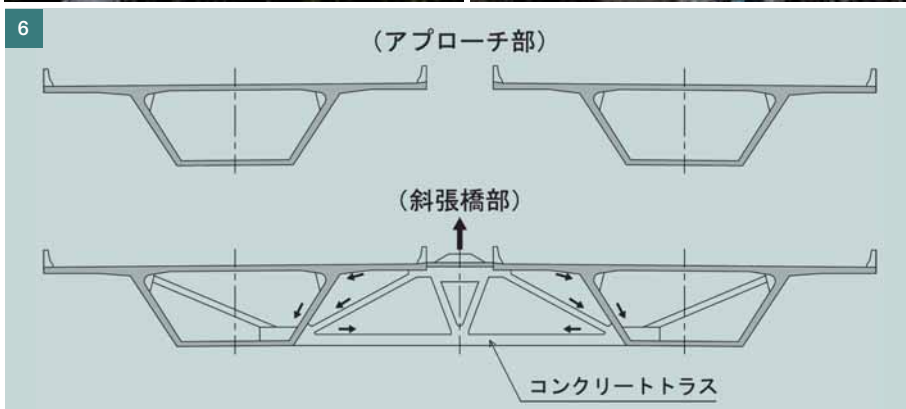
Viadukt Kochertal (obr. 3) je jedním z příkladů funkční krásy. Jedná se o trámový most na osmi pilířích s úrovní vozovky ve výšce 185 m nad řekou a s rozpětím polí 138 m, postavený na základě soutěže. Vítězný projekt, který velmi dobře zapadá do okolí, nebyl finančně nejvýhodnější. Názorně

Obr. 3 Viadukt Kochertal ■ Fig. 3 Kochertal Viaduct

Obr. 4 Viadukt Linn Cove ■ Fig. 4 Linn Cove Viaduct

Obr. 5 Sunnibergský most ■ Fig. 5 Sunniberg Bridge

Obr. 6 Most přes řeku James ■ Fig. 6 James River Bridge







to dokazuje, že je důležité, aby při návrhu nehrálo jedinou roli pouze ekonomické hledisko, ale že je potřeba respektovat i hledisko funkční krásy.

Dalším příkladem je viadukt Linn Cove ve Spojených státech (obr. 4). Tento viadukt vede národním parkem a mezi podmínkami pro výstavbu měl zhotovitel i udělení pokut za kácení stromů. Metoda výstavby proto eliminovala potřebu výstavby přístupových cest, včetně těch, které by vedly k patkám mostu. Veškeré stavební práce byly vykonávány z vrchní části mostu a most byl postaven prakticky bez jakékoli škody na území národního parku. Za důležitý aspekt funkční krásy proto považují soulad funkčnosti a harmonie s okolím.

## KRÁSA KONSTRUKCE

Konstrukční krása je ten nejsnáze pochopitelný prvek. Je to výsledek rozumného návrhu konstrukce a zohlednění jednoduchého toku sil. Typickým příkladem je most Sunniberg ve Švýcarsku (obr. 5). Pilíře jsou velmi štíhlé díky použití předpjatých betonových konstrukcí pro pylony a příčníky. Půdorysně zakřivená mostovka je vetknutá do opěr s využitím horizontálního klenbového efektu.

Příčný řez dříve uvedeného mostu Brotonne je také dobrým příkladem konstrukční krásy. Přenesení diagonálních tahů od závěsů do stěn nosné konstrukce pomocí příhradové konstrukce místo příčníků umožnilo zjednodušení výstavby a snížení hmotnosti konstrukce. Jean Muller později použil příhradovou konstrukci u mostu přes řeku James v USA, kde použil extrémní způsob přenosu sil mezi závěsy a nosnou konstrukcí. Jedná se o zavěšený most přes řeku s použitím prefabrikovaných segmentů. Byl použit stejný příčný řez segmentů v krajních polích a v zavěšené části mostu, kde jsou dva segmenty spojeny prefabrikovanou příhradovou konstrukcí zajišťující roznos sil (obr. 6). Ačkoliv se jedná o metodu zcela v souladu s teorií konstrukcí, navržení tohoto konceptu v uvedeném rozsahu je složité a současně i velmi kreativní.

Konstrukční krása je transparentní ve svém toku sil a vyžaduje důvtipnost v přenosu sil nejkratšími cestami tak, aby nevznikaly nadbytečné ohybové momenty a smykové síly. Z pohledu inženýra-mostaře se může konstrukční filozofie a koncepce odvodit z konstrukční krásy bez potřeby dalšího vysvětlování. Konstrukční krásu nelze oklamat.

## KRÁSA TVARU

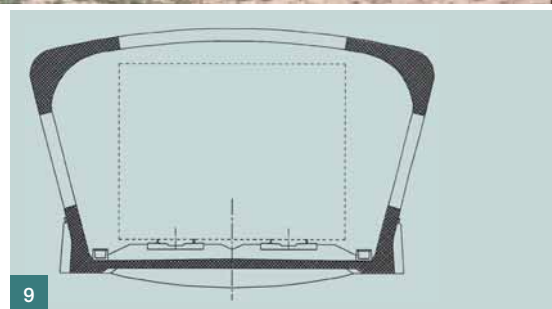
Mohlo by se zdát, že mluvíme-li o konstrukční eleganci, v úvahu je brána pouze krása tvaru, přestože tento atribut má v nejlepším případě podpůrnou roli a základem konstrukční ele-



Obr. 7 Most přes Iseru  
Fig. 7 Isere Bridge

Obr. 8 Most přes řeku Ebro  
Fig. 8 Ebro River Bridge

Obr. 9 Příčný řez nosníkem  
Fig. 9 Girder cross section



gance je dříve diskutovaná funkční a konstrukční krása. Základní myšlenkou je, že tvar může být vysvětlen působením konstrukce. Existují dva přístupy – první, kdy hlavní projektant má ve své gesci všechny tři elementy (např. ve Španělsku), a druhý, kdy odpovědnost za krásu tvaru má v kompetenci architekt specialista (např. ve Francii). Dobrymi příklady rozdílnosti obou přístupů jsou viadukt Isere ve Francii (obr. 7) a most přes řeku Ebro ve Španělsku (obr. 8).

Viadukt Isere je výsledkem spolupráce hlavního projektanta a architekta, kdy tvar pylonu a způsob ukotvení lan spadá do kompetence architekta. Radiální uspořádání lan je konstrukčně nejvýhodnější, ale je složité na sestavení. Je zde patrné estetické řešení ukotvení lan na vrcholu pylonů. Aby bylo dosaženo požadovaného tvaru, byly vytvořeny desítky modelů.

Most přes řeku Ebro je vysokorychlostní železniční most s maximálním rozpětím pole 120 m a požadovanou podjezdnou výškou pod nosnou konstrukcí. V tomto případě je nasnadě řešení s využitím spojitého nosníku komorového průřezu (obr. 9). Nosné prvky elektrického vedení jsou využity jako zavětrování k omezení příčné deformace stěn. Vyříznutím kruhových otvorů ve stojinách došlo k odlehčení konstrukce, ke snížení tahu i tlaku a zamezilo se plýtvání. Nakloněním stojin lehce ven bylo dosaženo odpovídající tuhosti v horní části trámu a zároveň byl zajištěn dostatečný prostor pro ukotvení předepjaté výztuže. Tak bylo dosaženo ideálního stavu – vše, co se týká tvaru, má zároveň i konstrukční význam.

Krása tvaru závisí na osobních preferencích a je samozřejmě velmi subjektivní. Na rozdíl od funkční a konstrukční krásy, které rozumí mostní inženýři bez rozdílu národnosti, krásu tvaru ovlivňuje individuální vnímání každého jedince a klimatické podmínky. Smysl pro krásu se tříbí tím, že se člověk s krásou intenzivně setkává v největší možné míře. Nicméně zdravé konstrukční citění je hlavním předpokladem pro kultivaci tohoto smyslu.



10 11



### KONCEPT UDRŽITELNOSTI KONSTRUKCE

Konstrukce a postupy výstavby použité u Freyssineta-va mostu Plougastel a mostu Brotonne Jeana Mullera byly ve své době optimálním řešením a kreativita jejich řešení nás oslovuje i dnes, aniž by ztratila cokoliv ze své svěžesti. Jak je to možné? Jsem přesvědčen, že ze všech tří atributů konstrukční elegance jsou v těchto stavbách nepřehlédnutelně obsaženy funkční a konstrukční krása. V případě mostu Plougastel byla výstavba obloukového mostu zjednodušena opakovaným použitím skruže na pontonech, což významně snížilo stavební náklady. U mostu Brotonne bylo možné postavit široký zavěšený most s lehkou jednokomorovou mostovkou a jednou rovinou závěsů díky použitím přenosu sil ze závěsů do stěn prostřednictvím betonových táhel. Hlavním faktorem bylo kreativní využití zcela nových a originálních postupů. Uplatněné konstrukční metody minimalizují environmentální zátěž, používají minimum materiálů, a mají proto i minimální náklady. Jinými slovy, jsou udržitelné. Z tohoto všeho docházím ke konceptu „udržitelnosti konstrukce“, definovanému jako snaha o konstrukční eleganci se zapojením kreativity již ve stadiu návrhu konstrukce tak, abychom realizovali udržitelný stavební objekt.

Pokud jde o tři aspekty udržitelnosti, minimální dopad na životní prostředí prospívá environmentálnímu aspektu, minimální potřebná údržba aspektu sociálnímu a minimální náklady na životní cyklus aspektu ekonomickému. Abychom tohle vše mohli realizovat, je nezbytný správný návrh a kreativní stavební postup. Představitost a vnímání časových souvislostí jsou nutné, abychom mohli předvídat degradaci stavby v čase. Konstrukce je během svého života udržována opravami a zesilováním, nicméně existuje ještě alternativní možnost, kdy je konstrukce navržena tak, že má sice vyšší vstupní náklady, ale za celý svůj životní cyklus potřebuje jen absolutní minimum nákladů na údržbu. Tyto faktory ovlivňuje projektant spolu s investorem při konzultacích zohledňujících nejnižší náklady na životní cyklus (LCC). Kreativita využitá pro dodržení vstupních nákladů za účelem minimalizace nákladů na údržbu vede i k udržitelnosti konstrukcí.

### KONSTRUKČNÍ ELEGANCE A UDRŽITELNOST KONSTRUKCE

Kombinace konstrukční elegance a kreativity je podmínkou pro udržitelnou konstrukci. Následuje několik příkladů konstrukční elegance mostů v Japonsku, které přispěly k environmentálním, sociálním a ekonomickým aspektům udržitelnosti.

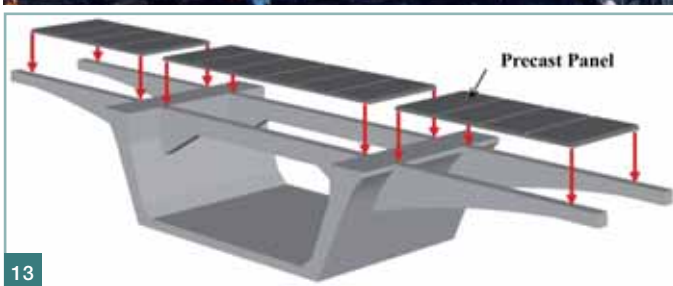
Obr. 10 Motýlková stěna ■ Fig. 10 Butterfly web

Obr. 11 Most Takubogawa ■ Fig. 11 Takubogawa Bridge

Obr. 12 Viadukt Furukawa ■ Fig. 12 Furukawa Viaduct

Obr. 13 Sestava příčného řezu ■ Fig. 13 Structural composition

Obr. 14 Viadukt Okegawa ■ Fig. 14 Okegawa Viaduct





## Most s „motýlkovými“ stěnami nosníků

V Japonsku se staví nový typ mostů nazývaný „Butterfly Web Bridge“. Panely použité pro stěny hlavního nosníku jsou ve střední části zúženy tak, že svým tvarem připomínají motýlí křídla (obr. 10). Prefabrikované předpjaté panely tloušťky 150 mm byly vyrobeny z drátkobetonu s pevností 80 MPa bez betonářské výztuže. Volný prostor uvnitř nosníku usnadňuje údržbu. Poprvé byl tento způsob výstavby použit u mostu Takubogawa (obr. 11), další viadukt byl nedávno dokončen a ve výstavbě jsou i dva dálniční mosty. Zjednodušeným stavebním postupem je možno zkrátit dobu výstavby. Navíc lehká vrchní stavba a menší množství spotřebovaného materiálu činí konstrukci udržitelnou a v porovnání s běžně používanými komorovými nosníky může být snížena produkce CO<sub>2</sub>. Technologie „motýlkových“ stěn nosníků umožňuje realizovat nekovový most použitím vláknobetonu v horní a spodní desce a předpínacích kabelů z aramidových vláken.

## Prefabrikovaná segmentová konstrukce s průřezem ve tvaru U

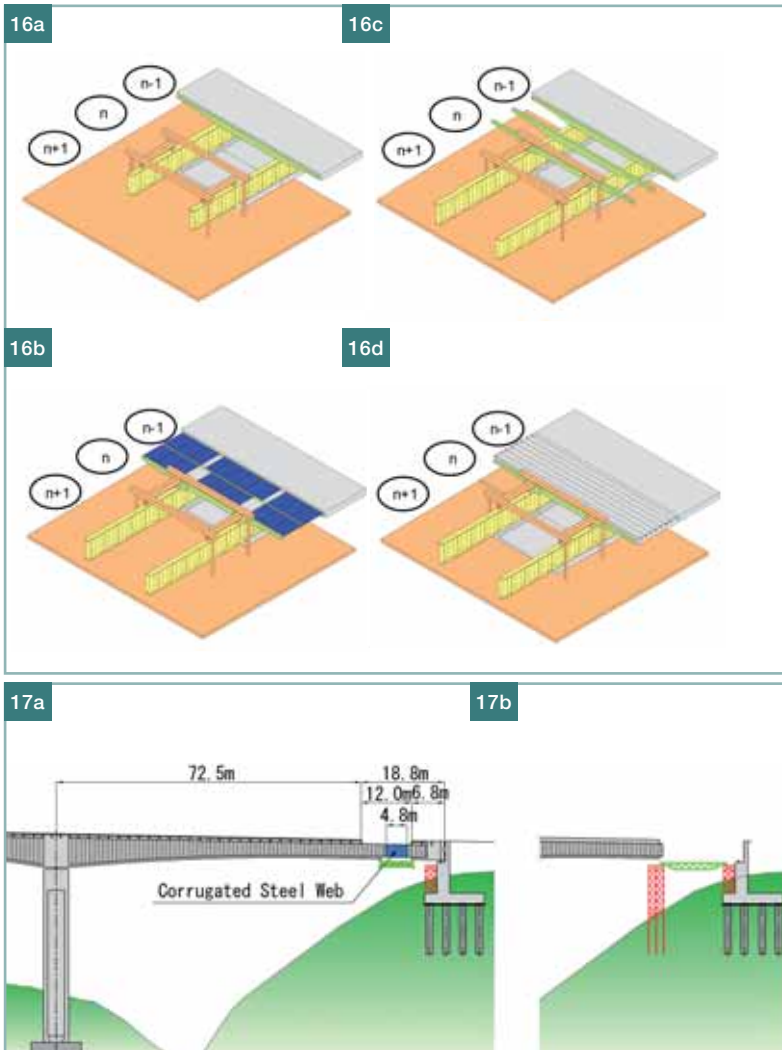
Viadukt Furukawa je mostem, který byl montován postupně po polích ze segmentů s průřezem ve tvaru U s žebry (obr. 12). Po dokončení pole byla horní deska vyrobena z monolitického betonu. Použitím lehčích segmentů byly zmenšeny nároky na montáž a dopravu. Protože výztuž horní desky je spojitá, bez spár mezi jednotlivými segmenty, celková únosnost mostu byla zvýšena a v porovnání s běžnou segmentovou konstrukcí byla spotřeba betonářské výztuže nižší (obr. 13). Tento viadukt může být považován jako udržitelné řešení i proto, že při obrácení postupu výstavby lze nahradit horní desku, což by nebylo možné u obvyklého průřezu. Příkladem uplatnění této metody a metody panelů ve tvaru motýlích křídel je viadukt Okegawa (obr. 14). V případě betonových mostů je pro vytvoření udržitelné stavby nutná významná redukce hmotnosti. Kreativní metody, které toto umožní, jsou základem udržitelnosti konstrukcí.

## Unikátní konstrukce mostů se stěnami nosníků z vlnité oceli

V Japonsku existuje více než 150 mostů využívajících stěny z vlnitého plechu. U téměř dvaceti z nich byla použita metoda, která využívá během výstavby nosníky z vlnitého plechu (obr. 15). Doba výstavby je v porovnání s běžným způsobem pomocí betonážního vozíku kratší, protože stavební práce probíhají současně na třech místech – montáž stěn nosníků z vlnitého plechu, betonáž spodní a horní desky (obr. 16). Tato metoda byla použita při výstavbě mostu Akabuchigawa, což umožnilo výstavbu krajního pole přes strmé údolí bez použití dočasných podpěr (obr. 17). Technologie, která umožní zachování okolního prostředí pokud možno nenarušeného, je výsledkem koncepce udržitelnosti konstrukce.

## Konstrukční metoda využívající visutých konstrukcí

Unikátní metoda podvěšování, vyvinutá v průběhu více než dvaceti let, umožňuje realizovat účelnou konstrukci jednopolevého spřaženého mostu nebo nosníku s vnějším předpětím. Ocelové prvky s betonovou mostovkou jsou u těchto staveb sestavovány na visutých kabelech. Během výstavby zachycují zemní kotvy horizontální síly od visutých kabelů. Po dokončení mostu jsou tyto síly převedeny na samokotvený systém a působí jako předpínací síly mostovky. Prvním příkladem dálničního mostu, kde byla použita tato technologie, je most Seiun (obr. 18). Další most Seishun (obr. 19) byl postaven technolo-



Obr. 15 Most se stěnami z vlnitého plechu ■ Fig. 15 Corrugated steel web bridge

Obr. 16 Postup výstavby: a) pohyb vozíku, b) uložení prefabrikovaných filigránů, instalace výztuže a předpětí v horní desce, c) montáž stěn z vlnitého plechu a instalace prefabrikovaných žebří horní desky, d) betonování horní a dolní desky ■ Fig. 16 Construction sequence: a) traveller moving, b) erection of corrugated steel webs and installing top slab precast ribs, c) placing precast panels, assembling re-bars and tendons of top slab, d) casting concrete of top and bottom slab

Obr. 17 Výstavba krajního pole: a) udržitelná výstavba, b) standardní výstavba ■ Fig. 17 Construction of side span: a) sustainable construction, b) ordinal construction

Obr. 18 Most Seiun ■ Fig. 18 Seiun Bridge

Obr. 19 Most Seishun ■ Fig. 19 Seishun Bridge



18



19



gíí nosníku s vnějším předpětím nad další řadou visutých kabelů. Primární lana jsou využívána pro přenesení tíhy mostovky a sekundární předpínací kabely jsou používány ke kompenzaci deformace za provozu. Jednopolový spřažený most nebo nosník s vnějším předpětím může být postaven bez dočasných podpěr nebo skruže, vyžaduje méně výkopových prací než jiné typy mostů a lze tak minimalizovat dopad stavby na životní prostředí. Použití této metody k přemostění hlubokého údolí přináší výhody nejen z hlediska nákladů na výstavbu, ale i z hlediska udržitelnosti.

#### ZÁVĚR

J. E. Breen z Texaské univerzity ve svém příspěvku na Sympoziu *fib* 1999 varoval, že „omezené mozky a omezující pravidla dusí tvořivost“. Švýcarský projektant mostů J. F. Klein na Sympoziu *fib* 2004 vyslovil pochybnosti nad podstatou projektování, když poukázal na obrovský rozdíl mezi Maillartovým původním statickým výpočtem mostu Salginatobel a současným statickým výpočtem pro navržené zesílení stejného mostu.

Dřívější inovace jsou produktem časů, kdy nebyl k dispozici ani sofistikovaný software, ani dnes dostupné specifikace. Projektanti přemýšleli o tom, jak zajistit bezpečnost pomocí analytických technik využívajících manuální výpočty. Jejich projekty i po mnoha letech stále plní své funkce. Jak se

technologie stále vyvíjí, přijde čas, kdy projektanti budou moci přesně předpovědět životnost mostů, což ovšem neznamená, že tyto mosty budou také elegantní. Vysoce kreativní objekty se stále objevují i v moderní době a inspirují nás. Musíme stále cvičit naši kreativitu a rozvíjet výstavbu mostů, třeba i malými kroky.

Konceptu konstrukční elegance a udržitelnosti konstrukcí popsaným v tomto článku je možné porozumět kvalitativně, v současné době je však není možné vyjádřit kvantitativně. Tyto techniky bude nutno rozvíjet v budoucnosti a jistě se stanou motivačním nástrojem pro projektanty. Stejně jako v minulosti bude vývoj materiálů a konstrukčních postupů vždy napřed před specifikacemi. Pouze přímí účastníci tohoto vývoje budou schopni uvolnit svou kreativitu tak, jako průkopníci před námi. Je jen na nás, abychom s vidinou a cílem konstrukční elegance byli schopni postavit opravdu elegantní most v jakékoli době.

Akio Kasuga

Sumitomo Mitsui Construction Tokyo, Japonsko

e-mail: akasuga@smcon.co.jp



Tento článek byl napsán pro konferenci IABSE, Nara, 2015.

Redakce děkuje autorovi za laskavý souhlas s českým přetiskem.

# BETOSAN®

DRŽITEL CERTIFIKÁTU ČSN EN ISO 9001 A 14001



**alternativa,  
kterou oceníte**

## Materiály na bázi syntetických pryskyřic

**PENETRAČNÍ EPOXIDOVÉ NÁTĚRY  
NÍZKOVISKÓZNÍ KOMPOZICE PRO NÁŠLAPNÉ  
VRSTVY  
KOMPOZICE A PLNIVA PRO VÝROBU  
PLASTMALT A PLASTBETONŮ  
EPOXIDOVÁ LEPIDLA A PRYSKYŘICE  
PRO APLIKACI V NÁROČNÝCH PODMÍNKÁCH  
INJEKTÁŽNÍ SYSTÉMY NA POLYURETANOVÉ  
BÁZI**

**www.betosan.cz**

**OBCHODNĚ-TECHNICKÁ KANCELÁŘ**

**Nová cesta 291/40 tel./fax: 241 431 212**

**140 00 Praha 4**

**e-mail: praha@betosan.cz**

# CELKOVÉ NÁKLADY PO DOBU ŽIVOTNOSTI MOSTU

## OVERALL COSTS DURING THE LIFE CYCLE OF THE BRIDGE

Milan Kalný, Vladislav Vodička

Dopravní infrastruktura představuje velkou kapitálovou investici, kde mosty představují nejzranitelnější prvek. Jak mosty stárnou, zhoršení jejich stavu způsobené silným provozem a agresivním prostředím se stává stále významnějším, což má za následek vyšší četnosti oprav a případně sníženou únosnost celé trasy. V mnoha zemích se pro výběr návrhů projektů a management oprav mostů využívá porovnání alternativ na základě minimálních celkových nákladů, přičemž se uvažuje řada faktorů, včetně počáteční investice, kvalitativních podmínek, únosnosti, rychlosti opotřebení, vlivu na provoz, životnosti prvků i jejich oprav a zbytkové životnosti konstrukce. ■ Transport infrastructure represents a large capital investment where bridges constitute the most vulnerable element. As bridges age, deterioration caused by heavy traffic and aggressive environment becomes increasingly significant and results in higher frequency of repairs and possibly reduced load carrying capacity of the route. In many countries, both selection of technical proposals and management of bridge repairs exploits evaluation of alternatives based on minimum overall costs, taking many factors into account including initial investment, quality conditions, load carrying capacity, rate of deterioration, effect on traffic, life of the elements including their repairs and the residual life of the structure.

Při klasickém zadávání nového projektu stojí investor a jeho projektant před závažným rozhodnutím jakou alternativu mostu vybrat k realizaci. Pokud se stavba zadává metodou „Design-Build“, je nutno v krátkém čase vyhodnotit nabídky zhotovitelů nejen podle nejnižší ceny, ale i z hlediska kvality a budoucích nákladů. Stejný problém optimalizace počátečních a budoucích nákladů musí uvážit i zhotovitel při sofistikovanějších metodách zadávání „Design-Build-Operate“ nebo „Design-Build-Finance-Operate“, kdy zhotovitel přebírá péči a údržbu nové stavby na desítky let. Později musí správci mostních objektů často řešit problém způsobu opravy mostu, případně rozhodnout, zda provést rekonstrukci nebo stavbu nového mostu. Ve všech těchto případech je rozhodování pouze podle nejnižší počáteční nabídkové ceny obvykle nesprávné z hlediska celkových nákladů po celou dobu životnosti mostu. Do vedlejších nákladů oprav je nutno zahrnout i případné omezení dopravy v důsledku špatného stavu mostu, které vyvolá vysoké náklady pro společnost, zpomalení nebo zastavení dopravy, nutnost použít objíždné trasy, dopravní problémy, nehody apod.

Většina evropských správců mostů na silniční síti v současné době využívá elektronické systémy BMS („Bridge Management System“) pro evidenci, správu dokumentace, archivaci prohlídek a oprav, ale i pro plánování údržby a oprav mostů. V České republice se systém BMS používá od roku 2000 a obsahuje i finanční modul. Metodika finančního modulu je založena na analýze celkových nákladů včetně projektových prací, ceny stavby, prohlídek, údržby, oprav, zesilování a demolice mostu, ale i nákladů pro uživatele komunikace, které souvisí s dobou životnosti mostu.

Pro rozhodování v systému hospodaření s mosty je nutné, aby byl správce schopen určit celkové náklady během celé nebo zbývající doby životnosti mostu. K tomu, aby bylo možné provést tuto analýzu, je nutné stanovit funkci cel-



Obr. 1 Most Šmejalka ■ Fig. 1 Smejalka Bridge

Obr. 2 Prosakující vnitřní kloub ■ Fig. 2 Leaking internal hinge

Obr. 3 Prosakující mostní závěr ■ Fig. 3 Leaking expansion joint

Obr. 4 Nefunkční ocelové ložisko ■ Fig. 4 Steel bearing out of function

kových nákladů v průběhu času. Rozhodnutí o typu jednotlivých částí mostu je třeba vzájemně optimalizovat, předpokládáná životnost jednotlivých součástí příslušenství mostu by měla být shodná, aby bylo možné vše opravit nebo vyměnit v jednom čase. Pokud je např. životnost mostní izolace menší než životnost vozovky nebo říms, způsobuje to zbytečné náklady a přerušení provozu. Některé části příslušenství, typicky mostní závěry, je vhodné instalovat v nejvyšší kvalitě, kdy výrobci při správné kontrole a údržbě předpokládají životnost až 30 let. Většinou se však stavební prvky vybírají ze schválených typů pouze podle nejnižší ceny a potom se nelze divit, že problémy často nastávají již před koncem záruční doby.

Pro degradované mostní konstrukce nebo mosty s problematickou funkčností je nutné stanovit alternativy jejich oprav nebo výměny. I v těchto případech jsou celkové náklady pro každou alternativu řešení ohodnoceny na základě řady ukazatelů a výběr nejvhodnějšího řešení opravy/výměny je založen na porovnání těchto nákladů. Možné alternativy opravy musí brát v úvahu použití různých typů oprav a různých časů pro jejich realizaci během doby životnosti mostu a též možnost výměny této konstrukce. O degradaci konstrukcí obvykle rozhodují detaily, které nelze porovnávat mechanicky bez znalostí příčin zhoršení stavu.

Jako podklad pro zpracování návrhu variant oprav, rekonstrukcí a stavby nových mostů bylo provedeno statistické vyhodnocení rozpočtových nákladů realizovaných mostních objektů. Údaje pro statistiku byly převzaty z projektové dokumentace oprav a výstavby mostů zpracované na úrovni DZS, resp. PDPS. Stavební náklady získané z rozpočtů je třeba přepočítat k jedné srovnávací rovině pomocí cenových ukazatelů pro daný rok zpracování dokumentace. V přehledu vývoje stavebního stavu mostních objektů je 41 mostů na dálnici D1 v úseku Mirošovice-Humpolec a 43 mostů na dálnici D5 v úseku Rudná-Klabava. Jedná se o dálniční mosty nejdéle provozované a v těchto skupinách je zahrnuta i řada mostů, které byly též opraveny. Nejstarší mosty jsou z let 1974 a 1975. Výše uvedené hodnocení by mělo sloužit k hrubému odhadu zbývající doby životnosti pro dlouhodobé plánování oprav mostů. Na základě provedeného vy-





hodnocení je možné rozdělit mostní objekty do třech kategorií a podle nich přibližně odhadnout vývoj stavebního stavu pro ostatní mosty.

### CELKOVÉ NÁKLADY PO DOBU ŽIVOTNOSTI MOSTU

Navržená metodika je založena na analýze celkových nákladů včetně projektových prací, ceny stavby, prohlídek, údržby, oprav, zesilování a demolice mostu, ale i nákladů pro uživatele komunikace, které souvisí s celou dobou životnosti mostu. Pro rozhodování v systému hospodaření s mosty je nutné, aby byl správce schopen určit celkové náklady stavby během provozu a následné výměny mostu a dokázal předpovědět náklady pro uživatele komunikace během doby ži-

votnosti mostu. K tomu, aby bylo možné provést tuto analýzu, je nutné stanovit funkci celkových nákladů  $N$ :

$$N = N_{ST} + N_{PR} + N_U + N_{OP} + N_P + N_U + N_O - Z_H, \quad (1)$$

kde  $N_{ST}$  jsou náklady stavby mostu,  $N_{PR}$  náklady na provádění prohlídek,  $N_U$  náklady na provádění údržby,  $N_{OP}$  náklady na provádění oprav,  $N_P$  náklady na odstranění poruch,  $N_U$  náklady uživatelů komunikace,  $N_O$  ostatní náklady a  $Z_H$  zbytková hodnota mostu.

Požadavkem je vytvořit takovou strategii, aby byla minimalizována hodnota  $N$  s udržení požadované životnosti mostu nad minimální přípustnou hodnotou. U nových mostů je návrhová životnost 100 let. U velkých oprav se obvykle optimalizuje zbývající životnost na 30 až 50 let. K uskutečnění

## PROJEKTOVÁ, INŽENÝRSKÁ, KONZULTAČNÍ ČINNOST A DIAGNOSTIKA VE STAVEBNICTVÍ

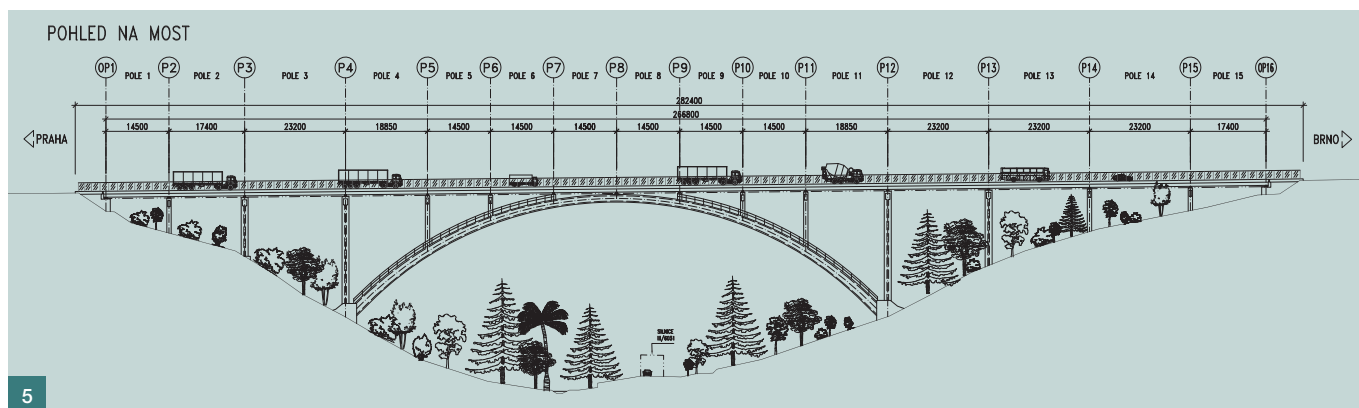


- Mosty a lávky pro pěší ■ Dálnice, silnice, místní komunikace ■ Diagnostický průzkum konstrukcí ■ Objekty elektro ■ Inženýrské konstrukce
- Konstrukce pozemních staveb ■ Zakládání staveb ■ Hlavní a mimořádné prohlídky mostů ■ Technický dozor a supervize staveb ■ Zatěžovací zkoušky

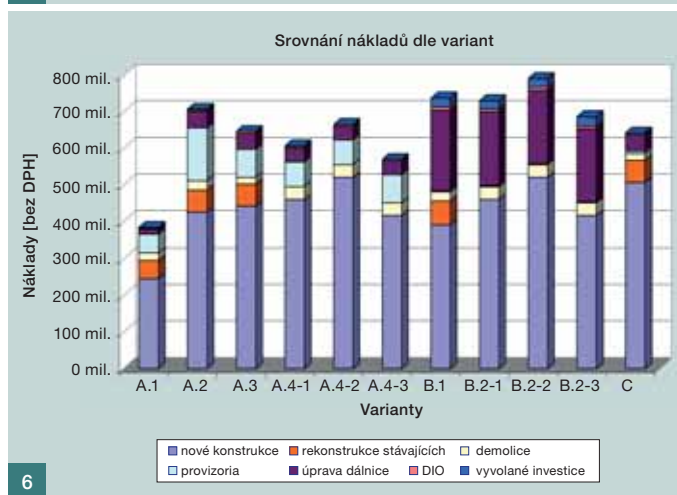
Certifikace systému jakosti podle ČSN EN ISO 9001:2009 a ČSN EN ISO 14001:2005

PONTEx, s.r.o., Bezová 1658, 147 14 Praha 4, tel.: 244 462 219, 241 096 735, e-mail: pontex@pontex.cz, www.pontex.cz





5



6

Tab. 1 Popis variant ■ Tab. 1 Description of options

Varianta	Popis varianty (A – s provizoriem, B+C – bez provizoria)
A.1	Nová mostovka na stávajících obloucích
A.2	Nová mostovka na stávajících obloucích, společná pro oba směry
A.3	Nová mostovka s použitím stávajících oblouků + nový oblouk na každé straně
A.4-1	2 nové nosné konstrukce – spřažená konstrukce
A.4-2	2 nové nosné konstrukce – replika stávajícího oblouku
A.4-3	2 nové nosné konstrukce – letmá betonáž
B.1	Nový oblouk pro směr Praha, směr Brno umístěn na stávajících obloucích
B.2-1	Nové nosné konstrukce – spřažená konstrukce
B.2-2	Nové nosné konstrukce – replika stávajícího oblouku
B.2-3	Nové nosné konstrukce – letmá betonáž
C	Nová mostovka s použitím stávajících oblouků + nový oblouk na každé straně

optimální strategie po dobu životnosti mostu ( $_{\min}N$ ) musí být splněn požadavek, aby byla minimalizována pravděpodobnost vzniku poruchy po dobu životnosti mostu.

## POROVNÁNÍ VARIANT PRO OPRAVU NEBO VÝMĚNU MOSTU

Výběr vhodné varianty řešení opravy/výměny je založen na minimalizaci celkových nákladů v hodnoceném období. V navrženém modelu je každé rozhodnutí o opravě hodnoceno na základě indexu opravy ( $RI$ ), který určuje vhodnost navržené opravy v porovnání s variantou bez opravy, nebo dalšími vhodnými variantami. Čím je tento index menší, tím je navržená alternativa vhodnější s ohledem na celkové náklady. Pro každou alternativu řešení se tento index stanoví podle vzorce:

$$RI = \frac{(N_{PR} + N_U + N_{OP} + N_U + N_O - Z_H)_{opravy\ nebo\ výměny}}{(N_{PR} + N_U + N_{OP} + N_U + N_O - Z_H)_{bez\ opravy,\ nebo\ nejnižší\ alt.}} \quad (2)$$

Hodnocení nákladů bere v úvahu určitý počet parametrů, jejichž přesnost nelze vždy zaručit. Jedná se o diskontní sazbu, náklady na prohlídky, náklady na údržbu, pravděpodobnost vzniku poruchy, vývoj dopravy atd. Proto je dobré znát citlivost konečného výsledku na změnu jednotlivých parametrů, tak aby stanovení bylo prováděno s patřičnou pečlivostí.

## PROVOZOVÁNÍ BMS V ČR

BMS je v současné době využíván většinou správci mostních objektů v ČR. Finanční modul je do BMS zapracován již od roku 2007 a byl využit pro porovnání variant opravy/výměny řady mostních objektů. Metodiku je možné využít i pro porovnání cen novostaveb mostů nebo dalších objektů na pozemních komunikacích. BMS je provozován na adrese <http://bms.vars.cz>.

Obr. 5 Návrh rekonstrukce mostu ■ Fig. 5 Proposed bridge reconstruction

Obr. 6 Srovnání nákladů variant ■ Fig. 6 Cost comparison of options

Na veřejně přístupné části je volně dostupná kompletní dokumentace (manuály a základní metodiky). Přístup k datům správců je možný pouze po přidělení hesla a souhlasu správce mostu.

Metodika finančního modulu byla navržena na základě doporučení, která byla vypracována v rámci projektu BRIME („Bridge Management in Europe“) v rámci komise EU (DG VII).

## UKÁZKA VYHODNOCENÍ VARIANT OPRAVY MOSTU

Vyhodnocení několika variant oprav mostů se provádělo od roku 2007 pro období 50 let. Z hodnocení často vyplývá, že nejlepší je stavba nového mostu v kvalitě požadované současnými předpisy. Při hodnocení obvykle nebyly uvažovány vedlejší náklady uživatelů komunikace. V mnoha případech nelze rozhodovat pouze na základě finančních kritérií, ale je třeba brát v úvahu i požadavky památkové ochrany, environmentální hlediska a názory odborné i laické veřejnosti. Příkladem správného politického rozhodnutí je chystaná oprava a zesílení obloukového mostu Šmejalka na dálnici D1 – k realizaci byla vybrána varianta A.4-1.

Ing. Milan Kalný  
Pontex, s. r. o.  
e-mail: kalny@pontex.cz



Ing. Vladislav Vodička  
Pontex, s. r. o.  
e-mail: vodicka@pontex.cz



## MEZINÁRODNÍ KONFERENCE FIBRE CONCRETE 2015

V druhém zářijovém týdnu se konal již 8. ročník mezinárodní konference Fibre concrete 2015 pořádaný katedrou betonových a zděných konstrukcí Fakulty stavební ČVUT v Praze.

Na konferenci s dvouletou periodicitou se přihlásilo přes 80 účastníků. Vedle cca 30 účastníků z České Republiky se konference zúčastnili i zástupci dalších 27 zemí nejen z Evropy, ale i všech ostatních světových kontinentů (kromě Antarktidy). Odborného programu konference, který se konal v konferenčním sálu hotelu DAP v pražských Dejvicích, se osobně účastnilo na 70 odborníků z této oblasti. Ačkoliv se jednalo o menší počet než v několika předešlých ročnících, lze vysledovat stálý zájem o kompozity s cementovou matricí vyztuženou vlákny.

Odborný program přednášek zaměřený na betony s rozptýlenou výztuží byl tematicky rozdělen do šesti základních okruhů – výzkum, technologie, návrh, aplikace, normy a udržitelný rozvoj v oblasti vláknobetonů.



Obr. 1 Prof. Alena Kohoutková a prof. Jan L. Vítek předsedající úvodní sekci

Obr. 2 Konference v přednáškovém sálu hotelu DAP

Na základě došlých anotací odborných příspěvků bylo vybráno 28 příspěvků pro ústní prezentaci a 28 příspěvků bylo prezentováno v posterové sekci. Plné znění všech příspěvků je shromážděno ve sborníku, který je k dispozici na CD všem zájemcům.

Z odpřednášených referátů a prezentovaných posterů vyplývá, že vláknobeton je již materiálem známým po celém světě. Někde je teprve ve fázi rozvoje a poznávání, jinde existuje již řada úspěšných a zajímavých realizací. Diskutovaná byla jak tradiční výztuž rozptýlená – ve formě vláken (respektive drátků), tak výztuž usměrněná – textilní výztuž (Němec: „Textilbeton“).

Na základě prezentovaných článků lze vysledovat dva hlavní směry. Na jedné straně byl zaznamenán vývoj sofistikovaných materiálů označovaných zkratkami: HPC, HFRC, DHCC, SFRC, UHPC, ECC, UHPFRC ad. Např. ultra vysokohodnotný vláknobeton – UHPFRC (ultra high performance fibre reinforced concrete, vyznačuje se 28denní pevností v tlaku 135 až 165 MPa dle typu zkoušeného vzorku) byl v ČR poprvé použit pro mostovku unikátní lávky přes Labe v Čelákovicih. Množství ocelových vláken v tomto kompozitu se pohybuje okolo 160 kg/m<sup>3</sup>. Na konferenci byla prezentována další možnost využití tohoto typu vláknobetonu v podobě tepelně izolační nádrže.

Na straně druhé byl pak velký podíl příspěvků zaměřen na témata související s ekologií a udržitelnou výstavbou (recyklované kamenivo, drátky vzniklé recyklací pneumatik, vlákna z drcené gumy nebo dřevěná palmová vlákna).

Velký prostor byl věnován ukázkám úspěšných aplikací vláknobetonu v konstrukcích, kde se uplatní jeho specifické vlastnosti: průmyslové podlahy, segmentové části tunelů, šachtové poklapy, které zkouší v Portugalsku ad. Dále byly diskutovány dílčí problémy z technologie výroby a zkoušení (nové typy zkoušek). Skutečný zájem o tento materiál dokazovaly diskuze v průběhu konference např. na téma dlouhodobých vlastností nebo dotvarování kompozitu.

Součástí programu konference byl společenský večer ve stylovém botelu Admirál s výhledem na Vltavu a panorama Prahy, kde byl prostor pro pokračování výměny poznatků a navázání nových kontaktů či spolupráce. Jako partneři konference se akce zúčastnily především firmy působící v oblasti výroby vláken, ale i ostatních stavebních oblastech.

Lze konstatovat, že i letošní ročník konference byl úspěšný. Byly prezentovány nejnovější poznatky z oblasti vláknobetonů u nás i v zahraničí a potvrdil se silný potenciál tohoto progresivního materiálu.

Příští již 9. ročník konference **Fibre Concrete 2017** se bude konat 14. až 15. září 2017.

Připravila: Ing. Vladimíra Vytlačilová, Ph.D., za organizační výbor konference  
Fakulta stavební ČVUT v Praze



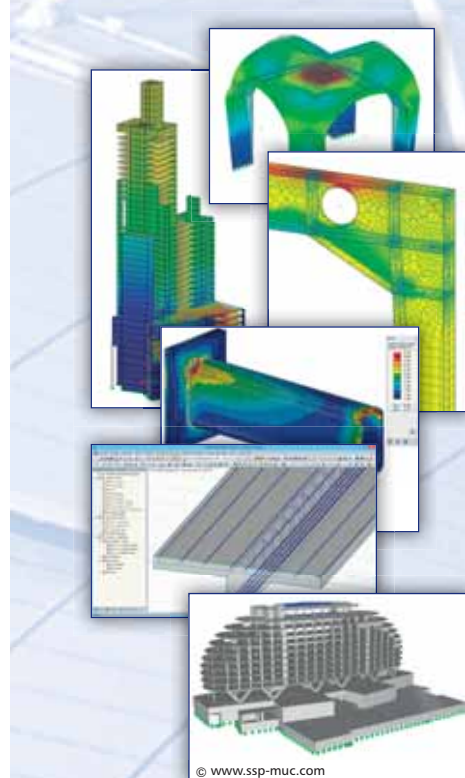
# RSTAB 8

Program pro výpočet prutových konstrukcí



# RFEM 5

MKP program pro výpočet 3D konstrukcí



## Aktuální informace

- Eurokódy / Mezinárodní normy
- Nové přídatné moduly
- Export do 3D PDF
- Vizualizace výztuže v 3D modelu

[www.dlubal.cz](http://www.dlubal.cz)

Dlubal Software s.r.o.  
Anglická 28, 120 00 Praha 2  
Tel.: +420 227 203 206  
[www.dlubal.cz](http://www.dlubal.cz)  
[info@dlubal.cz](mailto:info@dlubal.cz)



Sledujte nás na:



# SPOLEHLIVOST A ŽIVOTNOST BETONOVÉHO KANALIZAČNÍHO POTRUBÍ – MOŽNOSTI VÝPOČETNÍHO MODELOVÁNÍ ■

## RELIABILITY AND SERVICE LIFE OF CONCRETE SEWAGE PIPES – ANALYTICAL MODELLING

Břetislav Teplý, Richard Schejbal, Ladislav Řoutil,  
Tomáš Parkan, Markéta Rovnaníková

Kanalizační systémy jsou nezbytnou a nákladnou součástí infrastruktury a jejich návrhu, provádění, údržbě i provozování je potřeba věnovat náležitou pozornost. Jen pro ilustraci – podle neúplných údajů výrobců bylo jen v roce 2010 v ČR vyrobeno a převážně na místní stavby dodáno více než 400 km betonových trub. Velmi často se však správný přístup související se statickým řešením potrubí uloženého v zemi, jeho spolehlivostí a v čase proměnnými vlastnostmi zanedbává, což je způsobeno také tím, že související systém norem a předpisů tomu není dostatečně přizpůsoben (podrobné hodnocení této problematiky v příspěvku [1]). ■ *Sewage systems are fundamental and costly part of the infrastructure and it is necessary to give appropriate care to its design, construction, maintenance and operation. To illustrate – in the Czech Republic in 2010 only about 400 km of concrete pipes were delivered. However, the application of a correct approach to structural design of buried pipelines considering the reliability and time varying properties is omitted frequently. Also, a relevant system of codes is missing (see e.g. [1]).*

Systém potrubí–zemina (podloží, obsyp, zásyp), příp. konstrukce vozovky nad potrubím je mnohoparametrický prostorový systém s vlastnostmi v čase proměnnými a nelze jej komplexně pojednat v jednom textu. Předkládaný článek je zaměřen jen na užší problematiku únosnosti a životnosti: na statické a spolehlivostní řešení únosnosti v příčném řezu betonového kanalizačního potrubí většího průměru při spolupůsobení potrubí se zeminou (prstencové namáhání), s ohledem na materiálově nelineární chování, jeho postupnou degradaci biogenní síranovou korozí [2], i na nejistoty v hodnotách vstupních údajů.

Cílem je představení metodiky pro hodnocení spolehlivosti a životnosti potrubí, vzájemné porovnání některých řešení i poukaz na nekonzistenci či neúplnost relevantních předpisů/norem. Využívají se přitom moderní nástroje výpočetního modelování a simulací. Tyto nástroje a postupy mohou být přínosné nejenom při navrhování stokových sítí, ale rovněž pro efektivní rozhodování o opravách a rekonstrukcích stávajících kanalizačních potrubí, často provedených ještě ze starších, méně kvalitních betonů.

### SPOLEHLIVOST A ŽIVOTNOST – MEZNÍ STAVY

Při navrhování konstrukcí se má uvažovat hodnota životnosti specifikovaná investorem v součinnosti s dalšími zainteresovanými stranami. Při posuzování stávající konstrukce se pak hodnotí zbytková životnost, tzn. že případný návrh rekonstrukce má zabezpečit požadovanou (prodlouženou) životnost při zachování potřebné míry spolehlivosti. Současné normy obvykle nevedou k přímému řešení takových úloh; změnu přináší nová modelová norma *fib-Model Code* 2010 [3], resp. ISO [4], které tuto problematiku zohledňují.

Formálně se za ukončení životnosti považuje okamžik, kdy konstrukce již nesplňuje požadavky na funkčnost nebo spolehlivost; odtud plyne vazba v posuzování životnosti na mezní stavy použitelnosti (MSP) či únosnosti (MSU) a na degradaci materiálů. Definice mezních stavů je obsažena v normě [5]; při verifikaci mezních stavů specificky vázaných na život-

nost se pochopitelně musí uvažovat faktor času – tyto mezní stavy jsou závislé na degradaci materiálů a mohou proto omezovat životnost konstrukce dříve, než by byla vyčerpána její únosnost, resp. použitelnost. U železobetonových konstrukcí jde např. o depasivaci výztuže, případně o takové důsledky koroze výztuže, které sice ještě nemají rozhodující vliv na únosnost či tuhost konstrukce, ale v budoucnu by vedly k příliš nákladným opravám nebo jsou např. limitující s ohledem na provozování konstrukce. Takové stavy jsou někdy označovány jako mezní stavy trvanlivosti (DLS), resp. iniciační mezní stavy.

V souvislosti s problematikou životnosti poznamenejme, že Směrnice Evropského parlamentu a Rady 2014/24/EU uvádí kritérium ekonomicky nejvýhodnější nabídky a přitom zdůrazňuje hledisko nákladů životního cyklu. V současnosti probíhají práce na transpozici této směrnice EU do nového českého zákona o veřejných zakázkách, který má vstoupit v platnost od dubna 2016; údaj o životnosti, resp. její prognóza tak u veřejných zakázek nabývá na důležitosti.

Pro posouzení trvanlivosti se dle [3] uvažují čtyři možné formáty spolehlivosti:

- pravděpodobnostní formát,
- formát dílčího součinitele spolehlivosti,
- dodržení zásad životnosti (*deemed-to-satisfy*),
- vyloučení vlivů, které způsobují degradaci.

Z uvedených formátů pouze první varianta dává projektantovi možnost ověření míry spolehlivosti daného návrhu či řešení s ohledem na požadovanou životnost a je možno jej chápat jako základní formát. Hodnoty dílčích součinitelů spolehlivosti specificky pro posuzování či navrhování kanalizačních potrubí nejsou doposud jednoznačně přijaty.

Pro navrhování potrubí z hlediska statické spolehlivosti platí v současnosti v ČR dva základní standardy – ČSN EN 1295-1 [6] a TNV 750211 [7]. Ani jedna z těchto norem ovšem neřeší problém posouzení trvanlivosti, a to ani implicitně. Česká vodohospodářská norma sice uvádí metodu dílčích součinitelů spolehlivosti ve smyslu platných Eurokódů jako základní pro navrhování a posuzování potrubí uloženého v zemi stejně jako evropský standard, ale uvádí jen obecné principy. Obě normy přitom platí pro vodohospodářská potrubí všech možných materiálových i tlakových variant, pro reálný statický výpočet – včetně posouzení trvanlivosti – ale nenabízí žádné podrobné algoritmy nebo aplikační pravidla. I z těchto důvodů převládají v současné projekční praxi zjednodušené postupy s využitím různých tabulek a grafů, např. pro náhradu spolupůsobení konstrukce se zeminou kontaktním namáháním (u nás např. [20]). Norma [6] v odstavci 4.6 požaduje, aby takové zjednodušené návrhové metody odpovídaly „úplnému výpočtu, kdy zjednodušením nesmí být snížena úroveň spolehlivosti“; odst. 4.8 dále uvádí, že „při stanovení požadované úrovně spolehlivosti se musí zohlednit možné důsledky poškození potrubí.“ V odst. 5.3 jsou pak definovány mezní stavy únosnosti a použitelnosti, přímé posouzení trvanlivosti je pomínuto. V kap. 8 se poukazuje na nejistoty ve vlastnostech zemin i stavebních postupů a uvádí se, že v projektové fázi je na to třeba brát přiměřený ohled. Norma



[6] tak vlastně nepřímo vyžaduje, aby byl aplikován stochastický přístup včetně započítávání degradace materiálu, ale zahrnuje to v ní není.

Současně je třeba konstatovat, že zřejmě chybí konsenzus na mezinárodní úrovni a ani pracovní verze (technical reports) dalších částí evropské normy [6], tj. [8] a [9] nepostupují dále v praktické použitelnosti. Dokument [8] jen rekapituluje národní metody některých členů CEN, ve zprávě [9] se pak jako materiál pro další diskusi odborníků při tvorbě jednotné koncepce uvádí popis dvou variant metody pro statický výpočet kanalizačních potrubí vyrobených z různých materiálů. Obě metody jsou také založeny na zjednodušeném řešení kontaktních tlaků potrubí-zemina a zjednodušeném statickém řešení příčného i podélného namáhání potrubí. První varianta vede k posouzení spolehlivosti prostřednictvím jakýchsi „globálních faktorů bezpečnosti“ (poměrů vypočtených napětí a hodnot referenčních napětí); druhá varianta používá dílčí součinitele spolehlivosti a zkoumá oba mezní stavy ve vztahu k výsledkům zatěžovacích zkoušek či předpisů výrobců potrubí. V obou variantách se očekává, že nebude překročena mezní hodnota pravděpodobnosti poruchy  $10^{-5}$  a jako smluvní délka životnosti se uvažuje 50 let, nelze to však přímo ověřit. Specifický problém trvanlivosti se tedy opět pomíjí, stejně jako přímé posouzení spolehlivosti.

Připomeňme zde, že pravděpodobnostní hodnocení mezních stavů (např. dle [5]) je obecně popsáno podmínkou ve tvaru

$$P_f(t) = P\{B(t) - A(t) \leq 0\} \leq P_d \quad (1)$$

kde  $A$  je akce vyvolaná působením zatížení či prostředí,  $B$  je bariéra, tj. únosnost nebo odpor konstrukce – mezní hodnota zadaná či stanovená ve vztahu k vyšetřovanému meznímu stavu. Pravděpodobnost  $P_f$  dosažení tohoto stavu (obvykle nazývanou pravděpodobností poruchy) porovnáváme s návrhovou/limitní pravděpodobností  $P_d$ . Z praktických důvodů je pravděpodobnost poruchy obvykle transformována na index spolehlivosti  $\beta$  s limitní hodnotou  $\beta_d$  [5]. Veličiny  $A$ ,  $B$  (a tedy i  $P_f$ ) jsou obecně funkcí času; v případech DLS se obvykle zajímáme o čas  $t = t_D$ , tj. čas popisující dosažení životnosti vzhledem k příslušnému meznímu stavu, resp. návrhovou životnost. Poznamenejme, že veličina  $B$  má v praxi nejčastěji

formu konstanty (např. mezní deformace, šířka trhliny, ohybový moment, rozměr průřezu apod.). Veličinu  $A$  a její statistické charakteristiky můžeme obvykle stanovit právě pomocí vhodného výpočetního modelu s využitím pravděpodobnostního přístupu.

Při posuzování degradace železobetonových konstrukcí se tedy používají modely – časově závislé matematické funkce, které popisují nárůst poškození v čase. Tyto modely jsou funkcí mnoha materiálových, geometrických a environmentálních parametrů a je vhodné, aby zohledňovaly i jejich náhodný charakter. Bližší – specificky pro kanalizační gravitační potrubí – v následující kapitole.

## DEGRADACE BETONU, MODELOVÁNÍ, PARAMETRICKÁ STUDIE

Snížení životnosti betonových kanalizačních potrubí s volnou hladinou způsobuje především degradace vlivem síranové koroze. Betonové stěny kanalizačních trubek jsou vystaveny nejen síranům z odpadní vody, ale i kyselině sírové vznikající během biogenní síranové koroze (BSK) činností bakterií [10, 11]. Uvedený proces vede k rozpínání a popraskání betonu a v konečné fázi až k jeho kompletnímu rozpadu [12]. Primární reakcí síranových aniontů s hydroxidem vápenatým přítomným v cementovém tmelu vzniká především dihydrát síranu vápenatého (sádrovec) a objemný ettringit, jejichž tvorba je hlavní příčinou vzniku trhlin a rozpadu betonové konstrukce.

Průměrnou rychlost koroze  $c$  [mm/rok] způsobenou BSK lze popsat pomocí často citovaného modelu, který publikoval Pomeroy a Boon [13]. Tato rychlost reprezentuje celkovou ztrátu materiálu kanalizačního potrubí po celém jeho povrchu, kde koroze působí. V koruně kanalizačního potrubí však dochází k větší rychlosti koroze než u hladiny odpadní vody v kanalizaci. Také oblasti potrubí vystavené větším turbulentním podléhají rychlejší korozi. Modifikací původního modelu pomocí vztahů v [14, 15] získáme následující model sloužící k výpočtu maximální rychlosti koroze  $c_{\max}$  v koruně potrubí:

$$c_{\max} = k_{ccf} k_{tcf} 4,025 \cdot 10^{-3} k j A_s^{-1} [BOD] 1,07^{t-20} (P / (\pi D - P) \psi), \quad (2)$$

kde  $k_{ccf}$  je faktor pro korozi koruny potrubí [-] s hodnotou v rozmezí 1,5 až 2;  $k_{tcf}$  turbulentní korozní faktor [-] s hodnotou

## Ověřte Vaši konstrukci programem ATENA!

Připojte se ke špičkovým inženýrům, kteří používají počítačovou simulaci pro posouzení a navrhování bezpečných a spolehlivých staveb.



### Nabízíme:

- jedinečný software pro nelineární analýzu a hodnocení bezpečnosti
  - programy ATENA Engineering, ATENA Science, SARA
- uživatelskou podporu a údržbu
- poradenství v oblasti nelineárních výpočtů a spolehlivosti konstrukcí

### Použití pro:

- mosty, budovy, energetické, vodohospodářské a podzemní stavby
- prostý a vyztužený beton, drátkobeton, vláknobeton
- stanovení šířky trhlin, průhybů, optimalizaci vyztuže
- ověření únosnosti, odolnosti, spolehlivosti, zesilování konstrukcí

**Nová verze 5.3**  
s postupem  
výstavby tunelů, mostů,  
nové 3D nosníkové prvky  
pro rámové konstrukce

Červenka Consulting s.r.o. • Na Hřebenkách 55 • 150 00 Praha 5  
Tel.: +420 220 610 018 • E-Mail: [cervenka@cervenka.cz](mailto:cervenka@cervenka.cz) • Web: [www.cervenka.cz](http://www.cervenka.cz)

**ČERVENKA**  
CONSULTING  
Concrete Engineering & Software Solutions

Tab. 1 Výsledné statistické parametry rychlosti biogenní síranové koroze pro různé hodnoty biochemické spotřeby kyslíku ■ Tab.1 Statistical parameters of biogenic sulfuric acid corrosion for different biochemical oxygen demand concentration

Biochemická spotřeba kyslíku [BOD] [mg/l]	Rychlost biogenní síranové koroze [mm/rok]			
	Střední hodnota	Směrodatná odchylka	COV [%]	PDF
150	0,8588	0,2477	28,84	Weibull max (3par)
200	1,1450	0,3302		
250	1,4313	0,4128		
300	1,7176	0,4954		
350	2,0038	0,5779		
400	2,2901	0,6605		

mezi 1 a 2 pro potrubí s vhodným spádem, popř. 5 až 10 pro potrubí s ostrým spádem či pro případ spojení dvou potrubí; faktor  $k$  reprezentuje podíl kyseliny, která zreaguje [-];  $j$  faktor vztahující se k podílu rozpuštěného  $H_2S$  při daném pH, na kterém je závislý [-];  $A_s$  kyselinová kapacita (zásaditost) materiálu stěny (g  $CaCO_3$ /g betonu) – je nepřímo úměrná rychlosti penetrace kyseliny sírové do stěny potrubí; [BOD] biochemická spotřeba kyslíku [mg/l];  $T$  teplota okolí [°C];  $P$  smáčená část obvodu stěny potrubí [m];  $D$  vnitřní průměr potrubí [m] a  $\psi$  faktor neurčitosti modelu [-].

Kvalita betonu je v uvedeném modelu zohledněna prostřednictvím kyselinové kapacity materiálu stěny  $A_s$ , která může být vypočtena z experimentálně stanoveného obsahu rozpustného CaO v betonu nebo v jeho složkách (cementu a kamenivu) pomocí vztahu v [10]. Odtud vyplývá, že vápencové kamenivo zvyšuje zásaditost betonu a prodlužuje životnost konstrukce vystavené sulfidům (srovnávací příklad je v [19]).

Během síranové koroze dochází k postupnému snižování pH pórového roztoku v povrchové vrstvě betonu vlivem působení kyseliny sírové. Z hodnoty pH na povrchu betonu lze vypočítat koncentraci kyseliny sírové a následně i rychlost koroze podle vztahů v fib Model Code [3], kap. 5. Složení betonu včetně vlivu vodního součinitele a typu a množství cementu, kameniva a příměsí je při výpočtu zohledněno zavedením konstanty  $k_c$ , jejíž hodnotu lze určit vhodnými experimenty [21] doporučenými v [3] nebo pomocí inženýrského posouzení a zkušeností. Tento model poskytuje na rozdíl od modelu dle vztahu (2) rychlost koroze proměnnou v čase a je též zařazen v softwarovém nástroji FReET-D.

Jako příklad a ukázkou možností stochastického modelování zařazujeme (bez vztahu k příkladům popsáním v následující kapitole) studii vlivu rychlosti biogenní síranové koroze na biochemické spotřebě kyslíku, která odráží znečištění odpadní vody organickými látkami. Pro studii byl využit model (2), na který byl aplikován pravděpodobnostní přístup s využitím softwarového nástroje FReET-D. Jedná se o přidružený modul pravděpodobnostního softwaru FReET pro statistickou, citlivostní a spolehlivostní analýzu inženýrských problémů, kdy jednotlivé modely byly upraveny tak, že všechny vstupní veličiny mohou být zadány jako náhodné veličiny (podrobněji [16, 17]). Pro účely tohoto ilustrativního příkladu bylo zvoleno kanalizační potrubí DN 1800 s tloušťkou stěny 220 mm a sklonem 1,5 ‰. Stěny potrubí jsou zhotoveny z betonu obsahujícího kamenivo odolné kyselinám, smáčená část obvodu profilu kanalizačního potrubí byla určena za předpokladu 20% zaplnění potrubí a biochemická spotřeba kyslíku se pohybuje v rozmezí od 150 až 400 mg/l. Ostatní hodnoty vstupních parametrů včetně rozdělení pravděpo-

Obr. 1 Experimentálně stanovené a vypočtené hodnoty vrcholového zatížení ■ Fig. 1 Load-bearing capacity of pipe cross section gained by testing and different types of analysis

Obr. 2 Vývoj únosnosti potrubí při uspořádání jako u zatěžovací zkoušky a při degradaci 0,5 mm/rok ■ Fig. 2 Dependence of load-bearing capacity of tested pipe DN 800 on age considering the degradation rate 0.5 mm/year in the crown of the pipe

Obr. 3 Schéma uložení potrubí v zemině ■ Fig. 3 Buried pipe scheme

Obr. 4 Výřez MKP modelu včetně sítě konečných prvků a izoploch napětí  $\sigma_{xx}$  ■ Fig. 4 Detail of FE mesh with isoplanes for stress  $\sigma_{xx}$

Obr. 5 Vztah pravděpodobnosti poruchy únosnosti a času pro různé rychlosti koroze betonu ■ Fig. 5 Probability of failure vs. age for different corrosion rates

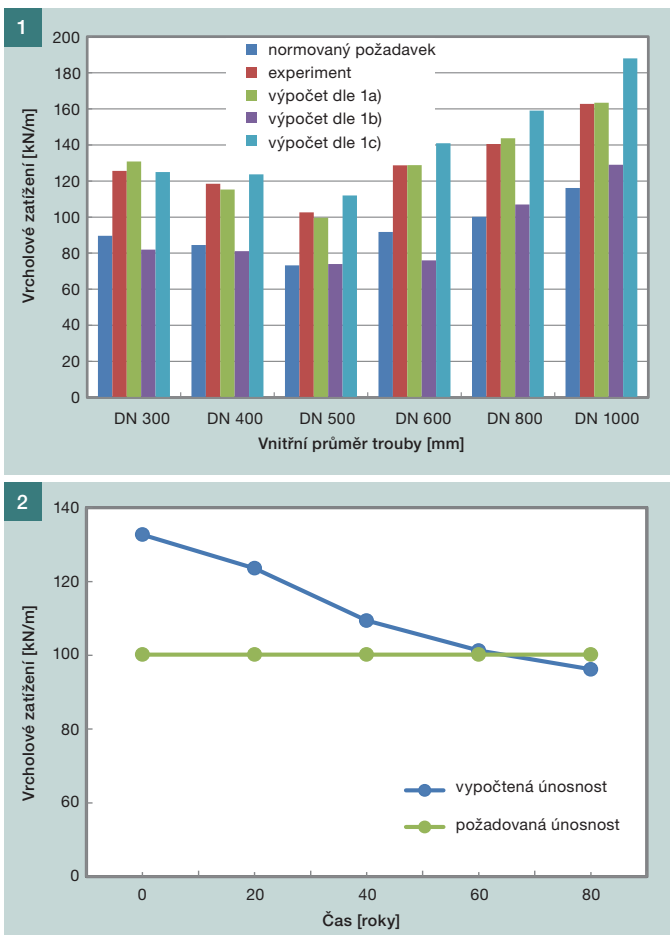
Obr. 6 Průběh: a) kontaktních napětí, b) ohybových momentů i osových sil pro výpočet 3b ■ Fig. 6 a) Contact stresses, b) bending moments and axial forces for analysis 3b, no degradation (i.e. age  $t = 0$ )

dobnosti jsou v souladu s [19]. Výsledky závislosti rychlosti biogenní síranové koroze na biochemické spotřebě kyslíku jsou shrnuty v tab. 1.

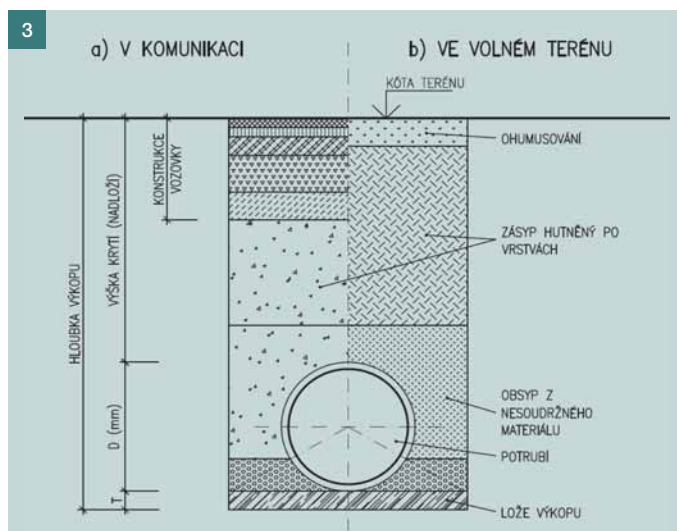
Podobně by bylo možno studovat vlivy dalších parametrů na rychlost degradace betonu v koruně potrubí.

Připomeňme, že v odborné literatuře se uvádějí hodnoty rychlosti koroze betonu způsobené BSK 0,5 až 10 mm/rok; za extrémních podmínek byla zaznamenána hodnota až 20 mm/rok, což se vztahuje zřejmě k případům míst s vysokou turbulencí a starších potrubí z betonů nižší kvality. Pravidelné prohlídky a čištění kanalizace ovšem může mít podstatný vliv na zpomalení koroze.

Na degradaci vlastního betonu se mimo BSK podílí řada dalších faktorů, např. karbonátace, abraze aj., které rovněž







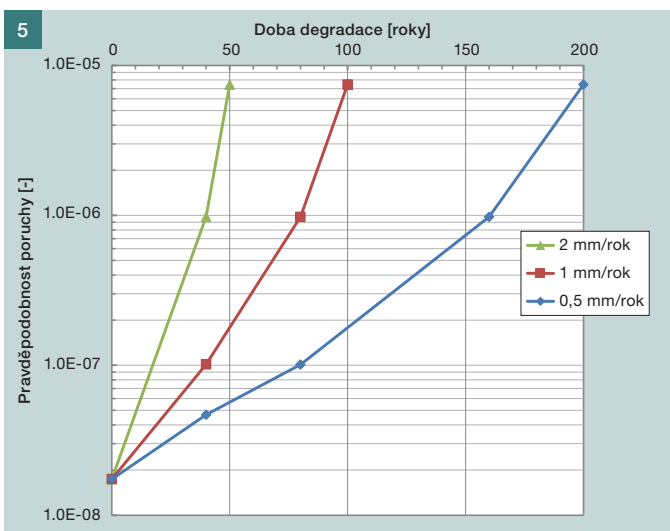
mohou výrazně ovlivnit úbytek tloušťky, a tím spolehlivost a životnost potrubí.

Dalším důsledkem působení kanalizačního prostředí je také postupné snižování hladiny pH (např. [14] a [23]) z původní hodnoty 12,5 pro čerstvý beton; při podkročení hodnoty 8,3 dochází k tzv. depasivaci výztuže, kdy za obvyklých podmínek může ocelová výztuž již korodovat. To je samozřejmě proces, který u železobetonových konstrukcí vede ke snížení životnosti i spolehlivosti. Pomocí výše zmíněného nástroje FReET-D lze příslušné jevy modelovat, tj. vznik trhlin v betonu v důsledku koroze výztuže i zmenšování její efektivní průřezové plochy [16]. Předkládaný příspěvek však o korozi výztuže nepojednává, není zaměřen na železobetonové potrubí.

### STATICKÉ ŘEŠENÍ

Pro ověření předkládaného řešení trvanlivosti a spolehlivosti betonového potrubí byly provedeny následující výpočty a srovnání:

- 1) Statické řešení příčného profilu betonové trouby zatížené a podepřené v souladu se zatěžovacími zkouškami výrobce (určení tzv. vrcholového zatížení), tj. potrubí neuložené v zemině, nedegradované:
  - a) Řešení s užitím softwaru ATENA 2D [18], tj. výpočet materiálově nelineární MKP, jako úloha rovinné deformace s lomově-plastickým konstitutivním modelem pro beton, založeným na ortotropní formulaci rozetřené trhliny a modelu pásu trhlin. Při výpočtu vrcholového zatížení se uplatnily příslušné charakteristiky betonu odvozené z experimentálně stanovené průměrné hodnoty krychel-

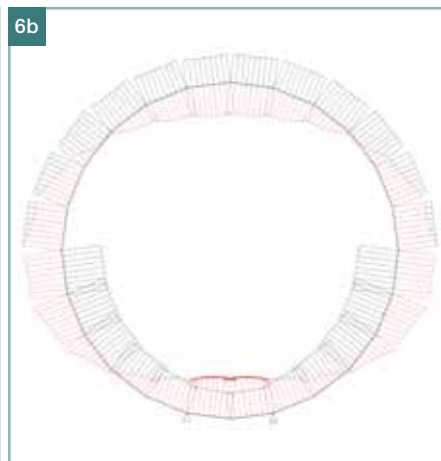
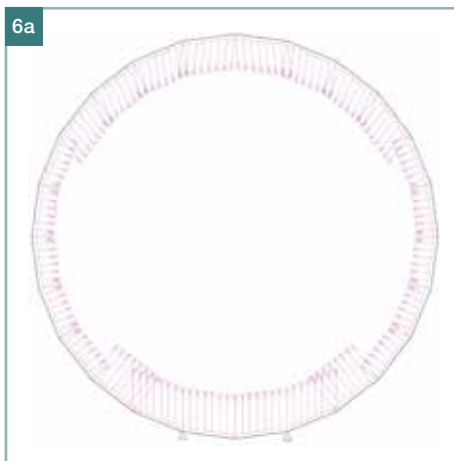
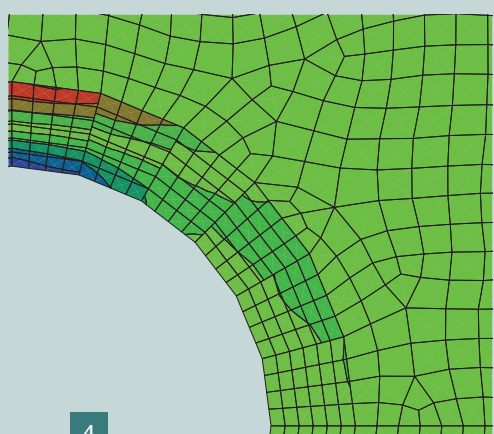


né pevnosti 71,8 MPa poskytnuté výrobcem. Tato hodnota je značně vysoká vzhledem k třídě C40/50, jde ale o náhodně vybraný časový úsek výroby (měsíc); hodnoty z různých měsíců/roků bývají rozdílné.

- b) Výpočet kruhové prutové soustavy pomocí programu FIN 2D z programového balíku FIN EC v.2, s posouzením napjatosti v nejvíce namáhaném průřezu podle zásad ČSN EN 1992 a se zavedením charakteristické hodnoty pevnosti betonu dané třídy (C40/50) v tahu, tj. 95% kvantilu  $f_{ctk;0,95}$ .
- c) Dtto, ale se zavedením střední pevnosti v tahu za ohybu (dle odst. 3.1.8 [25]).

Výpočty dokumentuje obr. 1, kde je zobrazeno srovnání výsledků výpočtů 1a, b, c testů výrobce a požadavku předpisů (v současnosti již neplatné ČSN 729149) pro několik profilů betonového potrubí. Vyplyvá odtud dobrá shoda výpočtů s testy a také skutečnost, že nedegradované potrubí má požadovanou vrcholovou únosnost s jistou rezervou.

- 2) Při stejném uspořádání zatížení, podepření a způsobu výpočtu jako v 1a), ale s uvažováním postupné degradace biogenní síranovou korozi v koruně s rychlostí koroze betonu 0,5 mm/rok (udáváno často jako typická hodnota, i když dosti nízká – sr. údaje na konci předcházející kapitoly), je pak na časové ose na obr. 2 ukázána životnost cca 62 let (omezena normovým požadavkem na únosnost) pro potrubí DN 800; např. pro DN 600 podobně vychází 50 let. Je ovšem nutno zdůraznit, že se jedná jen o jakousi hypotetickou životnost, stanovenou pro vrcholové zatížení potrubí bez spolupůsobení se zeminou a bez uvažování rozptylů



jednotlivých veličin, tj. bez možnosti ověřit úroveň spolehlivosti. Kromě toho rychlost BSK závisí na mnoha faktorech a může být výrazně odlišná od té, která je zvolená v tomto případě. Současné nemusí platit předpoklad konstantní rychlosti koroze v čase a je tedy zřejmé, že by bylo vhodné každý případ posuzovat individuálně s využitím nástrojů uvedených v předcházející kapitole.

- 3) Výpočet pro systém potrubí–zemina pro potrubí DN800: modely řešení pro potrubí v zemině vychází z reálného uložení dle obr. 3.

a) Řešení MKP v softwaru ATENA 2D (obr. 4 znázorňuje pouze výřez sítě prvků u kvadrantu potrubí; celkový počet prvků je 6644), opět jako materiálově nelineární úloha rovinné deformace; pro zeminu se využívá Drucker-Pragerovo kritérium porušení. Vlastnosti betonu zde byly odvozeny pro třídu C40/50, vlastnosti zeminy byly definovány v souladu s hodnotami v bodě 3b.

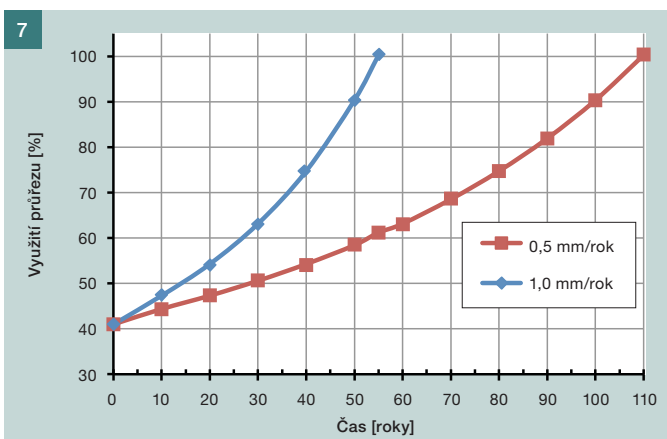
Realizován byl výpočet s uvažováním postupné degradace betonu, s využitím pravděpodobnostní simulace, s cílem stanovit životnost i spolehlivost (pravděpodobnost poruchy, resp. index spolehlivosti). Byl použit řídicí software SARA, který kombinuje pravděpodobnostní nástroj FREET ([www.freet.cz](http://www.freet.cz)) s MKP nástrojem ATENA [24]; započtení degradace, tj. zde rychlosti koroze betonu  $c_{\max}$  v koruně potrubí může zprostředkovat FREET-D. V řešeném příkladu, který není vázán na konkrétní kanalizační systém, byla rychlost koroze zvolena pro názornost ve třech hodnotách 0,5; 1 a 2 mm/rok. Obr. 5 ukazuje závislost pravděpodobnosti  $P_f$  poruchy únosnosti na čase. Je zřejmé, že mezní (návrhová) hodnota  $P_d = 1.0E-5$  uvažovaná v dokumentu [9] by zde vedla k relativně vysokým prognózám životnosti – asi 50 let pro  $c_{\max} = 2$  mm/rok a ještě pak k výrazně vyšší životností pro menší rychlosti degradace. Pro srovnání:  $P_d = 1.0E-5$  transformováno na index spolehlivosti dává hodnotu  $\beta = 4,25$ .

- b) Deterministický výpočet pomocí 2D prutového modelu s užitím modulu FIN 2D z programového balíku FIN EC v.2, zatíženého soustavou kontaktních namáhání určených v souladu s teorií rozpracovanou v [20]. Kritický průřez byl posouzen pomocí interakčního diagramu a využití průřezu pomocí modulu Beton 2D. Obr. 6 ukazuje průběh kontaktních napětí a vnitřních sil pro případ bez degradace (tj. pro čas  $t = 0$ ). Výpočet byl ale veden dále také s uvažováním konstantní korozní degradace betonu 0,5 mm/rok po celém obvodu průřezu, rovněž s cílem určit životnost. Pro názornost důsledků rychlosti koroze betonu jsou na obr. 7 znázorněny výsledky výpočtu pro další časové okamžiky znázorňující míru využití průřezu s ohledem na únosnost v čase.

Bliže k těmto výpočtům:

V případech 3a) a 3b) byly výpočty provedeny se snahou o shodné vstupní parametry pro návrhovou situaci nedegradovaného betonu. Základními vstupy byly:

- geometrie příčného řezu troubou z prostého betonu, DN 800 s tloušťkou stěny 130 mm;
- materiálové charakteristiky betonu (pevnost, modul pružnosti) – beton C 40/50;
- geometrické údaje o uložení (hloubka nivelety / výška krytí, tvar rýhy / zářezu pro potrubí) – uložení v široké rýze – zářezu – v komunikaci, s běžnou hloubkou uložení, resp. s výškou krytí nad vrcholem trouby 1,5 m; úhel uložení se uvažuje 90°;



Obr. 7 Využití únosnosti průřezu v čase pro dvě hodnoty konstantní rychlosti degradace ■ Fig. 7 Exploitation of load bearing capacity vs. age for two values of constant degradation rate

- vlastnosti zemin lože, obsypu a zásypu (objemová tíha, smykové parametry – úhel vnitřního tření, soudržnost) – obsyp a zásyp nesoudržnou zeminou s hodnotami  $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ ,  $\phi = 27,5^\circ$  a s rychlou konsolidací; výpočty vycházejí z předpokladu kvalitního provádění zemních prací při ukládání potrubí;
- zatížení na povrchu terénu – v posuzovaném případě kolový tlak návrhového vozidla 120 kN na normativní zatěžovací ploše;
- pro odhady pravděpodobnosti poruchy byl jako mezní stav únosnosti v případě 3a) použit vztah (1), kde v úloze akce zatížení  $A$  vystupovala hodnota napětí v tahu a bariéru  $B$  pak představovala tahová pevnost betonu; jinými slovy – mezní situací bylo tahové porušení betonu, které takto znamenalo dosažení mezního momentu únosnosti nevyztuženého průřezu, obvykle ve vrcholovém průřezu vyšetřované konstrukce (rovinné přetvoření, MKP, 2D prvky);
- modely 3a) a 3b) se částečně liší v zavedení úbytku tloušťky vlivem degradace. Pro výpočty MKP v ATENĚ 2D bylo uvažováno extrémní oslabení ve vrcholu trubky, vždy v hodnotě násobku času a průměrného úbytku, od vrcholu postupně ubývajících. Při výpočtu prutovým modelem byl zaveden zjednodušený předpoklad konstantního úbytku po celém obvodu.

Rozhodující vlastností 2D prutového modelu (případ 3b) je rozložení kontaktních namáhání na povrchu trouby (obr. 6), které simulují její skutečné spolupůsobení s obklopující zeminou a případným zatížením na povrchu. Hodnoty a průběh kontaktních namáhání vychází z teorie zemních tlaků Ing. Kysely – např. v [20]. Podstatou řešení je stanovení statického zatížení trub v období konsolidace obsypu, tedy krátce po provedení zemních prací, kdy je zemina porušena soustavou kluzných ploch a dochází k přemísťování částic zeminy posunem i pootočením. Kontaktní napětí na bocích trub pak dosahuje hodnot mezi aktivním a klidovým tlakem. Výpočet zatěžovacích napětí přitom zohledňuje jak způsob provádění (např. velikost úhlu uložení, změnou vlastností zemin v závislosti na stupni hutnění), tak v čase proměnné vlastnosti zemin (zejména rychlost konsolidace). Symetrická soustava kontaktních zatěžovacích napětí je pak aplikována na uzavřený kruhový rám dě-



lený na 24 prutových elementů. Rám je z formálních důvodů v místě lože doplněn o dvojici kloubových podpor, v důsledku rovnováhy složek kontaktních napětí jsou reakce v nich prakticky nulové. Výpočet průběhu vnitřních sil a deformací kruhového prstence je proveden metodou konečných prvků modulem FIN 2D. Výsledné průběhy jednoznačně určují extrémy jak ohybových momentů, tak normálových sil – s tahem na vnitřní lici v průřezech ve vrcholu a v patě (niveletě) potrubí, na vnější lici pak na bocích. V dalším kroku výpočtu jsou pak tyto extrémy standardně posouzeny modulem Beton 2D, který vychází ze zásad a vztahů Eurokódu [25] – u trub z prostého betonu s vyloučením trhlin, u železobetonu kromě posouzení MSÚ i s posouzením šířky trhlin jako rozhodujícího kritéria MSP. Jedná se o postup spadající mezi zjednodušená řešení, ovšem pro praktické používání vhodný a frekventovaně využívaný.

Při tvorbě a řešení pravděpodobnostního modelu (případ 3a) byla využita metoda LHS (řízeno prostřednictvím prostředí SARA – viz výše) a zohledněna korelace mezi materiálovými parametry betonu (tj. mezi pevností v tlaku, tahu a modulem pružnosti). Podrobnosti o vstupních parametrech a jejich statistických veličinách zde pro stručnost neuvádíme.

Při porovnávání výpočtů 1a, b, c se v souladu s očekáváním potvrdilo, že výpočet pomocí materiálově nelineární MKP se nejvíce blíží hodnotám zjištěným výrobcí při zkouškách únosnosti trub; výpočtová únosnost přitom výrazně překračuje hodnoty požadované normativně. Výpočty pomocí prutového 2D modelu s posouzením s užitím postupů podle [25] rovněž překračují požadavky norem, i když ne tak výrazně; výsledná únosnost je logicky nižší vzhledem k předpokladu „pružného“ chování materiálu až do porušení, tedy překročení pevnosti betonu v tahu. O výsledku významně rozhoduje „volba“ mezní hodnoty pevnosti.

Výpočty 3a) a 3b) modelového příkladu shodně prokázaly dostatečnou statickou spolehlivost trouby z prostého betonu v daných podmínkách včetně životnosti potrubí uloženého v zemině.

Je ovšem nutno připomenout, že výsledky značně závisí jednak na podmínkách uložení (zde se uvažují podmínky běžné, s relativně nízkým zatížením), jednak na rychlosti degradace. Jak již bylo uvedeno, hodnotu 0,5 mm/rok

lze považovat za „optimisticky typickou“ hodnotu; přitom tato rychlost koroze betonu závisí na řadě parametrů (složení betonu, „kvalitě“ splaškových vod, spádu potrubí a dalších vlivech). Každé zvýšení této rychlosti má zásadní vliv na snížení životnosti, stejně jako i vyšší hladina primárního zatížení.

#### VYUŽITÍ V PRAXI, ZÁVĚRY

Jak bylo možné očekávat, průběžné výsledky provedených výpočtů prokázaly, že deterministický postup výpočtu s jednodušším 2D prutovým modelem dává výsledky více na straně spolehlivosti než přístup stochastický při užití nelineární MKP. Oba přístupy přitom zahrnují velkou řadu údajů, jejichž přesnost je přinejmenším diskutabilní. Jedním z nejzávažnějších je vyjádření interakce potrubí a okolní zeminy proměnná v čase. Je známou a nepopíranou skutečností, že rozhodující návrhová situace s extrémním průběhem zatížení potrubí nastává krátce po uložení v zemi, zemní tlaky působící na trubní prsteneček se v čase v důsledku konsolidace zeminy mění a mají příznivější průběh. V průběhu mnoha desítek let trvající životnosti potrubí ale dochází, především v intravilánech, k opakovaným zemním pracím v blízkosti trub v souvislosti s rekonstrukcí sousedních sítí nebo samotné vozovky – zemina se tak může v libovolné okamžiku v důsledku těchto vlivů dostat opět do obdobného stavu jako před konsolidací.

Řadu proměnných ve výpočtech pak mnohem více než u jiných typů konstrukcí ovlivňuje způsob a kvalita provedení; zahrnutí vlivu nejistot do výpočtů může být zásadní – požadavky [6], [8] a [9] – to ovšem umožňují jen stochastické přístupy.

I deterministické postupy posuzování spolehlivosti a životnosti vyžadují nejen příslušné SW vybavení, ale rovněž odborný vhled do problematiky. Náročnost stochastického přístupu je ve všech směrech ještě vyšší. Nelze tedy očekávat, že by se posuzování spolehlivosti a životnosti potrubí s užitím stochastických metod stalo běžnou disciplínou. Současná situace je ovšem vychýlená do opačného extrému – problémy statického působení, spolehlivosti a životnosti potrubí spolupůsobí s zeminou jsou vesměs přehlíženy nebo se řeší jen hrubě přibližnými metodami či odhady. Pro běžné potřeby navrhování potrubí nebo pro plánování oprav by bylo třeba mít k dispozici výstižnou a přitom jednoduchou me-

## FINEC

Statika a dimenzace  
stavebních konstrukcí



Novinky  
verze 5

- Fin 2D a Fin 3D - vkládání obrázků do textových výstupů
- Ocelové spoje - detail uložení nosníku na nosník či sloup pomocí bříty
- Beton - 3D interakční diagram
- Protlak - posouzení protlačení sloupů s hlavicemi
- Betonový výsek - jednostránkový grafický výstup

Nové cenově výhodné balíčky

Parametrická teplotní křivka  
a Přístup tepla zdarma!

## GEO5

Geotechnické programy



Edice 2016  
od listopadu 2015

- Nový program Stabilizační pilota - návrh pilotových stěn zpevňujících svah a zabraňujících sesuvu
- Vylepšený vzhled a ovládání, možnost zobrazení konstrukce ve 2D nebo 3D
- Posouzení obecného ocelového průřezu
- Čtvercové piloty v programu Pažení posudek
- Automatický výpočet koeficientu redukce tlaků pro záporová pažení
- Podpora polních zkoušek (PMT, DMT, CPT)

... a mnoho dalších vylepšení

**fine**

tel.: +420 233 324 889  
fax: +420 233 321 754  
E-mail: hotline@fine.cz

**www.fine.cz**

## Literatura:

- [1] SCHEJBAL, R. Navrhování a spolehlivost potrubí s ohledem na požadavky norem. In: *Voda 2013*, s. 135–146.
- [2] CHROMÁ, M., VYŠVAŘIL, M., TEPLÝ, B. Degradace betonového kanalizačního potrubí biogenní síranovou korozi: modelování. *Vodohospodářství*. 2013, č. 6, s. 226–229.
- [3] fib Draft Model Code 2010. fib Bulletins No. 65 and 66. International Federation for Structural Concrete, Lausanne, Switzerland, 2012.
- [4] ISO 16204: 2012 Durability – Service life design of concrete structures.
- [5] ČSN EN 1990: 2003 Zásady navrhování. ČNI.
- [6] ČSN EN 1295-1: 1999 Statický návrh potrubí uloženého v zemi pro různé zatěžovací podmínky – Část 1: Všeobecné požadavky. ČNI.
- [7] TNV 750211:2002 Navrhování vodovodního a kanalizačního potrubí uloženého v zemi – Statický výpočet. ČNI.
- [8] Technical report CEN/TR 1295-2: 2005 Structural design of buried pipelines under various conditions of loading – Part 2: Summary of nationally established methods of design. CEN.
- [9] Technical report CEN/TR 1295-3: 2007 Structural design of buried pipelines under various conditions of loading – Part 3: Common method. CEN.
- [10] BELIE DE, N. ET AL. Experimental research and prediction of the effect of chemical and biogenic sulfuric acid on different types of commercially produced concrete sewer pipes. *Cement and Concrete Research*. 2004, vol. 34, p. 2223–2236.
- [11] NEVILLE, A. The confused world of sulfate attack on concrete. *Cement and Concrete Research*. 2004, vol. 24, p. 1275–1296.
- [12] SKALNY, J., MARCHAND, J., ODLER, I. *Sulfate attack on concrete*. 1<sup>st</sup> edition, London: Spon Press, 2002. ISBN 0-419-24550-2
- [13] POMEROY, R. D., BOON, A. G. *The problem of hydrogen sulphide in sewers*. Clay Pipe Development Association Ltd., 1976.
- [14] ASCE Manuals and Reports of Engineering Practice, *Gravity Sewers*, American Society of Civil Engineers. 2007, No. 60, New York, USA.
- [15] TEE, K. F., LI, CH. Q., MAHMOODIAN, M. Prediction of time-variant probability of failure for concrete sewer pipes. In: *Proc. of XII DBMC*, Porto, Portugal: 2011, vol. I, p. 447–454.
- [16] TEPLÝ, B., NOVÁK, D. Predikce degradace betonových konstrukcí výpočetním modelováním. *Beton TKŠ*. 2014, č. 2, s. 56–57.
- [17] NOVÁK D., VOŘECHOVSKÝ M., RUSINA M. (2013) FREET version 1.6 – program documentation, User's and Theory Guides, Brno/Červenka Consulting, Prague. Dostupné z: <http://www.freet.cz>
- [18] ČERVENKA ET AL. ATENA Program Documentation, Part 1 – Theory, Červenka Consulting, s. r. o., Praha, 2014.
- [19] ŘOUIL, L., ROVNANÍKOVÁ, M., TEPLÝ, B. Modelling time dependent synergy effects of mechanical load, biogenic sulphuric acid corrosion and rheological effects on concrete sewage pipes. In: *CONCREEP-10 Mechanics and Physics of Creep, Shrinkage, and Durability of Concrete and Concrete Structures*, (sborník v tisku). Vídeň, Rakousko: září 2015.
- [20] KYSELA, Z. *Statika tuhých a částečně poddajných potrubí zasypaných v zemi*. Zpráva ÚTAM. Praha: ČSAV, 1986.
- [21] BEDDOE, R. E., SCHMIDT, K. Acid attack on concrete – effect of concrete composition. Part 1. *Cement International*. 2009, 7(3), s. 88–94.
- [22] BEDDOE, R. E., SCHMIDT, K. Acid attack on concrete – effect of concrete composition. Part 2. *Cement International*. 2009, 7(4), s. 86–93.
- [23] MALANÍK, S. Stoková síť poškozená síranovou korozi betonu. *NO DIG*. 2005, roč. 11, č. 2, s. 14–25.
- [24] PUKL, R., NOVÁK, D. Kompletní modelování betonových konstrukcí. In: *18. konference Betonářské dny*. 2011.
- [25] ČSN EN 1992-1-1: 2006 Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby.

tohu zahrnující i v tomto textu popisované jevy a zákonitosti; alespoň pro nejběžnější, typické situace by ale měla být kalibrována plně pravděpodobnostními (stochastickými) postupy spolu s modelováním degradace betonu (resp. výztuže). Pravděpodobnostní modely poškození materiálů působením vlivů prostředí [12] lze využívat pro posuzování průběhu degradace a pro hodnocení spolehlivosti dle mezních stavů, tj. také pro posouzení životnosti navrhované konstrukce, resp. prognózy zbytkové životnosti stávající konstrukce. V případě projednávání v tomto příspěvku, tj. betonového kanalizačního potrubí ovlivněného degradací v důsledku biogenní síranové koroze, lze v tomto smyslu výše popsané nástroje využít např. takto:

- při ověřování či kalibraci zjednodušených postupů či při řešení komplikovaných, atypických zadání;
- pomocí modelu degradace vypracovat studie (příklad ve třetí kapitole) závislosti postupu degradace na různých parametrech (materiál, způsob provozování ad.) jako podpůrné nebo orientační informace pro rozhodování o návrhu potrubí či o způsobu a době rekonstrukce;
- pomocí modelu degradace pro daný čas, materiál a způsob provozování potrubí stanovit míru degradace (oslabení průřezu) a statickým řešením potrubí s takto oslabeným průřezem v daných podmínkách posoudit spolehlivost (mezní šířka trhlinek nebo únosnost);
- recipročně k předcházející variantě nejprve statickým řešením potrubí v zemině určit potřebné minimální materiálové a průřezové charakteristiky (s ohledem na mezní šířku trhlinek nebo na únosnost); pak následně pomocí modelu degradace prognózovat životnost.

Autoři doufají, že tímto příspěvkem alespoň částečně přispívají k diskusi o tvorbě jednotné koncepce výpočtů při navrhování betonových kanalizačních potrubí [9].

Autoři z VUT Brno byli podporováni částečně z projektů č. GA ČR 14-10930S a GA ČR 13-22899P, současně děkují též Bc. M. Bejčkovi za pomoc při vyhotovování některých výpočtů a zástupcům společnosti PREFA Brno za poskytnutí experimentálních dat.

prof. Ing. Břetislav Teplý, CSc, FEng  
Fakulta stavební VUT v Brně  
e-mail: [teply.b@fce.vutbr.cz](mailto:teply.b@fce.vutbr.cz)



Ing. Richard Schejbal  
Sweco Hydroprojekt, a. s.  
e-mail: [richard.schejbal@sweco.cz](mailto:richard.schejbal@sweco.cz)



Ing. Ladislav Řoutil, Ph.D.  
Fakulta stavební VUT v Brně  
e-mail: [routil.l@fce.vutbr.cz](mailto:routil.l@fce.vutbr.cz)



Ing. Tomáš Parkan  
Sweco Hydroprojekt, a. s.  
e-mail: [tomas.parkan@sweco.cz](mailto:tomas.parkan@sweco.cz)



RNDr. Markéta Rovnaníková, Ph.D.  
Stavební fakulta VUT v Brně  
e-mail: [chroma.m@fce.vutbr.cz](mailto:chroma.m@fce.vutbr.cz)





# VÝZVY V HODNOCENÍ STÁVAJÍCÍCH BETONOVÝCH MOSTŮ

## ■ CHALLENGES IN THE ASSESSMENT OF EXISTING CONCRETE BRIDGES

Roman Lenner, Manfred Keuser, Thomas Braml

Je všeobecně známo, že stárnoucí dopravní infrastruktura je nutné věnovat pozornost. V důsledku vzrůstající intenzity dopravy vykazuje mnoho mostů známky poškození a jejich nosnost je z hlediska nejnovějších návrhových norem nevyhovující. Rozdělování finančních prostředků na udržení provozuschopné kapacity stávajících dopravních sítí je náročným úkolem. Z ekonomického hlediska je výhodné před provedením drahé a potenciálně zbytečné opravy nebo výměny podrobně vyhodnotit únosnost a skutečnou úroveň zatížení. Řešení tohoto problému nabízejí pokročilé metody hodnocení konstrukcí. Pro stanovení účinků zatížení, přepočítání odolnosti konstrukce a zhodnocení její bezpečnosti je výhodné použít spolehlivostní analýzy nebo upravit parciální součinitele v rámci semipravděpodobnostního výpočtu. Tento příspěvek se soustředí na některé vlastnosti odolnosti a účinků zatížení. Pro použití ve spolehlivostní analýze nebo ve zjednodušeném pravděpodobnostním hodnocení jsou uvedeny stochastické modely pro odolnost, které zahrnují možné porušení železobetonových prvků (poškození betonu a betonářské výztuže). Aby bylo možné lépe vystihnout případné omezení a lépe definované zatížení, které může být v řadě případů dostatečné pro požadované referenční období dalšího provozu, jsou studovány některé stochastické modely dopravy. Použití metod přizpůsobených stávajícím betonovým mostům a lépe definovanému zatížení může v mnoha případech vést k hospodárnějšímu řešení a k dosažení delší životnosti konstrukce, při zachování její bezpečnosti. ■ It is well known that the ageing transportation infrastructure requires some attention. Many existing bridges exhibit signs of deterioration due to the increased traffic intensity and their calculated performance according to the most current design codes is often considered as inadequate. The challenge is to allocate funds for maintaining the operational capacity of the existing networks. From the economic point of view, it makes sense to assess the load carrying capacity and the loading level in larger detail before an expensive and maybe unnecessary repair or replacement take place. Advanced methods of assessment often offer a solution. Reliability analysis and partial factor adjustment within the semi-probabilistic safety concept are particularly attractive for the re-calculation of resistance, assessment of load effects and the evaluation of structural safety. The aim of this paper is to concentrate on particular aspects of resistance and load effect. Stochastic models for resistance including potential damage of reinforced concrete members are presented for the use in a reliability analysis or simplified probabilistic assessment. This includes damage to concrete and reinforcement. Some of the traffic stochastic models are studied in order to account for restricted better defined loading that could be in many cases sufficient for the required reference period of further service. The use of methods tailored to existing concrete bridges and better defined loading may often lead to more economical solution and to an extended service life while providing the necessary structural safety.

Téma hodnocení se stává stále naléhavějším činitelem při správě dopravní infrastruktury. Velká část stávajících mostů byla vybudována před třiceti až padesáti lety a jejich schopnost přenášet zatížení je pro celou dopravní síť klíčová. Původně zamýšlená životnost těchto konstrukcí se často chýlí ke konci a mnoho z nich vykazuje známky porušení. Současně došlo ke zvýšení intenzity dopravy a úrovně zatížení, a tento trend bude pokračovat. Otázkou tedy je, zda jsou mosty schopné přiměřeně plnit svou funkci a jestli je možné prodloužit jejich životnost. Pokud je jejich stav nevyhovující, je nutné rozhodnout, kterou strategii použít. V této souvislosti samozřejmě vyvstává otázka dostupných finančních prostředků

a nákladové efektivity jejich vynaložení. Při posuzování podle nových návrhových norem, které odrážejí předpoklad vyšší úrovně dopravy, jsou starší mosty často označeny jako nevyhovující z hlediska své schopnosti přenést požadované návrhové zatížení. V takovém případě se potom nabízí jejich výměna nebo modernizace, které však s sebou nesou nezanedbatelné finanční náklady. Zesilování konstrukce staršího mostu je drahé a také ne příliš jednoduché. Z ekonomického hlediska má proto význam před provedením nákladné (a možná také zbytečné) opravy nebo výměny podrobně vyhodnotit zatížení a únosnost konstrukce.

Tento příspěvek se zabývá otázkou hodnocení stávajících betonových mostů v souvislosti s efektivnějším řízením finančních prostředků určených pro správu dopravní infrastruktury.

### HODNOCENÍ STÁVAJÍCÍCH BETONOVÝCH MOSTŮ

Normy pro návrh nových konstrukcí jsou často z hlediska odolnosti a předpokládaného zatížení založeny na konzervativních předpokladech. Mezi návrhem nových a hodnocením existujících konstrukcí jsou ale značné rozdíly. Během posledního desetiletí bylo věnováno velké úsilí zlepšení metod klasifikace stávajících staveb. Je všeobecně známo, např. Wisniewski a kol. [1], že hodnocení existujících mostů se od návrhu nových konstrukcí liší v mnoha ohledech, např:

- dosažení vyšší úrovně bezpečnosti je v případě stávajících mostů nákladnější než u nově budovaných konstrukcí,
- zbývající životnost stávajících mostů se často liší od standardní návrhové životnosti, která je v případě nových mostů 100 let,
- pro vyhodnocení jsou k dispozici informace o skutečném stavu konstrukce (kontroly, zkoušky, měření),
- úprava modelů proměnného zatížení pro místně specifické podmínky mostu může zpřesnit odhad působícího zatížení,
- pro ověření výpočetních modelů lze v případě existujících konstrukcí použít průkazní zatěžovací zkoušky.

V současné době jsou stávající mosty v Evropě ověřovány zjednodušeně pomocí postupů založených na metodě parciálních součinitelů, která se běžně používá při návrhu nových mostů. Taková hodnocení mohou být často konzervativní a vést k drahým rekonstrukcím nebo k výměně mostu.

Lenner [2] uvádí, že skutečné chování stávající konstrukce může být ověřeno pomocí úpravy jednotlivých parciálních součinitelů, která je provedena na základě skutečného chování mostu, nebo za použití plně pravděpodobnostních metod, ve kterých jsou nejistoty základních proměnných popsány pomocí vhodných stochastických modelů. Tento postup je sice náročnější, ale také přesnější. Při posuzování obvyklým způsobem je most totiž často klasifikován jako nevyhovující. Podrobnější analýza pomocí pokročilých metod přitom ale může prokázat, že je schopen bezpečně přenášet zatížení, aniž by bylo nutné ho zesilovat nebo vyměnit. Použití pokročilých metod analýzy konstrukcí, které počítají s dodatečnými rezervami v únosnosti, může být tedy opodstatněno příliš vysokými náklady na rekonstrukci a je proto nutné vzít v úvahu jejich finanční přínos.

Eurokódy v současné době nerozlišují mezi návrhem nových a hodnocením stávajících mostů. Existují ale pokročilé nor-



my, směrnice nebo výzkumné projekty, které přináší změny v zavedených postupech [3], [4]. Navrhují několikastupňový postup pro hodnocení existujících mostů. Pokud únosnost není při prvním posouzení podle návrhových norem dostatečná, je v dalším stupni možné použít pokročilé metody hodnocení, které mají větší nároky na odbornost a data, jak bylo ukázáno ve Wisniewski a kol. [1]. Maljaars a kol. [5] navrhl čtyřstupňové hodnocení stávajících dálničních mostů a popsal každý stupeň. Z jeho práce vyplývají dva hlavní přístupy k hodnocení existujících konstrukcí:

- úprava parciálních součinitelů pro semipravděpodobnostní hodnocení,
- plně pravděpodobnostní hodnocení.

Použití těchto pokročilých metod pro ověření je podmíněno použitím aktualizovaných stochastických modelů popisujících jednotlivé proměnné, které v rovnici pro mezní stav představují odolnost a zatížení. Požadovaná úroveň spolehlivosti, doporučená v různých národních a mezinárodních dokumentech jak pro nové, tak pro stávající konstrukce, je navíc nekonzistentní s kritérii, podle kterých se mají odpovídající hodnoty vybírat. Specifikace požadované úrovně spolehlivosti je pro pokročilé metody hodnocení nutná; je ale nad rámec tohoto příspěvku.

### STOCHASTICKÉ MODEL Y

Spolehlivostní výpočty nezbytné pro úpravu parciálních součinitelů nebo pro pravděpodobnostní hodnocení jsou v podstatě zcela závislé na vyhodnocení následující rovnice, ve které jsou proměnné definovány jako náhodné veličiny:

$$Z = R - E, \quad (1)$$

kde  $R$  je únosnost a  $E$  účinek zatížení (obr. 3).

Aby bylo možné popsat stav správně vyhodnotit, je nutné definovat stochastické parametry veličin popisujících odolnost a zatížení. Cílem tohoto článku je poskytnout stochastické modely pro použití ve výpočtu s ohledem na:

- porušený železobeton,
- proměnné zatížení.

### ODOLNOST

#### Typické poruchy a poškození železobetonových mostů

Mosty jsou vystaveny různým zatížením a deformacím. Konstrukce musí odolávat klimatickým vlivům, mimo jiné velkému vystavení chloridů, a také zintenzivňující se dopravě a zvyšujícím se vlivům mechanickým. Stav poškozené kon-

strukce může být klasifikován jako **porušení betonu, porušení betonu ovlivňující betonářskou výztuž a porušení betonářské výztuže**. Tyto typické stavy poškození železobetonových mostů jsou hodnoceny z hlediska jejich vlivu na vlastnosti materiálu v konstrukci, a tím na únosnost nebo odolnost konstrukce.

#### Podmínky způsobující porušení betonu

Výkvěty mají většinou za následek nevídaný vzhled konstrukce, ale jen zřídka zhoršují mechanické vlastnosti nebo trvanlivost betonu. Jsou způsobeny solemi, které se rozpouštějí ve vodě obsažené v betonu, a tak se dostávají k jeho povrchu. Tam se vlivem chemické reakce nebo vypařování tvoří usazeniny. Nejprve se objevují primární výkvěty, které vznikají ze záměsové vody betonu. Sekundární výkvěty se většinou tvoří o několik měsíců později v důsledku neplánované penetrace vody do betonu trhlinami, spárami a jeho porézní strukturou. Pokud ještě nedošlo k žádnému výraznému odprýskávání, nemají výkvěty vliv na mechanické vlastnosti betonu, často ale poukazují na jiné poškození.

Koroze betonu je u mostů primárně způsobena fyzikálními vlivy a méně často chemickým napadením. Nejznámějším příkladem fyzikálního napadení je vystavení cyklickému zmrazování a rozmrazování a rozmrazovacím solím ve formě chloridů. Rozhodujícím faktorem je jejich současné působení. Kvůli pokračujícímu zvětvování a odprýskávání povrchu betonu v důsledku zmrazování vody v kapilárních pórech (zvětšuje svůj objem o 9 %), se soudržnost betonu zhoršuje a celková plocha příčného řezu se zmenšuje. První výsledky zkoušek ukázaly pokles v pevnostní třídě o 35 %. Pevnost betonu v tlaku poškozeného cyklickým zmrazováním a rozmrazováním  $f_{c,damaged}$  [MPa] je v tomto případě funkcí pevnosti nepoškozeného betonu  $f_{c,0}$  [MPa] podle následující rovnice:

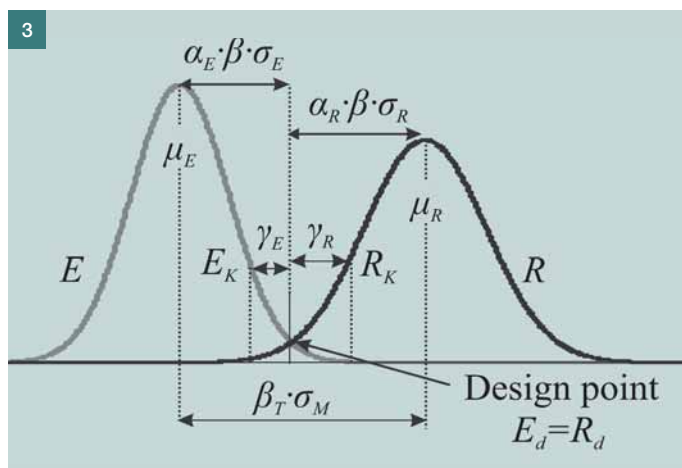
$$f_{c,damaged} = 0,96 f_{c,0} - 9 \quad (2)$$

Podrobnosti Braml [6].

#### Podmínky způsobující porušení betonu, které má vliv na betonářskou výztuž

Během několika posledních let bylo jedním z nejčastějších druhů poškození betonových mostů porušení vlivem chloridů z důvodu zvýšeného užívání rozmrazovacích solí v zimním období. Kritickým množstvím chloridů, které způsobuje korozi železobetonových mostů, se intenzivně zabývá odborná literatura a mnoho autorů považuje za správnou hodnotu 0,3 až 0,5 hmotnostních procent cementu v betonu. Chloridy způsobující korozi se ale nespotřebují a zůstávají nadále ak-





Obr. 1 Projevy výkvětů na mostě ■ Fig. 1 Symptoms of efflorescence on a bridge

Obr. 2 Poškozený povrch betonu napadeného mrazem a rozmrazovacími solemi ■ Fig. 2 Damaged concrete surface after frost-deicing salt attack

Obr. 3 Stochastické modely ■ Fig. 3 Stochastic models

Obr. 4 Typické projevy výkvětů způsobené rozmrazovacími solemi ■ Fig. 4 Typical signs of efflorescence caused by de-icing salts

Obr. 5 a) Účinky obecné koroze, b) vliv trhlin na pevnost betonářské výztuže v tahu [7] ■ Fig. 5 a) Effects of general corrosion, b) scarring on the tensile strength of a reinforcing steel bar [7]

ktivní. Když soli penetrují pasivační vrstvu, vznikne potenciálový rozdíl v betonářské výztuži a rozvine se tzv. bodová koroze. Pokud v konstrukci proudí voda s rozpuštěnými chloridy nebo pokud chloridy prostupují na povrch v důsledku koncentračního spádu, může dojít ke vzniku výkvětů (obr. 4).

Výkvěty se objevují ve formě velkých bílých skvrn, nebo mohou dokonce vytvářet stalaktity. Pokud chloridy neproniknou až na samotný povrch betonu a místo toho zkrystalizují uvnitř, kde zvětší svůj objem, dojde ve většině případů také k odprýskávání. Zatím nebyl proveden žádný výzkum zabývající se tím, zda působení chloridů kromě koroze betonářské výztuže nezpůsobuje také změny materiálových vlastností betonu. V zásadě je ale třeba předpokládat, že usazené chloridy nezmění cementovou matici.

Během karbonatace reaguje oxid uhličitý, který proniká do betonu spolu se vzduchem, s hydroxidem vápenatým obsaženým v pórové kapalině za vzniku uhličitanu vápenatého. Pokud se v pórovém roztoku nerozpustí žádný další hyd-

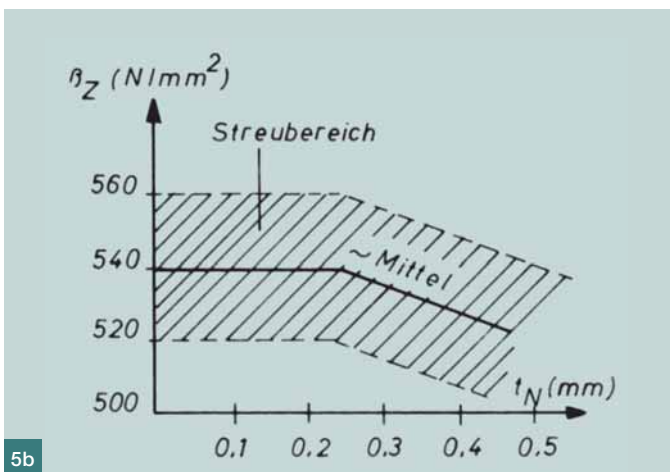
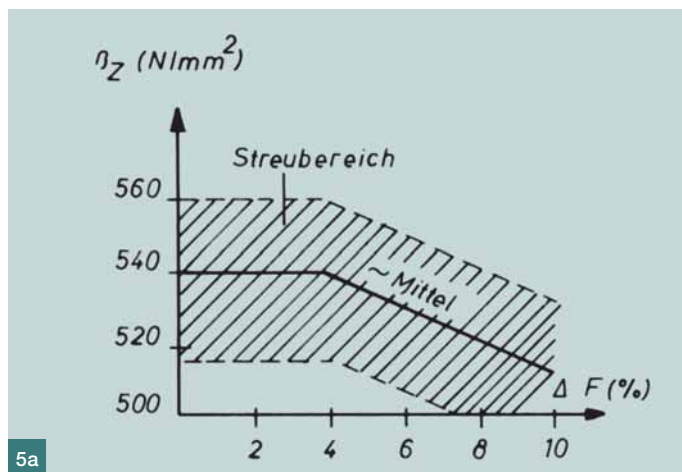


roxid vápenatý, dojde během celého procesu ke snížení pH z původních cca 13 až na 8,3. Pokud je betonářská výztuž ve zkarbonatovaném prostředí, začne za přítomnosti vlhkosti a kyslíku korodovat. U zcela zkarbonatovaných vzorků se v důsledku karbonatace zvýší pevnost až o 210 %. Pokud k ní ale dojde jen na povrchu, pevnost betonu v tlaku se sníží. Kvůli velkému množství různých vlivů nelze snížení pevnosti betonu v tlaku definovat přesněji. Pokud jsou konstrukce během své životnosti monitorovány, musí být pro karbonataci uvážěn vhodný časově závislý model. Shrnutí různých modelů uvádí Braml [6].

Pokud šířka trhlin v železobetonových konstrukcích nedosáhne takové velikosti, při které jsou vodopropustné, nedojde obecně uvnitř konstrukce k žádnému porušení. Když je ale v důsledku vnějších vlivů nebo vnitřních napětí v betonu šířka trhlin větší, může se ztratit schopnost betonu chránit betonářskou výztuž a dochází ke zmenšení příčného řezu. Zvláštní pozornost by měla být věnována podélným trhlinám v nosné konstrukci, protože upozorňují na pokročilou korozi betonářské výztuže a dá se z nich usuzovat, že je porušena soudržnost mezi betonem a výztuží.

#### Podmínky způsobující porušení betonářské výztuže

U železobetonových mostů je koroze betonářské výztuže hlavním porušením souvisejícím se sníženou únosností. Obecně a za normálních podmínek je betonářská výztuž chráněna před korozí pasivační vrstvou, která vzniká během tuhnutí a tvrdnutí betonu v důsledku jeho velké zásaditosti. Karbonatace betonu a s ní související snížení hodnoty jeho pH pod 9 současně se vznikem chloridového čela odstartuje korozi výztuže. Vlivem karbonatace ztratí beton obklopující be-



tonářskou výztuž svou ochrannou funkcí. Korozi betonářské výztuže lze rozdělit na iniciační fázi a na fázi šíření porušení betonu. Existují dva různé typy koroze: rovnoměrná ztráta materiálu zejména kvůli korozi vyvolané karbonací a ztráta materiálu v důsledku bodové koroze způsobené chloridy. Během vizuálních prohlídek konstrukce lze tyto dva druhy koroze od sebe rozeznat podle barvy skvrn. Černé skvrny ukazují na korozi způsobenou chloridy, zatímco skvrny červené až hnědé barvy jsou znakem karbonatce. Protože zkorodovaná ocel má v porovnání s nekorodovanou 2x až 6x větší objem, vznikají v betonu tahová napětí a explozivní tlaky způsobující podélné trhliny a nakonec odprýskávání krycí vrstvy betonu.

Koroze má také vliv na tahovou pevnost ocelových prvků. V [7] byly zkoumány účinky obecné koroze a hloubky proniknutí koroze do prutů na tahovou pevnost deformované betonářské tyčové výztuže jakosti BSt 420/500,  $d = 8$  mm. Grafy na obr. 5 ukazují výsledky zkoušek. Hodnota  $\Delta F$  [%] představuje poměr zkorodované plochy k původní ploše příčného řezu. Hodnota  $t_N$  [mm] je hloubka proniknutí koroze. Tyto hodnoty byly ve většině případů stanoveny destruktivním zkoušením zkušebních těles. V případě důkladné vizuální prohlídky konstrukce musí být tyto hodnoty odhadnuty pomocí vhodných prostředků, např. lupy, posuvného měřidla apod.

Vlastní analýzy jasně ukázaly, že pro stanovení tahové pevnosti zkorodované výztuže musí být uvažováno nejen se zbývající plochou příčného řezu, ale také s poklesem pevnosti v tahu, která je na stupni koroze závislá. Jako počáteční odhad je možno uvažovat s nižší tahovou pevností zkorodované oceli průměrně o dalších 3 až 5 %.

### Stochastické modely pro zavedení porušení do pravděpodobnostních výpočtů

Statické vlastnosti stochastického modelování pro pravděpodobnostní analýzu byly, v závislosti na porušení, vyvinuty jak pro změnu materiálových vlastností betonu a betonářské výztuže, tak pro změny geometrických rozměrů.

Pro aplikaci je porušení rozděleno podle německé RI-EBW-PRÜF [8]. Výzkum v [6] prokázal, že kategorie porušení odprýskávání, koroze betonářské výztuže a koroze betonu mají největší vliv na udržitelnost železobetonových prvků.

Tab. 1 Shrnutí kategorií porušení se schématem hodnocení a souvisejícími stochastickými modely ■ Tab. 1 Summary of damage categories with assessment scheme and associated stochastic model

Porušení	Vyhodnocení	Kategorie	Základní proměnná	Rozdělení	$V_x$	$\sigma_x$
Odprýskávání v tlačené oblasti	0	žádné	$d_k = d$	N	–	5 mm
	1	nevýznamné	$d_g = d - h_g$	N	–	10 mm
	2	rozptýlené	$d_v = d - h_v$	N	–	10 mm
	3	výrazné	$d_a = d - h_a$	N	–	15 mm
	4	kritické	$d_s = d - h_s$	N	–	20 mm
Koroze betonářské výztuže	0	žádné	$A_{s,k} (= A_s)$	konstantní	–	–
	1	nevýznamné	$A_{s,g} (= A_s \text{ bis } 0,95 A_s)$	konstantní	–	–
	2	rozptýlené	$A_{s,v} (= 0,95 A_s \text{ bis } 0,9 A_s)$	N	2 %	–
	3	výrazné	$A_{s,a} (= 0,9 A_s \text{ bis } 0,8 A_s)$	N	2 %	–
	4	kritické	$A_{s,s} (= 0,8 A_s \text{ bis } 0,5 A_s)$	N	2 %	–
	0	žádné	$f_{yk} = f_y$	LN	6 %	–
	1	nevýznamné	$f_{y,g} = f_y$	LN	6 %	–
	2	rozptýlené	$f_{y,v} = 0,97 f_y$	LN	6 %	–
	3	výrazné	$f_{y,a} = 0,95 f_y$	LN	6 %	–
	4	kritické	$f_{y,s} = 0,93 f_y$	LN	6 %	–
Koroze betonu	0	žádné	$f_{c,k} = f_c$	LN	15 %	–
	1	nevýznamné	$f_{c,g} = f_c$	LN	15 %	–
	2	rozptýlené	$f_{c,v} = f_c$	LN	15 %	–
	3	výrazné	$f_{c,a} = 0,96 f_c - 9$ [MN/m <sup>2</sup> ]	LN	20 % (s $V_{Rct}$ 30 %)	–
	4	kritické	$f_{c,s} = 0,96 f_c - 9$ [MN/m <sup>2</sup> ]	LN	20 % (s $V_{Rct}$ 30 %)	–

kde  $f_y$  je střední hodnota meze kluzu,  $f_c$  střední hodnota pevnosti betonu v tlaku,  $A_s$  střední hodnota plochy betonářské výztuže a  $d$  efektivní výška.

Tab. 2 Stochastické modely pro vhodně definovanou dopravu ■ Tab. 2 Stochastic model for well-defined traffic

Proměnná	X	Rozdělení	$\mu_x/X_k$	$V_x$
Statický účinek zatížení	$Q_{vehicle}$	N	1	0,05
Dynamický součinitel	$\delta$	LN	1	0 – 0,1 <sup>a</sup>
Nejistota modelu	$\theta_E$	LN	1	0,07 – 0,1 <sup>a</sup>

<sup>a</sup> v závislosti na omezení průjezdu vozidel (rychlost, umístění v příčném směru)

#### Literatura:

- [1] WISNIEWSKI, D.F., CASAS, J.R., GHOSN, M., (2012): "Codes for Safety Assessment of Existing Bridges – Current State and Further Development". Structural Engineering International, vol. 4, p. 552–561.
- [2] LENNER, R. (2014): "Safety Concept and Partial Factors for Military Assessment of Existing Concrete Bridges", PhD Thesis, Universität der Bundeswehr München.
- [3] SAMARIS. State of the Art Report on Assessment of Structures in Selected EEA and CE Countries – Deliverable D19, (2006): Sustainable and Advanced Materials for Road Infrastructure – V FP, Brussels.
- [4] NEN 8700:2009 (2009): "Grondslagen van de beoordeling van de constructieve veiligheid van een bestaand bouwwerk", Netherlands Normalisatie instituut.
- [5] MALJAARS J., STEENBERGEN R., ABSPOEL L. (2012): "Safety Assessment of Existing Highway Bridges and Viaducts". Structural Engineering International, vol. 1, p. 112–120.
- [6] BRAML, TH. (2010): "Zur Beurteilung der Zuverlässigkeit von Massivbrücken auf der Grundlage der Ergebnisse von Überprüfungen am Bauwerk." PhD thesis. Universität der Bundeswehr München.
- [7] JUNGWIRTH, D. (1984): "Auffinden, Beurteilung und Folgen geschädigter Bewehrung bei zu erhaltenen Bauwerken", Fortschritte Im Konstruktiven Ingenieurbau, p. 97–109.
- [8] Richtlinie zur einheitlichen Erfassung, Bewertung, Aufzeichnung und Auswertung von Ergebnissen der Bauwerksprüfungen nach DIN 1076 (2007). In: RI-EBWPRÜF, Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Stadtentwicklung – Abt. Straßenbau, Straßenverkehr.
- [9] SYKORA, M., HOLICKY, M., MARKOVA, J., (2013): "Verification of existing reinforced concrete bridges using the semi-probabilistic approach", Engineering Structures, vol. 56, p. 1419–1426.
- [10] EN 1990:2002. Eurocode – Basis of structural design. DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin.



Intenzita poškození v jednotlivých kategoriích je vyjadřována na pěti stupni s hodnotami 0 až 4. Pro pravděpodobnosti výpočet jsou materiálové parametry nebo geometrické rozměry v jednotlivých kategoriích popsány pomocí rozdělovací funkce hustoty pravděpodobnosti a příslušného variačního koeficientu se směrodatnou odchylkou. Tab. 1 shrnuje kategorie jednotlivých profilů porušení a související stochastické modely pro základní proměnné.

## ZATÍŽENÍ

Úspěšné hodnocení stávajícího mostu vyžaduje vyšetřování jak stálého, tak proměnného zatížení. Účinky dopravy mohou být zcela jistě uvažovány jako dominantní složka proměnného zatížení. Důkladná kontrola stávající konstrukce a její geometrie spolu se zkouškami materiálů mohou umožnit snížení charakteristické hodnoty zatížení od vlastní tíhy a popsání této proměnné z hlediska jejích nejistot. V tomto příspěvku jsou uvažovány pouze vlastní tíha a zatížení dopravou, další zatížení např. Sykora a kol. [9].

### Vlastní tíha

Dílčí součinitele zatížení, odvozené v EN 1990 [10] pro vlastní tíhu, jsou založeny na konzervativním odhadu variačního koeficientu  $V_G = 10\%$ . Není uvedeno žádné rozlišení mezi různými materiály konstrukce, a proto je pro celé stálé zatížení mostu uvažován jediný dílčí součinitel. Nedávné studie nicméně ukázaly, že variační koeficient  $V_G$  může být pro existující konstrukce snížen na 5 % [11]. V takovém případě je nezbytně nutné ověření rozměrů a místních podmínek. Pokud požadovaná spolehlivost zůstává na stejné úrovni jako je stanoveno v normě ( $\beta_T = 3,8$ ), vede snížení variačního koeficientu k okamžité redukci dílčího součinitele  $\gamma_g$  z návrhové hodnoty 1,35 na přibližně 1,2. Další rozdělení konstrukčních prvků podle skupiny materiálu a stanovení odpovídajícího variačního koeficientu odhad ještě zlepší.

### Účinky dopravy

Odvození zatěžovacího modelu a odpovídajících stochastických parametrů není jednoduché. Nejpoužívanější metodou je v současné době postup Bridge-Weigh-in-Motion (BWIM), který umožňuje kontinuální sběr informací o projíždějící dopravě. Zvláštní pozornost je věnována těžkým nákladním vozidlům, jejich tíze a rozdělení. Statistické metody extrapolace jsou spolu se simulacemi Monte Carlo často používány k odvození charakteristického a návrhového zatížení [12]. Pro hodnocení stávajících mostů může být relevantní uvažovat sníženou zbytkovou životnost a tudíž sníženou dobu návratu, která je pro charakteristické zatížení 1 000 let. Nejpresnějším postupem je vyvinutí místně specifického modelu pro zatížení dopravou, ve kterém je snížení návrhového zatížení založeno na podílu těžké dopravy a odpovídající celkové hmotnosti. V jednom konkrétním případě normové zatížení odpovídalo až dvojnásobku místně specifického zatěžovacího modelu [13]. Tento výsledek nelze zobecnit pro zatížení používané ve výpočtech, ukazuje ale, že vylepšený popis a zúžení stochastických parametrů pomáhají maximalizovat přípustné zatížení od dopravy.

Někdy je nutné během hodnocení uvažovat zvláštní, přesně nedefinovaná vozidla a bývá k dispozici jen velmi málo podkladů. Takové zatížení je z hlediska nejistot a požadované doby trvání nutně omezené. Může se to týkat povolování přepravy nadměrných nákladů, dopravy v oblastech s těžkým průmyslem nebo dopravy při mimořádných situacích.

V takovém případě jsou použitelné stochastické modely pro armádní vozidla, která vyvinul Lenner [2]. Proměnný účinek zatížení  $Q$  je potom definovaný následovně:

$$Q = \theta_E \delta Q_{\text{vehicle}}, \quad (3)$$

kde  $\theta_E$  je nejistota modelu v odhadu účinku zatížení od zatěžovacího modelu,  $\delta$  je dynamický součinitel a  $Q_{\text{vehicle}}$  je časově neproměnný statický účinek zatížení (včetně nejistot měření tíhy a rozmístění) rovný nominální hodnotě.

Stochastické modely pro takové vhodně definované zatížení byly vyvinuty na základě numerických simulací nadefinovaných vozidel a za použití dostupné literatury. Příklady některých výsledků jsou uvedeny v tab. 2. Rozdílné podmínky v průjezdu, které jsou ovlivňovány rychlostí a polohou vozidla na mostě, mohou být stanoveny tak, aby bylo maximalizováno zatížení. Je zřejmé, že významné snížení rychlosti umožňuje uvažovat pouze statické zatížení dopravou a jeho dynamické účinky je možné zanedbat. Detailnější popis stochastických modelů vhodně definované dopravy je uveden ve [2] společně s dalšími informacemi o citlivostních koeficientech a odvození cílové spolehlivosti.

## ZÁVĚR

Pokročilé metody hodnocení nabízejí řešení, které může zvrátit rozhodnutí rekonstruovat nebo vyměnit existující most. Nezaručují ale bezúdržbovou konstrukci. Naopak, pravidelné prohlídky a údržba jsou u všech existujících konstrukcí nutné. Hlavní výhody spočívají v aplikaci místně specifických podmínek konstrukce místo použití obecné normy, která nemusí konkrétní podmínky zcela vystihovat. To pomáhá maximalizovat využití konstrukce a také řídit přidělování finančních prostředků při stanovování priorit oprav. Dá se říci, že specifický přístup může výrazně zlepšit hodnocení a prodloužit životnost se zachováním požadované bezpečnosti konstrukce. Současně lze takto přistupovat jen k posuzování stávajících konstrukcí, zatímco při procesu návrhu nových by měly být striktně dodržovány všechny předpisy a vydané návrhové normy, aby byla zabezpečena požadovaná bezpečnost a použitelnost během celé očekávané životnosti konstrukce.

Dr.-Ing. Roman Lenner, PE  
Stellenbosch University  
Private Bag X1, Matieland 7602, South Africa  
e-mail: rlenner@sun.ac.za  
www.eng.sun.ac.za



Univ.-Prof. Dr.-Ing. Manfred Keuser  
University of Bundeswehr  
Werner-Heisenberg-Weg 39, 85577 Neubiberg, Germany  
e-mail: manfred.keuser@unibw.de  
www.unibw.de/bauv4



Dr.-Ing. Thomas Braml  
HFR Ingenieure GmbH  
Grünwalder Straße 1, 81547 München, Germany  
e-mail: braml@hfr-ingenieure.de  
www.hfr-ingenieure.de



Příspěvek na toto téma zazněl na 10. kongresu CCC v Liberci. Redakce děkuje autorům za jejich laskavý souhlas s českým přetiskem.  
Překlad: PROF-ENG, s. r. o., professional-english.cz.

# REKONŠTRUKCIA NAJSTARŠIEHO ŽELEZOBETÓNOVÉHO MOSTA NA SLOVENSKU V KRÁSNE NAD KYSUCOU

## RESTORATION OF THE OLDEST REINFORCED CONCRETE BRIDGE IN SLOVAKIA, IN THE TOWN OF KRÁSNE NAD KYSUCOU



Peter Paulík, Michal Bačuvčík,  
Miroslav Brodňan, Peter Koteš

Cestný most v Krásne nad Kysucou, preklenujúci rieku Bystricu, sa pokladá za najstarší zachovaný železobetónový most na Slovensku a jeden z najstarších oblúčkových mostov typu Monier v strednej Európe, ktoré sú ešte stále v prevádzke. Most bol dokončený v roku 1892 ako jeden zo série tohto typu mostov postavených na území bývalého Uhorska. Bez poškodenia prežil svetové vojny a slúžil do roku 2014 bez zásadných opráv. Predbežné statické výpočty z roku 2012 však ukázali, že nie je schopný bezpečne preniesť zvýšené zaťaženie dopravou podľa nových európskych noriem. Z toho dôvodu, a ako aj v snahe zachovať túto technickú pamiatku, bola navrhnutá jeho rekonštrukcia, ktorá sa vykonala v roku 2014. Článok sa venuje popisu konštrukcie, historickému aspektu, popisu mechanických vlastností pôvodného, 123 rokov starého betónu, miere degradácie a popisu rekonštrukcie mosta. ■ The road bridge in the town of Krásno nad Kysucou, spanning over the Bystrica river, is considered to be the oldest preserved reinforced concrete bridge in Slovakia and one of the oldest Monier type arch bridges in Central Europe which is still being used. The bridge was completed in 1892 as one of a series of this type of bridges built in the former Austro-Hungarian empire. Without any damage, it survived both World Wars and served until 2014 without any major repair. However, the preliminary structural analysis performed in 2012 showed that it is not capable of carrying

safely the increased traffic load according to new European standards. For this reason, and also in order to preserve this technical monument, its reconstruction was designed and undertaken in 2014. The article deals with the description of the original superstructure of the bridge and its historical aspects. It also reports on the mechanical properties of the original, 123-year-old concrete and its degradation as well as on the final reconstruction of the bridge.

Prvé patenty týkajúce sa betónu vystuženého oceľovými prútmi pochádzajú z 50. a 60. rokov 19. storočia, pričom prvý železobetónový most sveta bol postavený v roku 1875 J. Monierom, ktorý predtým vlastnil patent na výrobu drôtovým pletivom vystužených kvetnáčov. Neskôr patent na oblúčkové vystužené betónové mosty kúpila firma G. A. Wayss [1], ktorá v období od roku 1884 do roku 1891 postavila v Európe 320 mostov tohto typu [3]. V rámci Rakúsko-Uhorska, do ktorého vtedy patrilo aj územie dnešného Slovenska, bol prvý železobetónový most typu Monier postavený v roku 1887 v meste Steyr s rozpätím oblúčkov 4 m [3]. Následne na území Uhorska postavila firma G. A. Wayss niekoľko desiatok oblúčkových mostov tohto typu s najväčším rozpätím 18 m [2], [3]. Z týchto mostov sa však do dnešného dňa zachovalo už len zopár. Napr. v Maďarsku sa zachoval most z roku 1889 v mes-

te Solt, ktorý pozostáva z dvoch parabolických oblúčkov s rozpätiami 5 m [4]. Tento most bol v roku 2002 čiastočne prestavaný a zosilnený.

Medzi najzaujímavejšie mosty postavené firmou G. A. Wayss v Uhorsku sa radia aj dva mosty postavené na dnešnom území Slovenska. Jeden z nich stál neďaleko obce Borša [1] a druhý v meste Krásno nad Kysucou (obr. 1). Z týchto dvoch mostov sa dodnes zachoval len most v Krásne nad Kysucou postavený v roku 1892, ktorý je zároveň jeden z najstarších dodnes funkčných železobetónových mostov strednej Európy [9].

Tento unikátny most, na ktorom je osadená aj socha J. Nepomuckého, bol ešte aj po 120 rokoch v dobrom technickom stave a denne po ňom prešlo niekoľko stoviek áut. Avšak z dôvodu zvýšených nárokov na jeho spoľahlivosť, v zmysle nových európskych noriem a snahe zachovať túto technickú pamiatku, mestská správa rozhodla o jeho rekonštrukcii a zosilnení konštrukcie.

### POPIS PÔVODNEJ KONŠTRUKCIE MOSTA

#### Horná stavba

Most sa skladá z dvoch železobetónových klenieb postavených na kamenných oporách a kamennom pilieri, kto-



ré boli súčasťou predchádzajúceho kamenného oblúkového mosta. Podľa opakovaného zamerania uskutočneného počas rekonštrukcie klenby dosahujú svetlosť 16,8 m.

Hrúbka primárnej klenby je premenná, od 400 mm v päte oblúka po 150 mm v strede prvého oblúka a len 130 mm v strede druhého oblúka. Hrúbka klenby sa mení aj v priečnom smere a na okraji mosta je rovnaká na oboch klenbách – 250 mm v strede rozpätia. Nad základnou klenbou vystuženou pri oboch povrchoch sa nachádza pôvodná nadbetonávka z prostého betónu, ktorá dosahuje hrúbku až 600 mm pri pätách klenby a postupne sa smerom k stredu oblúka vytráca (celková hrúbka betónu tak v pätách klenby dosahuje viac ako 1 000 mm). Nadbetonávka sa nachádza len medzi parapetmi mosta (nejde teda až po okraje) a zasahuje približne len do tretiny rozpätia z oboch strán oblúkov. Vzopätie oblúkov je 2,4 m. Voľná šírka na moste bola 6,1 m a celková dĺžka premostenia činila 36,2 m (obr. 2).

### SPODNÁ STAVBA

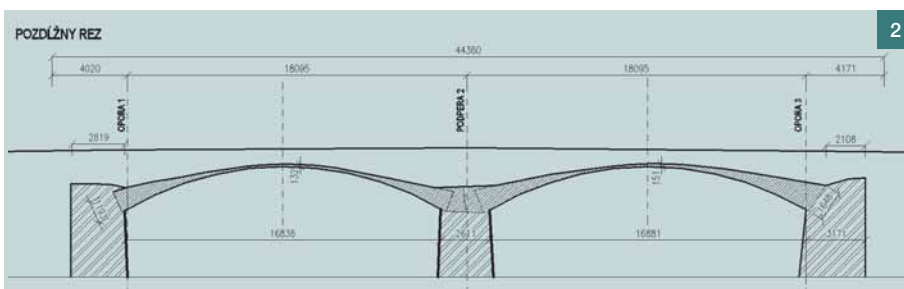
Spodnú stavbu tvoria kamenné opory a kamenný pilier v strede toku rieky.

### MOSTNÝ ZVRŠOK

Pod asfaltovou vozovkou sa nachádzala ešte pôvodná vrstva vozovky zhotovená zo štetovaných kameňov uložených v drvenom kamennom lôžku a zasypávaných jemne drveným kamenivom (obr. 3).

### HISTORICKÁ DOKUMENTÁCIA

Z mosta v Krásne nad Kysucou, ktorý bol postavený v roku 1892, sa žiaľ nezachovali ani výkresy a ani odborné články. Čiastočné informácie sa dajú nájsť v dvoch knihách [1], [2] vydaných firmou Wayss. Väčšina mostných konštrukcií postavených na konci 19. storočia bola založená na experimentálnom výskume, keďže teória železobetónu v tom čase ešte neexistovala. V čase výstavby mosta (1891 až 1892) sa cement klasifikoval podľa druhu – románsky a portlandský, pričom sa udávala je-



ho pevnosť v ťahu. V tej dobe sa vzorky na ťahovú skúšku zhotovovali z malty pozostávajúcej z jedného hmotnostného dielu cementu a troch hmotnostných dielov piesku, pričom vzorky mali tvar „piškóty“ s minimálnou prierezovou plochou 2 500 mm<sup>2</sup> [5]. Vodný súčiniteľ nebol presne daný a malta sa zhotovovala postupným pridávaním vody, až kým sa pri zhutňovaní nezačala „potiť“ [5]. Takto boli výsledky skúšok vždy čiastočne ovplyvnené aj ľudským faktorom. Zhutnenie zámesi bolo presne predpísané. Priemerná 28dňová pevnosť v tlaku takejto cementovej malty bola 4,7 MPa [3] pričom sa na skúšku pevnosti v tlaku používali kocky s hranou 70 mm. Normové 28dňové pevnosti vtedajších kvalitných portlandských cementov boli 1,6 MPa v ťahu a 16 MPa v tlaku [5].

Ďalším zdrojom historických informácií sú vedecké články zverejnené vo vtedajšom Maďarsku Takácsom Győző-m a Zoltánom Győző-m [6], [7] a [8]. Vychádzajúc z ich článkov, typická betónová zmes používaná firmou Wayss na výstavbu mostov vo vtedajšom Maďarsku pozostávala z jedného dielu kvalitného portlandského cementu a troch dielov štrkopiesku s maximálnym zrnom kameniva 25 mm [7]. Ich články však neuvádzajú ani pevnosť v tlaku a ani pevnosť v ťahu týchto betónov. Výpočty klenieb sa v tej dobe (1892) robili len veľmi zjednodušene. Dobový príklad všeobecného výpočtu klenby zo železobetónu je uvedený napr. v knihe Das System Monier [2]. Z vypočítanej osovej sily v päte oblúka, pevnosti betónu a ocele a z používaného stupňa vystuženia sa stanovila minimálna hrúbka klenby. Ohybový moment

Obr. 1 Most v Krásne nad Kysucou, postavený v roku 1892, fotka z roku 2012 pred rekonštrukciou ■ Fig. 1 Bridge in Krásno nad Kysucou built in 1892, photo from 2012 – before reconstruction

Obr. 2 Reálne rozmery klenby vrátane pôvodnej nadbetonávky nad pätami oblúkov – zameranie po odstránení vrstiev vozovky a zásypu klenieb ■ Fig. 2 Real dimensions of the arches including the original additional concrete filled over the vaults near the supports, measurement performed after removal of the arch backfill and the road layers

Obr. 3 Odkrytá pôvodná vrstva vozovky na moste ■ Fig. 3 Exposed layers of the original pavement

Obr. 4 Jadrový vývrt z klenby s viditeľným rozhraním medzi betónom klenby a nadbetonávkou ■ Fig. 4 Core drill from the arch with visible interface between the concrete arches and the additional concrete over-fill

na klenbe sa stanovoval z rovnomerného plošného zaťaženia a odchýlky geometrického tvaru klenby od paraboly [2]. Tlačená zóna v železobetónovom priereze namáhanom ohybom sa uvažovala do polovice výšky prierezu a rozloženie napätia v betóne sa uvažovalo lineárne [2]. Reálne sa však pri návrhu klenby vychádzalo z experimentov, ktoré uvažovali aj s nerovnomerným (jednostranným) zaťažením klenby, či kolosovým tlakom od prejazdu vozidla [1].

### EXPERIMENTÁLNE OVERENIE MATERIÁLOVÝCH VLASTNOSTÍ BETÓNU

V rámci rekonštrukcie mosta sa materiálové vlastnosti overovali nedeštruktívnymi metódami in-situ a na jadrových vývrtoch z klenby a parapetov mosta. Na ťahovú skúšku sa odobrali vzorky výstuže oblúka. Materiálové charakteristiky sa skúmali paralelne v dvoch ne-



Tab. 1 Mechanické vlastnosti betónu skúšané na vzorkách z jadrových vývrtov

Tab. 1 Mechanical properties of concrete tested on core-drilled samples

Lokalizácia odvrtnú	Laboratórium	Označenie vzorky	Výška vzorky [mm]	Priemer vzorky [mm]	Objemová hmotnosť [kg/m <sup>3</sup> ]	Statický modul pružnosti [GPa]	Priemerný statický modul pružnosti [GPa]	Prepočítaná kocková pevnosť v tlaku [MPa]	Priemerná kocková pevnosť v tlaku [MPa]
Klenba	ŽU	K1	116,3	94	2 080	21	21,5	28,1	28,9
	ŽU	K2	106,6	94	2 080	22		29,6	
Nadbetónová klenby	TSUS	KN1	200	99	2 080	20,9	21,8	28,4	29,9
	TSUS	KN2	199	99	2 160	23,7		36,6	
	ŽU	KN3	105,5	94	2 050	20,7		24,6	
Parapet	TSUS	P1	185,6	99	2 150	24,1	18,6	25,3	25,8
	TSUS	P2	187,9	99	2 140	16,5		28	
	TSUS	P3	198,5	99	2 130	15,1		24	

Tab. 2 Výsledky stanovenia pevnosti betónu Schmidtovým tvrdomerom

Tab. 2 Strength results of the concrete determined by Schmidt hammer tests

Lokalizácia miesta merania	Laboratórium	Označenie merania	Stanovená pevnosť [MPa]	Priemerná pevnosť [MPa]
Klenba	ŽU	S6-a-h	30	36
		S7-a-h	33	
		S8-a-d	45	
Klenba	TSÚS	S4-a-d	39	36
		S4-b-d	41	
		S5-a-d	37	
		S5-b-d	41	
		S6-a-h	37	
		S6-b-h	37	
		S7-a-h	28	
		S7-b-h	31	
Parapet	TSÚS	S8-a	24	24
		S8-b	24	

Tab. 4 Hĺbka karbonatácie betónu

Tab. 4 Carbonation depth

Označenie miesta merania	Miesto merania	Priemerná hĺbka karbonatácie [mm]
K1	Stred vrchnej časti klenby 1 (1 200 mm od parapety)	0,4
K2	Vrchná časť klenby 1 pri podpere 2 (1 700 mm od parapety)	0,1
K3	Spodok klenby 1 pri podpere 1 (kraj nosnej konštrukcie)	1,3
K4	Spodok klenby 1 pri podpere 1 (stred nosnej konštrukcie)	0,9

Tab. 3 Mechanické vlastnosti betonárskej ocele

Tab. 3 Mechanical properties of the original reinforcement steel

Vzorka	Laboratórium	Priemer výstuže [mm]	Dĺžka vzorky [mm]	Medza klzu [MPa]	Maximálna sila pri roztrhnutí [kN]	Medza pevnosti [MPa]	Modul pružnosti [GPa]
1	ŽU	10	50	321	29,3	378	230,2
2		12	50	–	44	389	–
3	TSÚS	12	216	363	47,1	416	207,4

závislých laboratóriách na Žilinskej univerzite (ŽU) v Žiline a v laboratóriu Technického a skúšobného ústavu stavebného (TSÚS) v Bratislave. Celkovo sa vyhotovilo šesť jadrových vývrtov (štyri z klenby, a dva z parapetov) a z nich sa vyhotovilo osiem vzoriek na mechanické skúšky. Na obr. č. 4 je jadrový vývrt z klenby, na ktorom zreteľne vidieť aj betón nadbetónávky, ktorý sa farebným odtieňom líši od betónu klenby. Na vzorke je tiež viditeľné, že kamenivo použité v betóne je väčšej frakcie, než aké udáva dobová odborná literatúra [7].

Na vzorkách sa overila pevnosť v tlaku betónu a prepočtom aj statický modul pružnosti. Pevnosť v tlaku zisťovaná na valcoch bola prepočítaná na kockovú pevnosť v tlaku podľa STN 73 1317 [10], výsledky sú uvedené v tab. 1.

Pevnosť v tlaku betónu bola na nosnej

konštrukcii mosta overovaná aj ne-deštruktívnym spôsobom pomocou Schmidtovho tvrdomeru typu N. Výsledky skúšok sú uvedené v tab. 2.

### MECHANICKÉ VLASTNOSTI BETONÁRSKEJ OCELE

Betonárske výstuže boli odobrané zo spodnej strednej časti klenby pri podpere 1 a z nich sa v laboratóriu pripravili tri kusy vzoriek. Vzorka č. 1 sa obrobila podľa normy STN EN ISO 6892-1 [11], pričom sa jej priemer zmenšil z pôvodných 12 mm na 10 mm.

### STANOVENIE HĽBKY KARBONATÁCIE BETÓNU

Karbonatácia betónu sa určovala jednoduchou indikačnou metódou, zvlhčením betónu fenoltaleínom (0,1% roztok v etylalkohole). Merala sa vzdialenosť zafarbenej vrstvy, vždy kolmo

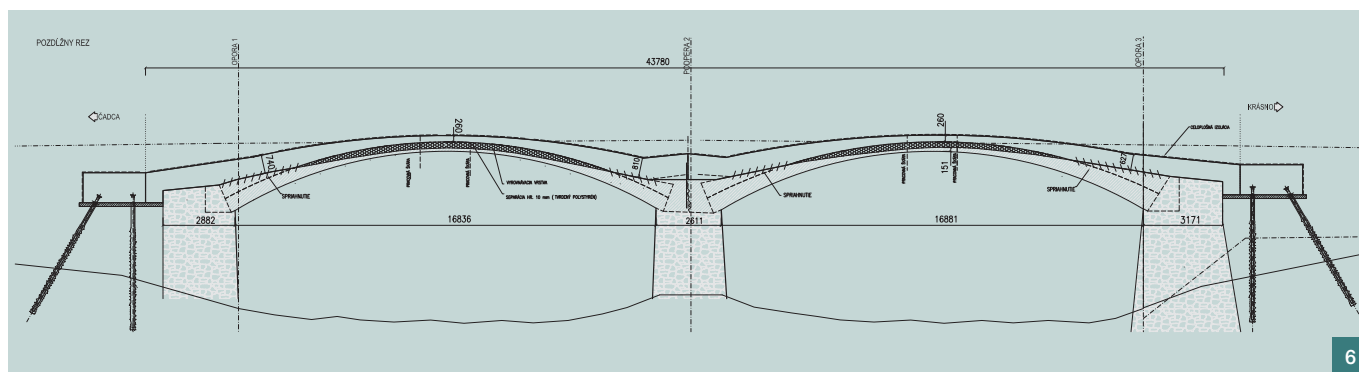
na povrch konštrukcie (obr. 5). Hĺbka karbonatácie je ovplyvnená aj faktom, že horná časť klenby bola prekrytá počas celej životnosti mosty zásypom klenby. Výsledky nameranej hĺbky karbonatácie betónu sú uvedené v tab. 4. Z výsledkov na meraných miestach vyplýva, že hĺbka karbonatácie na všetkých skúšobných miestach je len minimálna a nie je väčšia ako betónová krycia vrstva. Krycia vrstva zisťovaná na jadrových vývrtach bola pri spodnom povrchu nameraná v rozmedzí 30 až 60 mm a pri hornom povrchu 70 až 180 mm.

Okrem mechanických skúšok sa na vzorkách spravili aj rozsiahle fyzikálne a chemické analýzy typu RTG – difrakčná analýza, termická analýza TG/DTA, ortuťová porozimetria a pod., avšak tieto výsledky nie sú v článku prezentované.

### ZAŤAŽOVACIE SKÚŠKY

Na moste sa vykonala statická a dynamická zaťažovacia skúška, pred a aj po rekonštrukcii [12]. Statická zaťažovacia skúška pred rekonštrukciou mosta bola uskutočnená nákladným autom s hmotnosťou 25 t. Pri rôznych polohách vozidla deformácie mosta vo vertikálnom smere nepresiahli 1 mm





Obr. 5 Overenie skarbonatovanej vrstvy

betónu na nosnej konštrukcii mosta  
■ Fig. 5 Determination of carbonation depth on the bridge superstructure

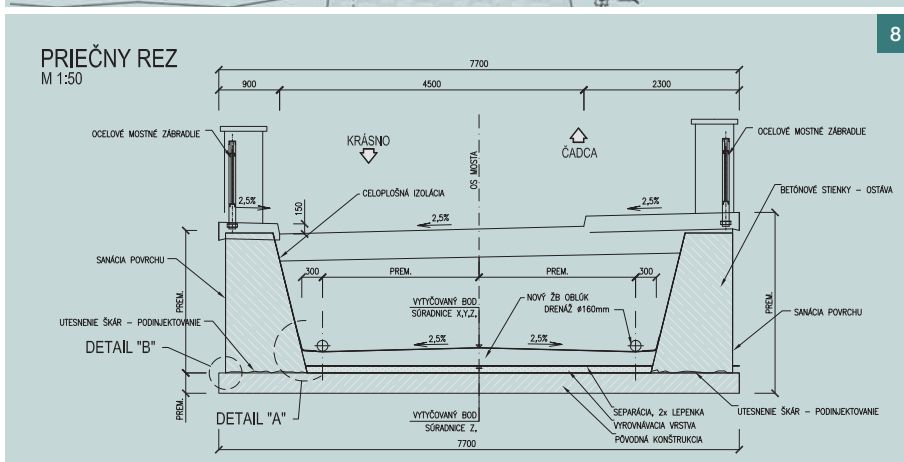
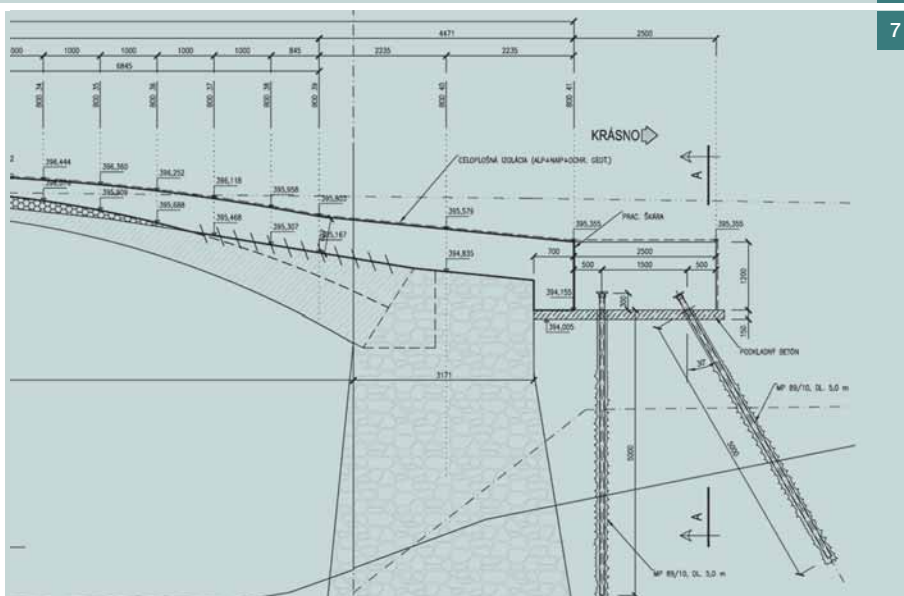
Obr. 6 Nová klenba nadbetónovaná v roku 2014 na pôvodnú klenbu z roku 1892

■ Fig. 6 New vault built in 2014 over the original vault from the year 1892

Obr. 7 Detail páty klenby po rekonštrukcii  
■ Fig. 7 Detail of the arch abutment after reconstruction

Obr. 8 Priečny rez mostom v oblasti strednej podpory  
■ Fig. 8 Cross section of bridge nearby the middle pier

Obr. 9 Pohľad na most po rekonštrukcii  
■ Fig. 9 Side view of the bridge after its reconstruction



a horizontálne deformácie páty klenby boli pod hranicou presnosti meračích prístrojov. Táto skúška poukázala na dobré statické pôsobenie klenby a vyššiu tuhosť, než sa pôvodne uvažovalo. Tá bola spôsobená nadbetónávkou klenby pri podperách, o ktorej sa pred odkrytím klenby nevedelo, ako aj spolupôsobením tuhých okrajových parapetov mosta, ktoré sú s klenbou prepojené betonárskou výstužou.

#### POPIS REKONŠTRUKCIE

K rekonštrukcii mosta sa pristúpilo na podnet mesta, ktoré vypísalo verejnú súťaž s podmienkou zachovania pôvod-

## Literatúra:

- [1] WAYSS, G.A. *Die monier bauweise*. Berlín: 1891.
- [2] WAYSS, G.A. *Das system Monier*. Berlín: 1887.
- [3] SEIDLEROVÁ, I., DOHNÁLEK, J. *Dejiny betónového staviteľství v českých zemích do konce 19. Století*. Praha: ČKAIT, 1999. ISBN 80-86364-01-1
- [4] HAJÓS, B., KARA, K., RASZTIK, R., TÓTH, E., HALÁSZ, L., MAGYARI, L., SITKU, L., TRÄGER, H. *Bridges in Hungary*. Budapest: HTA, 2008. ISBN 978-963-06-4939-1
- [5] BALÁZS, G. *Beton és vasbeton I. – alapismeretek történelme (svk.: Betón a železobetón I. – história vedomostí)*. Budapest: Akadémiai Kiadó, 1994. ISBN 963-05-6754-7
- [6] GYŐZŐ, Z. *A Monier rendszer és a hazánkban e rendszer szerint létesített első műtárgy (svk.: Systém Monier v našej krajine a naša prvá konštrukcia tohto typu)*. Magyar Mérnök és Építész Egylet. Budapest, 1890, 24/4, p. 221–232.
- [7] GYŐZŐ, T. *Monier és Gipszspalló szerkezetek I (svk.: Monierovské a sadrové stropné konštrukcie I.)*. Magyar Mérnök és Építész Egylet. Budapest, 1891, 25/1, p. 19–28.
- [8] GYŐZŐ, T. *Monier és Gipszspalló szerkezetek II. (svk.: Monierovské a sadrové stropné konštrukcie II.)*. Magyar Mérnök és Építész Egylet. Budapest, 1891, 25/2, p. 66–81.
- [9] PAULÍK, P. *Mosty na území Slovenska*. Bratislava: JAGA, 2012. ISBN 978-80-8076-103-5
- [10] STN 73 1317: 1986 Stanovenie pevnosti betónu v tlaku, ÚNMS Bratislava.
- [11] STN EN ISO 6892-1: 2010 Kovové materiály. Skúška ťahom. Časť 1: Skúška ťahom pri teplote okolia (ISO 6892-1: 2009), ÚNMS Bratislava.
- [12] MORAVČÍK, M., BAHLEDA, F. *Statická overovacia skúška spriahnutého oblúkového mosta. Stavebné a environmentálne inžinierstvo (Civil and Environmental Engineering)*, 2011, roč. 7, č. 1, s. 35–41. ISSN 1336-5835
- [13] BRODŇAN, M., KOTEŠ, P., KOTULA, P. *Analysis of short span bridges from prestressed concrete*. In: *4<sup>th</sup> International fib Congress 2014*. Mumbai, India: Improving Performance of Concrete Structures, Proceedings (Summary Papers Vol. I), 2014, zborník abstraktov: p. 91–92. ISBN 978-81-7371-919-6
- [14] ŘEHÁČEK, S., VACEK, V., KOLÍSKO, J., HUŇKA, P., ČÍTEK, D., BRODŇAN, M. *Structural technical inspection and project preparation for reconstruction of reinforced concrete railway viaduct in Krnsko*. In: *20<sup>th</sup> International Conference Engineering mechanics 2014*. Svratka, Czech Republic: 2014, p. 536–539. ISBN 978-80-214-4871-1, ISSN 1805-8248

bonatácie v exponovaných miestach konštrukcie je predmetom pokračujúceho výskumu.

Rekonštrukcia uskutočnená v roku 2014 spočívala v nadbetónovaní novej klenby odseparovanej od pôvodnej pružným materiálom, zachytení horizontálnych síl v päte oblúka, rekonštrukcii betónových povrchov a zhotovení novej hydroizolácie s účinným odvodnením klenby mosta. V rámci rekonštrukcie sa tiež obnovili kamenné oporné múry na príjazdových cestách a vymenilo sa zábradlie mosta. Most bol po rekonštrukcii zaradený medzi hlavné atrakcie mesta Krásno nad Kysucou a na cyklotrase, ktorá vedie popod most, boli osadené pamätné tabule. Aj vďaka citlivej rekonštrukcii bude čoskoro zaradený medzi oficiálne technické pamiatky Slovenska. Veríme, že most bude slúžiť obyvateľom minimálne ďalších 100 rokov podobne ako niektoré ďalšie zrekonštruované historické objekty [13], [14].

Táto práca bola podporovaná Agentúrou VEGA pod číslom grantu 1/0690/13 a agentúrou APVV na podporu výskumu a vývoja na základe zmluvy č. APVV-14-0772.

Projekt rekonštrukcie	TPC Group, s. r. o., Ing. Lukáš Rolko a Ing. Ľubomír Pepucha
Spolupráce na zmenách projektu	STU Bratislava a Žilinská univerzita v Žiline
Realizácia	2014

Ing. Peter Paulík, PhD.  
STU Bratislava, Stavebná fakulta  
Katedra betónových konštrukcií  
a mostov  
e-mail: peter.paulik@stuba.sk



Ing. Michal Bačuvčík  
TSÚS Bratislava  
e-mail: bacuvcik@tsus.sk



Ing. Miroslav Brodňan, PhD.  
Žilinská univerzita, Stavebná fakulta  
Katedra stavebných konštrukcií  
a mostov  
e-mail: miroslav.brodnan@fstav.uniza.sk



doc. Ing. Peter Koteš, PhD.  
Žilinská univerzita, Stavebná fakulta  
Katedra stavebných konštrukcií  
a mostov  
e-mail: peter.kotes@fstav.uniza.sk



nej podoby mosta. Ďalšou podmienkou bolo zosilnenie konštrukcie na zaťaženia podľa platných európskych noriem a vyriešenie prechodu chodcov cez most, ktoré na pôvodnom moste úplne chýbalo.

Projekt rekonštrukcie sa však v realizačnej fáze musel niekoľkokrát zmeniť kvôli skutočnostiam, ktoré sa zistili po odkrytí klenby a ktoré sa líšili od predpokladov projektu. Jednalo sa najmä o nadbetónávku klenby v oblasti podpier, ktorej sa musel nový tvar klenby prispôbiť, a neistoty v skutočnom pôsobení novej klenby pri podperách, v oblasti zachytenia horizontálnych silových účinkov. V tejto oblasti sa nakoniec na každej strane mosta navrhli dve betónové zarážky, každá uložená na troch mikropilótach kotvených do skalného podložia, ktoré zachytávajú časť horizontálnych síl. Nová klenba bola navrhnutá tak, aby dokázala prebrať celé zaťaženie. Od pôvodnej klenby je odseparovaná pružným materiálom, tak aby ju zaťažovala v čo možno najmenšej miere (obr. 6). Nová klenba bola s pôvodnou spriahnutá len v oblasti pri podperách, kvôli zachyteniu časti horizontálnych síl (obr. 7).

Kvôli zachovaniu historickej konštrukcie muselo byť šírkové usporiadanie mosta navrhnuté tak, aby sa nemusela konštrukcia v priečnom smere rozširovať, čím by stratila svoj pôvodný vzhľad. Z tohto dôvodu a aj vzhľadom na nízku intenzitu dopravy je most po rekonštrukcii pre dopravu len jednosmerný s riadením dopravy svetelnou signalizáciou. Na moste je okrem jedného jazdného pruhu šírky 4,5 m ešte chodník široký 1,65 m. Zachovala sa aj pôvodná socha Sv. Jána Nepomuckého. Priečny rez zrekonštruovaným mostom je na obr. 8 a celkový pohľad na most po rekonštrukcii je na obr. 9.

## ZÁVERY

Most v Krásne nad Kysucou je najstarším dodnes funkčným železobetónovým mostom Slovenska. Jeho dlhá životnosť bola podmienená najmä charakterom jeho konštrukcie (oblúkový most), dostatočným krytím výstuže (minimálna zistená hodnota na vývrte bola 30 mm) a nízkej hodnote karbonatácie, ktorá v najviac exponovaných miestach dosiahla po 122 rokoch len maximálne 1,3 mm. Táto veľmi nízka hodnota kar-



## NOVÁ VERZE TP 137 VYLOUČENÍ ALKALICKÉ REAKCE KAMENIVA V BETONU NA STAVBÁCH POZEMNÍCH KOMUNIKACÍ



Nová verze TP 137 je platná od 15. srpna 2015 a v celém rozsahu nahrazuje TP 137 z roku 2003.

V nových TP 137 byly některé části textu a tabulka s definovanými kategoriemi prostředí přejaty a sjednoceny s předpisem TNI CEN/TR 16349 (Zásady pro stanovení podmínek k zabránění poruch v betonu v důsledku alkalicko-křemičité reakce (ASR)). Vyřazeny byly texty kapitoly „Požadavky na cement, přísady, příměsi a vodu“ a zůstalo pouze konstatování, v kterých normách a předpisech lze informace

ohledně těchto složek do betonu najít. Významnějšími změnami jsou jednak vyjmutí dvou zkušebních chemických metod pro hodnocení rizikosti přírodního kameniva, jednak vypuštění hodnoty obsahu alkálií v cementu 0,6 % hmotnosti a přeformulování pokynů pro odběr vzorků kameniva. Další úpravou je přesunutí některých částí či podkapitol do příloh TP, jako např. výpočet obsahu alkálií v betonu s nově vytvořenými příklady výpočtu, orientační rozdělení některých hornin podle jejich rizikosti reakce s alkáliemi ad. Na závěr byla vložena nová kapitola „Výsledné hodnocení“, ve které je shrnuto, jak posuzovat výsledky hodnocení reaktivnosti kameniva s alkáliemi získané jednotlivými zkouškami.

V nových TP 137 došlo hlavně ke zpřehlednění a zjednodušení některých částí, aby byly lépe srozumitelné jak pro zadavatele, tak pro zhotovitele staveb.

Ing. Daniel Dobiáš, Ph.D., ČVUT v Praze, Kloknerův ústav

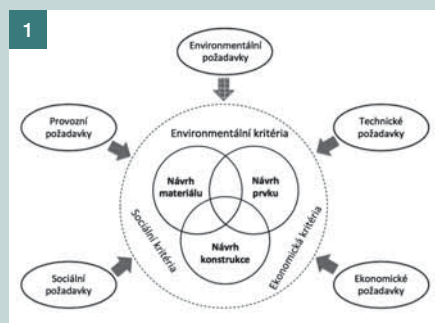
## INTEGROVANÉ HODNOCENÍ ŽIVOTNÍHO CYKLU BETONOVÝCH KONSTRUKCÍ



Mezinárodní organizace *fib* (Fédération internationale du béton) vydala v prosinci roku 2013 publikaci *fib Bulletin No. 71: Integrated life cycle assessment of concrete structures* (64 stran, ISBN 978-2-88394-111-3). Publikace je výsledkem práce pracovní skupiny TG3.7 komise C3 Environmentální aspekty navrhování a výstavby betonových konstrukcí pod vedením P. Hájků.

Publikace je zaměřena na definování metodologie integrovaného hodnocení životního cyklu betonových konstrukcí s uvažováním rozhodujících aspektů všech pilířů udržitelnosti – environmentálních, sociálních a ekonomických v průběhu celého životního cyklu.

To mimo jiné znamená zahrnutí všech kvalitativních parametrů včetně spolehlivosti, bezpečnosti, trvanlivosti, opravitelnosti, snadné údržby i demontovatelnosti a recyklovatelnosti betonové konstrukce na konci její existence. Cílem bylo zformulovat základní metodologii usnadňující vlastní hodnocení a vývoj nástrojů zaměřených na hodnocení udržitelnosti betonových konstrukcí v průběhu celého životního cyklu konstrukce. Základní princip integrovaného navrhování a hodnocení je znázorněn na obr. 1. V příloze publikace jsou pak ukázány příklady hodnocení různých typů betonových konstrukcí v určitých fázích životního cyklu.

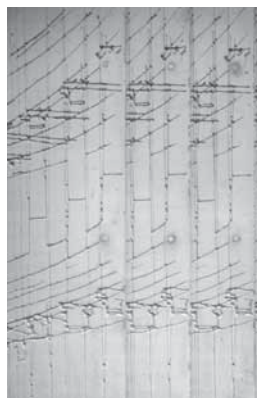


ného navrhování a hodnocení je znázorněn na obr. 1. V příloze publikace jsou pak ukázány příklady hodnocení různých typů betonových konstrukcí v určitých fázích životního cyklu.

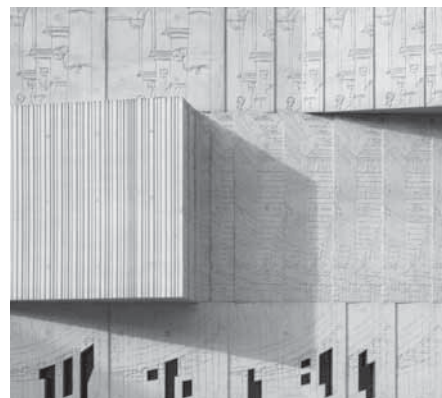
prof. Ing. Petr Hájek, CSc., Fakulta stavební ČVUT v Praze

Obr. 1 Základní princip integrovaného přístupu k navrhování a hodnocení betonových konstrukcí

## RECKLI DESIGN YOUR CONCRETE



MUZEUM ARCHITEKTURY | BERLIN



**RECKLI®**  
DESIGN YOUR CONCRETE

RECKLI ČESKÁ REPUBLIKA  
IVETA HECZKOVÁ  
KAFKOVA 19  
16041 PRAHA 6  
CZECH REPUBLIC  
MOBILE +420 7214 888 718  
IHECZKOVA@RECKLI.DE

[WWW.RECKLI.CZ](http://WWW.RECKLI.CZ)

Firemní prezentace

# NOVÉ PLAVEBNÍ PROPUSTI NA ŘECE MOSELA V TRIERU A ZELTINGENU, SRN ■ NEW SLUICES ON THE MOSELA RIVER IN TRIER AND ZELTLINGEN, GERMANY



**Libor Švejda**

V článku je krátce představena výstavba dvou plavebních komor na řece Mosela. Při jejich návrhu byl v různé míře zohledněn celý životní cyklus staveb. Pro splnění podmínek použitelnosti zabudovaného betonu bylo nutné navrhnout zvláštní recepturu betonu a další betonážně-technologická opatření ke snižování teploty výchozích složek směsi. Obě stavby byly navrženy a posouzeny se softwarovou podporou. ■ This article introduces briefly construction of two locks on the Mosela River. At the time of designing, the whole life cycle of the construction was taken into account. To fulfil all the conditions of the in-built concrete, it was necessary to design a new recipe of the concrete and other concrete and technological regulations to lower the temperature of the original mixture ingredients. Both structures were designed and assessed using SW assistance.

Pro odlehčení stávajících plavebních komor se s pověřením vodoprávního a plavebního úřadu Trier a společného podniku „Joint venture novostavba 2. plavební komory Zeltingen“, který sdružuje stavební společnosti H. Schorpfeil Bau GmbH a J. Bunte Bauunternehmung GmbH & Co. KG, na řece Mosela, mezi městy Trierem a Koblenzí, v roce 2014 a 2015 postupně budují dvě nové plavební komory. Oba stavební objekty jsou zhotoveny z monolitického betonu a mají shodné základní parametry, tj. užitnou délku 210 m, užitnou šířku 12,5 m a výšku volného okraje 1,5 m s proměnnými výškami spádu od 6 do 9 m. Horní ohlavi leží ve stejné výšce. K napouštění, resp. vypouštění těchto vodních děl slouží postranní podélné kanály s vtokovými kanály ve stě-

nách komor. Dolní vrata jsou vzpěrná, horní vrata segmentová. Bez započtení materiálu na zřízení a zajištění stavebních jam bylo při výstavbě obou plavebních komor zabudováno 40 000 m<sup>3</sup> betonu a 5 000 t výztuže.

## SNÍŽENÍ POČTU DILATAČNÍCH A PRACOVNÍCH SPÁR UMOŽŇUJE HOSPODÁRNĚJŠÍ PROVOZ

Plavební komora Zelting byla zhotovena jako první a je již v provozu. Do její novostavby investovalo nejstarší německé město Zelting částku 45 mil. eur. Rozpočet druhého stavebního objektu, plavební komory Trier, jehož výstavba v současnosti probíhá, představuje cca 65 mil. eur a předpokládaný termín uvedení do provozu je rok 2018. Důvodem zvýšených počátečních stavebních nákladů oproti dílu Zelting je promítnutí a zohlednění celého životního cyklu této vodní stavby do jejího návrhu, s cílem snížit v celkovém součtu náklady na její výstavbu, provoz, údržbu a opravy. Zkušenosti z jiných vodních staveb ukazují, že hlavní objem nákladů na opravy a údržbu přímo souvisí s množstvím dilatačních a pracovních spár v objektu. Proto byl u plavební komory Trier vznesen požadavek na maximální snížení jejich počtu.

Již velmi progresivní návrh plavební komory Zelting, rovněž s požadavkem na prodlouženou životnost její betonové konstrukce, předepisoval u tohoto celkově 315 m dlouhého objektu pouze jednu průběžnou dilatační spáru na přechodu mezi oblastmi vyrovnávacích nádrží vodní hladiny a dolním ohlavi. S tímto související náhlá změna v geometrii průřezu plavební komo-

ry vede na skokovou změnu v průběhu její tuhosti. U samotného dna komory a ve spodní části stěn s podélnými kanály konstrukce žádné další dilatační spáry nemá. Plavební komora č. 2 v Trieru jde v tomto ohledu ještě dál: celá stavba se má provést bez dilatačních spár. Při jejím návrhu a realizaci se pochopitelně využívají v maximální možné míře zkušenosti získané ze stavby Zelting.

## PŘÍSNĚ TEMPEROVANÝ BETON

Během návrhu a provádění byl soustavně kladen důraz na celkový životní cyklus obou plavebních komor, což zásadním způsobem ovlivňovalo spolupráci všech účastníků projektu. Spolkový vodoprávní a plavební úřad (WSV) předepisuje splnění podmínek použitelnosti zabudovaného betonu dle směrnice ZTV-W 215 z roku 2004, resp. pro Trier z roku 2012. Dovoleno teplotní rozsah tohoto stavebního materiálu je ve směrnici silně limitován. Omezení platí jak pro maximální teplotu v betonovém prvku, tak i pro teplotu čerstvé betonové směsi, která nesmí být během betonáže překročena. Ke splnění těchto podmínek, zejména v období betonáže během letních měsíců, musela být vyvinuta zvláštní receptura betonu. Kromě toho byla zapotřebí další betonážně-technologická opatření ke snižování teploty výchozích složek směsi.

## NÁVRH A POSOUZENÍ SE SOFTWAREM

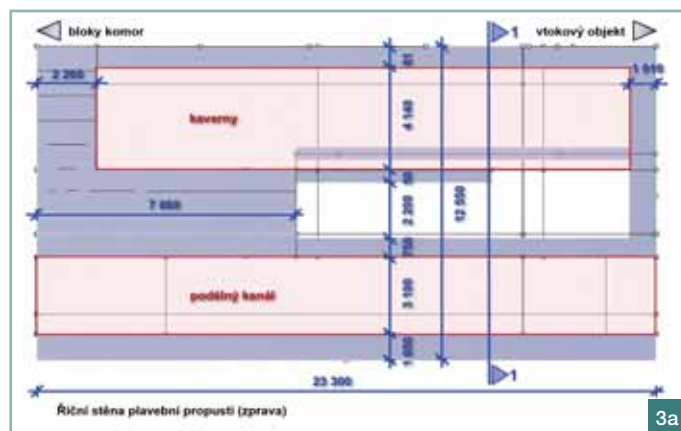
„Teplota betonu postavila naši společnost a ostatní účastníci projektu před mnohé výzvy, které jsme museli vyřešit,“ vysvětluje Ing. Stefan Schum ze společ-



Obr. 1 Provozní zkouška plavební komory Zeltingen  
 Fig. 1 Operational test of the Zeltingen canal lock

Obr. 2 Stěny plavební komory s pracovní spárou v horním úseku stěny  
 Fig. 2 Walls of the canal lock with construction joints in the upper part

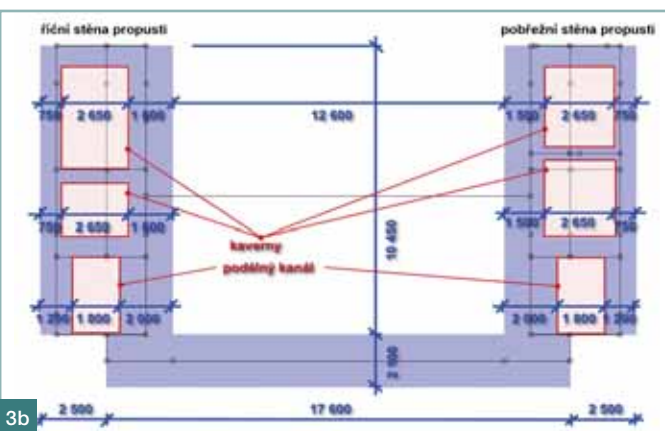
Obr. 3a,b Základní rozměry plavební komory a korespondujícího výpočetního modelu FEM  
 Fig. 3a,b Basic size of the canal lock and the corresponding FEM model



Obr. 4a,b Dílčí výpočetní model FEM horní části komory  
 Fig. 4a,b Partial FEM calculation model for the upper part of the canal lock

Obr. 5a,b Kombinace zatížení od vlastní tíhy, podzemní vody a teploty s výsledným průběhem deformací  
 Fig. 5a,b Combination of self-weight, underground water and temperature with the final behaviour of strain

Obr. 6a,b Nutná výztuž z návrhu na ohyb a omezení šířky trhlin  
 Fig. 6a,b Necessary reinforcement from the bend design and limitation to the cracks width design

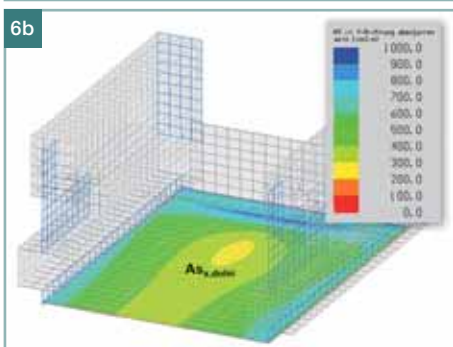
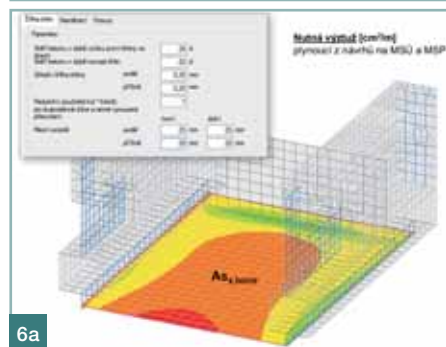
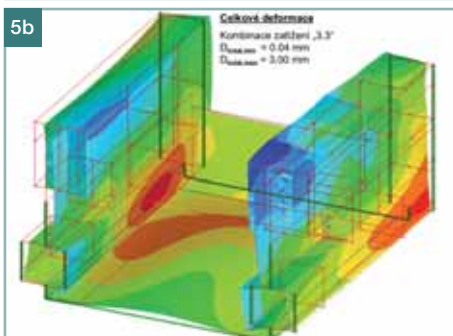
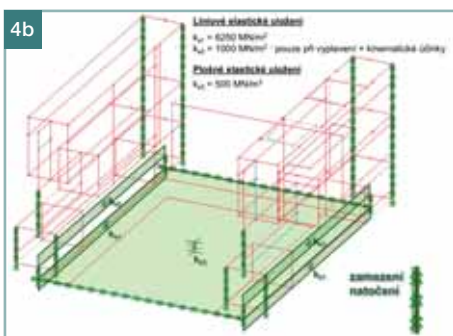
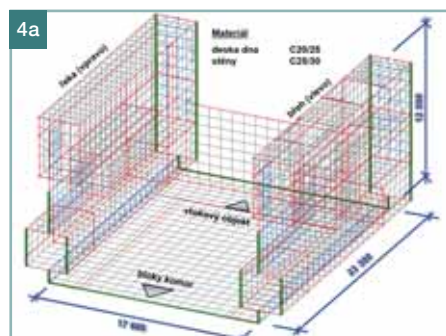


nosti KHP. Rostoucí nerovnoměrná teplota betonu v průběhu tvrdnutí a okrajové podmínky konstrukce způsobují vynucené namáhání, které vede ke vzniku trhlin v raném stadiu. Pro zaručení požadované životnosti a použitelnosti proto bylo důležité hospodárně navrhnout odpovídající výztuž na omezení vzni-

ku trhlin. Tato nutná výztuž vyplývá mj. z předpisu „Omezení šířky trhlin pro raná namáhání masivních vodních staveb“ z roku 2004, vydaného spolkovým úřadem pro vodní stavby.

Stanovení nutné výztuže dna komory si vyžádalo komplexní prostorový výpočetní model FEM, který zohledňo-

val časový průběh betonáže. Dále bylo zapotřebí zjistit množství nutné výztuže na zachycení podélného namáhání plavební komory a jejího vynuceného namáhání během provozu. Při řešení těchto úloh byl použit software RIB TRIMAS. V dílčím modelu horní části komory bylo zadáno a nelineárním výpočtem se změnou okrajových podmínek, tj. s vyloučením tahů v okolní zemině, řešeno 33 různých zatěžovacích stavů, vždy postupně v jejich celkem 43 možných nepříznivých kombinacích. „Pro návrhy na mezní stavy únosnosti a použitelnosti jsme pro složitost řešené úlohy nemohli využít automatickou sestavení návrhových kombinací a vlastní kombinací předpisů jsme tak do softwaru nakonec zadávali ručně. Tímto způsobem jsme navrhli a posoudili všechny relevantní návrhové situace pro prostorový ohyb a normálové síly, posouvající síly, únavu a omezení trhlin u těchto tlustostěnných prvků a stanovili tak pro ně obálku nutné výztuže,“ komentuje Stefan Schum a dodává, „inteligentní softwarová řešení nám umožňují, zejména při složitých technických podmínkách, soustředit se na ekonomické požadavky našich zadavatelů.“



Návrh betonových konstrukcí	KHP König und Heunisch Planungsgesellschaft
Spolupráce na projektu	Inros Lackner AG a Schömmig-Plan Ingenieurgesellschaft
Odborná technická supervize	Prof. Dr.-Ing. habil. Nguyen Viet Tue, TU Graz

Ing. Libor Švejda  
 RIB stavební software, s. r. o.  
 e-mail: sv@rib.cz



# PRAVDĚPODOBNOSTNÍ ANALÝZA ZATÍŽITELNOSTI ŽELEZOBETONOVÉHO TRÁMOVÉHO MOSTU VE VZTAHU K JEHO ZBYTKOVÉ ŽIVOTNOSTI ■ PROBABILISTIC ANALYSIS OF LOAD BEARING CAPACITY OF REINFORCED CONCRETE BEAM BRIDGE IN RELATION TO ITS RESIDUAL LIFETIME

Jiří Doležel, Martina Šomodíková,  
David Lehký, Drahomír Novák

Pokročilé metody spolehlivostní analýzy založené na simulačních technikách typu Monte Carlo v kombinaci s nelineární analýzou a metodou konečných prvků představují v současné době jeden z nejefektivnějších nástrojů aplikovaný při hodnocení spolehlivosti stávajících mostních konstrukcí. Znalost stávající úrovně zatížitelnosti mostu a její vývoj v následujících letech při splnění požadované úrovně spolehlivosti může napomoci k systematickému a efektivnímu plánování údržby mostních objektů a/nebo může usnadnit rozhodování o způsobu a rozsahu jejich rekonstrukce. V příspěvku je ve stručnosti představena metodika pravděpodobnostní analýzy zatížitelnosti mostů respektující vliv probíhajících degračních procesů v čase. Metodika je aplikována při odhadu aktuální úrovně zatížitelnosti železobetonového trámového mostu z roku 1953 a pro předpověď úrovně zatížitelnosti v následujících letech až do konce teoretické životnosti konstrukce. ■ Advanced methods of reliability analysis based on simulation techniques of Monte Carlo type in combination with non-linear finite element method analysis represent effective tools for reliability assessment of the existing bridges. Knowledge of current level of load bearing capacity of the bridge and its development in the coming years while meeting the required level of reliability may help to schedule the bridge maintenance systematically and efficiently and/or it can facilitate decision-making on the manner and extent of its reconstruction. The paper briefly introduces methodology of probabilistic determination of the load bearing capacity of bridges with respect to the ongoing deterioration processes in time. The methodology is applied to determine the current level of load bearing capacity of a reinforced concrete beam bridge built in 1953 and for its estimation in the coming years until the end of the theoretical service life of the structure.

Problematikou určení spolehlivosti, úrovně zatížitelnosti a zbytkové životnosti mostů pozemních komunikací v přímé vazbě na jejich stavební stav se zabývají předpisy ČSN ISO 13822 Zásady navrhování konstrukcí – Hodnocení existujících konstrukcí [1], ČSN ISO 2394 Obecné zásady spoleh-

livosti konstrukcí [2], ČSN EN 1990 Zásady navrhování konstrukcí [3] a technické podmínky TP 224 Ověřování existujících betonových mostů pozemních komunikací [4]. Ve zmíněném dokumentu TP 224 je nastíněn postup stanovení zbytkové životnosti mostních objektů s použitím pravděpodobnostních metod. Samotný výpočet se má provádět od počátku uvedení mostu do provozu  $t_{pr}$ . Pokud je známa časová závislost odolnosti mostní konstrukce  $R(t)$  a účinku zatížení  $E(t)$ , je možné stanovit zbytkovou životnost konstrukce jako časový úsek  $t_{res}$ , kdy pravděpodobnost poruchy  $P_f(t)$  je nižší než směrná hodnota pravděpodobnosti poruchy  $P_{f,t}$ , která odpovídá požadovanému indexu spolehlivosti  $\beta_t$ . Pravděpodobnost poruchy  $P_f(t)$  je tedy funkcí rostoucí v čase a pro odhad zbytkové doby životnosti  $t_{res}$  ji lze zapsat následujícím vztahem:

$$P_f(t_{res}) = P\{R(t_{res}) - E(t_{res}) \leq 0\} = P_{f,t} \quad (1)$$

Konec doby životnosti mostu, vypočtené dle vztahu (1), nemusí ovšem znamenat, že je mostní konstrukce zcela nepoužitelná. Před uplynutím konce doby životnosti se doporučuje provést nové hodnocení mostu a s využitím aktuálních údajů o materiálových vlastnostech, vlivu skutečných zatížení a působení degračních procesů provést aktualizaci odhadu zatížitelnosti mostu, a tak aktualizovat teoretickou dobu životnosti mostu.

## PRAVDĚPODOBNOSTNÍ ANALÝZA ZATÍŽITELNOSTI MOSTU VE VZTAHU KE ZBYTKOVÉ ŽIVOTNOSTI

Při stanovení zatížitelnosti mostu s využitím pravděpodobnostních metod v kombinaci s nelineární analýzou a metodou konečných prvků (MKP) a při zohlednění aktuálního stavebního stavu konstrukce je vhodné postupovat v následujících krocích. Podrobněji byla metodika pravděpodobnostní analýzy zatížitelnosti a spolehlivosti mostních konstrukcí v aktuálním čase představena autory v [5].

**1. krok** – Statistická analýza naměřených dat spojená s volbou pravděpodobnostních modelů náhodných veličin a aktualizací modelů na základě výsledků diagnostického průzkumu s využitím bayesovských postupů.

**2. krok** – Matematické modelování degračních procesů betonu a betonářské výztuže na stochastické úrovni, ověření karbonatační hloubky, úrovně chloridové fronty a po ztrátě pasivní schopnosti betonu stanovení míry oslabení betonářské výztuže koroze. Ověření mezního stavu trvanlivosti (MST).

**3. krok** – Deterministická analýza konstrukce pomocí MKP na lokální a globální úrovni, stanovení úrovně zatížitelnosti při překročení mezního stavu únosnosti (MSÚ) a mezního stavu použitelnosti (MSP).

**4. krok** – Spolehlivostní analýza, odhad zatížitelnosti z teoretických pravděpodobnostních modelů odolnosti konstrukce při dosažení MST, MSP a MSÚ ve vazbě na požadovanou směrnou úroveň spolehlivosti danou indexem spolehlivosti  $\beta_t$ .

V případě, kdy je stanovení zatížitelnosti mostu požadováno v po sobě následujících časových uzlech včetně času teoretické životnosti mostu, je postupováno analogicky jako v případě stanovení zatížitelnosti v aktuálním čase. Výpočet je proveden opakovaně ve zvolených časových uzlech 1 až  $i$  s vektorem náhodných veličin  $\mathbf{X}_1$  až  $\mathbf{X}_n$  generovaným v čase uvedení mostu do provozu a/nebo v aktuálním čase pro každou realizaci 1 až  $n$ . Proveďte se tedy  $n \times i$  deterministických MKP výpočtů. Vliv degračních procesů se do výpočtu následujícího časového uzlu zavádí v podobě oslabení betonářské výztuže vlivem koroze, probíhající od iniciačního času  $t_i$  pro každou z  $n$  realizací zvlášť. Spolehlivostní analýza se provede v každém časovém uzlu 1 až  $i$  v podobě statistického hodnocení získaného souboru odezev pro daný model pohyblivého zatížení odpovídající určovanému typu zatížitelnosti  $V$ . Odhad zatížitelnosti se provede z teoretické funkce odolnosti  $R(t)$ ,



Tab. 1 Směrné hodnoty indexu spolehlivosti a odpovídající pravděpodobnosti poruchy

■ Tab. 1 Target values of reliability index and corresponding failure probabilities

Mezní stav		$\beta_t$	$P_{f,t}$
Použitelnosti	vratné jevy	0	0,5
	nevratné jevy	1,3 – 2,3	$9,7 \cdot 10^{-2} - 1,1 \cdot 10^{-2}$
Únosnosti	velmi malé následky poruchy	2,3	$1,1 \cdot 10^{-2}$
	malé následky poruchy	3,1	$9,7 \cdot 10^{-4}$
	střední následky poruchy	3,8	$7,2 \cdot 10^{-5}$
	vysoké následky poruchy	4,3	$8,5 \cdot 10^{-6}$

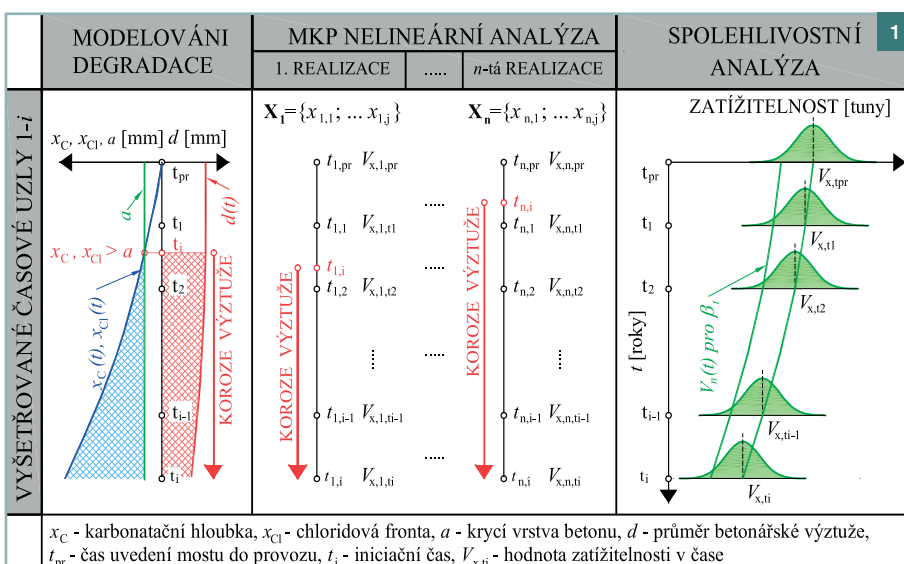
Pozn.: Pro obvyklé typy mostů se doporučuje hodnota indexu spolehlivosti pro mezní stav únosnosti  $\beta_t = 3,8$ .

kteřá je představována zatížitelností mostu  $V(t)$  pro požadovanou hodnotu indexu spolehlivosti odpovídající vyšetřovanému meznímu stavu (tab. 1). Schéma postupu výpočtu je znázorněno na obr. 1, kde se předpokládá řešení konstrukce od času uvedení do provozu až do konce teoretické doby životnosti mostu.

### SPOLEHLIVOSTNÍ ANALÝZA ŽELEZOBETONOVÉHO TRÁMOVÉHO MOSTU V ČASE

#### Popis konstrukce

Pro stanovení zatížitelnosti v čase teoretické životnosti 100 let od uvedení do provozu byl vybrán železobetonový most přes řeku Sázavu, nacházející se na silnici III. třídy v kraji Vysočina. Mostní objekt byl postaven v letech 1953 až 1955 jako dvoupolový s trámovou nosnou konstrukcí z monolitického železobetonu a s betonovou monolitickou spodní stavbou. Nosná konstrukce mostu o rozpětí  $2 \times 15,5$  m je tvořena čtyřmi železobetonovými trámy výšky 0,87 m a šířky 0,37 m s osovou vzdáleností 1,57 m (obr. 2). Konstrukce je v příčném směru vyztužena deseti žebry. Horní mostovková deska je mezi trámy opatřena náběhy. Nosná kon-



strukce je na krajních podpěrách uložena na nízkých železobetonových kyvných stojkách, s nimiž je spojena pomocí vrubových kloubů. Na mezilehlé podpěře je pak uložena přímo, pravděpodobně vetknutě, a staticky tedy působí jako spojitý nosník.

Zatížitelnost mostu k roku 2012 byla dle informací z mostního listu stanovena pro normální zatížitelnost hodnotou  $V_n = 21$  t, pro výhradní zatížitelnost hodnotou  $V_r = 50$  t. Způsob stanovení zatížitelnosti není znám. V červenci 2012 byl na mostě proveden podrobný diagnostický průzkum nosné konstrukce a spodní stavby [6]. Na základě tohoto průzkumu byla nosná konstrukce klasifikována stavebním stavem **VI – velmi špatný**. Beton nosné konstrukce byl diagnostikován pro trám třídy C16/20 ( $f_{c,mean} = 25,95$  MPa, hodnocen jako stejnorodý) a pro mostovkovou desku třídou C12/15 ( $f_{c,mean} = 25,46$  MPa, hodnocen jako nestejnorodý). Pro betonářskou výztuž byla použita ocel třídy 10 373 ( $f_{yk} = 210$  až 230 MPa dle ČSN ISO 13822 [1]).

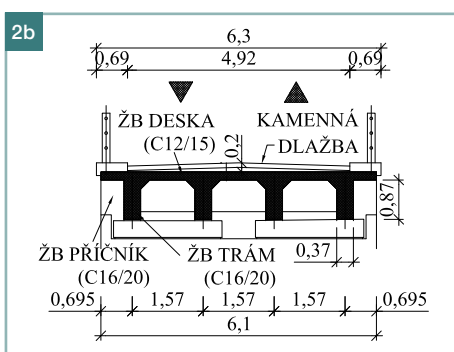
#### Statistické modely náhodných veličin

Pravděpodobnostní modely náhodných veličin byly voleny v souladu s do-

poručením dle JCSS [7] a TP 224 [4] a byly aktualizovány na základě výsledků provedeného diagnostického průzkumu. Jako náhodné byly uvažovány materiálové parametry betonu a betonářské výztuže, vlastní tíha nosné konstrukce a ostatní stálé zatížení. Dále byla znáhodněna velikost krycí vrstvy betonu a průměr výztužných vložek ve vazbě na modelování degradačních procesů betonu a oslabení výztuže korozi v čase.

V rámci pravděpodobnostní analýzy degradace betonu a koroze výztuže v čase byly voleny náhodné veličiny na základě použitých matematických modelů pro karbonataci betonu dle Boba a Afany [8], pro difuzi chloridů dle Papadakis a kol. [9] a pro rovnoměrnou korozi výztuže dle Andrade a kol. [10]. Pravděpodobnostní modely náhodných veličin jsou převzaty dle doporučení [11]. Jednotlivé modely náhodných veličin vstupujících do pravděpodobnostní analýzy spolehlivosti a zatížitelnosti mostu jsou souhrnně uvedeny v tab. 2 a 3, kde CoV znamená variační koeficient.

Mezi jednotlivé parametry betonu nosné konstrukce a betonářské výztuže byla, na základě výsledků dřívě provedených testů a doporučení



Obr. 1 Postup stanovení zatížitelnosti pomocí pravděpodobnostního přístupu

■ Fig. 1 Procedure of probabilistic load bearing capacity assessment

Obr. 2 Řešený most: a) boční pohled, b) příčný řez mostem ■ Fig. 2 Analyzed bridge: a) side view, b) transversal section of the bridge



Tab. 2 Definice vstupních náhodných veličin pravděpodobnostního modelu pro MKP nelineární analýzu ■ Tab. 2 Definition of input random variables of probabilistic model for nonlinear FEM analysis

Veličina	Symbol	Jednotka	Rozdělení	Střední hodnota	CoV
<b>Beton nosníků</b>					
Modul pružnosti	$E_c$	[GPa]	Log-normální (2-par.)	28,54	0,2
Pevnost betonu v tahu	$f_t$	[MPa]	Log-normální (2-par.)	2,106	0,25
Pevnost betonu v tlaku	$f_c$	[MPa]	Log-normální (2-par.)	22,1	0,15
Specifická lomová energie	$G_f$	[N/m]	Log-normální (2-par.)	52,66	0,2
Specifická hmotnost	$\rho$	[MN/m <sup>3</sup> ]	Normální	$2,3 \times 10^{-2}$	0,06
<b>Betonářská výztuž</b>					
Mez kluzu	$f_{y,s}$	[MPa]	Log-normální (2-par.)	250	0,08
Mez pevnosti	$f_{u,s}$	[MPa]	Log-normální (2-par.)	280	0,08
<b>Zatížení</b>					
Ostatní stálé zatížení	$g_1$	[MN/m]	Normální	$1,3 \times 10^{-2}$	0,06
Sestava pro normální zatížitelnost	$V_n$	[t]	Deterministické	$V_n$	-
<b>Geometrie</b>					
Krycí vrstva betonu	$a$	[mm]	Beta (4-par.)	25	0,2
Průměr výztužných vložek v čase	$d(t)$	[mm]	Normální	$d_{mean}(t)$	Prom.
<b>Modelové nejistoty</b>					
Modelové nejistoty odolnosti	$\Psi_R$	[-]	Log-normální (3-par.)	1	0,15

\* třetí parametr rozdělení: bound = 0

Tab. 4 Korelační matice parametrů betonu a výztuže ■ Tab. 4 Correlation matrix of parameters of concrete and reinforcement

	$E$	$f_t$	$f_c$	$G_f$	$\rho$	$f_{y,s}$	$f_{u,s}$
$E$	1	0	0,3	0	0	0	0
$f_t$	0	1	0,4	0,8	0	0	0
$f_c$	0,3	0,4	1	0	0	0	0
$G_f$	0	0,8	0	1	0	0	0
$\rho$	0	0	0	0	1	0	0
$f_{y,s}$	0	0	0	0	0	1	1
$f_{u,s}$	0	0	0	0	0	1	1

JCSS [7], zavedena statistická korelace (tab. 4) s využitím metody simulovaného žíhání v rámci tvorby náhodných permutací simulační metody Latin Hypercube Sampling (LHS) [12].

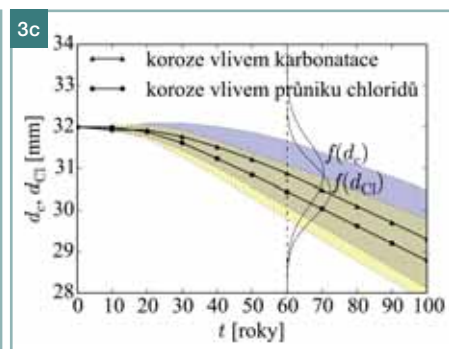
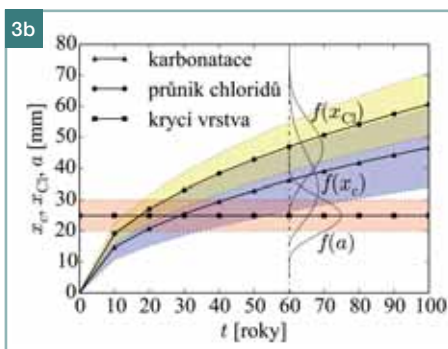
### Degradace betonu vlivem CO<sub>2</sub>, Cl<sup>-</sup> a koroze výztuže v čase

Samotná hlavní prohlídka mostu společně se závěry provedeného diagnos-

tického průzkumu poukázaly na místy inkrustované průsaký na mostovkové desce, obnaženou a korodující betonářskou výztuž a trhliny vyskytující se pod korodující výztuží na podhledu trámu. Nejrozsáhlejší obnažení a koroze výztuže je v oblasti podporových příčníků a ve vrubových kloubech ve spojení trámů a nízkých kyvných stojek (obr. 3a). Hodnota ztráty pasivační vlastnosti betonu zjištěná chemickým

Tab. 3 Definice vstupních náhodných veličin pravděpodobnostního modelu pro časovou analýzu degračních procesů ■ Tab. 3 Definition of input random variables of probabilistic model for time-dependent analysis of deterioration processes

Veličina	Symbol	Jednotka	Rozdělení	Střední hodnota	CoV
<b>Karbonatace betonu</b>					
Koeficient typu cementu	$r_{c,6}$	[-]	Deterministické	0,8	-
Relativní vlhkost	$f(RH)$	[-]	Rovnoměrné	0,7	0,2
Pevnost betonu v tlaku	$f_c$	[MPa]	Log-normální (2-par.)	22,1	0,15
Koeficient koncentrace CO <sub>2</sub>	$r_{CO_2}$	[-]	Rovnoměrné	1,2	0,06
Modelové nejistoty	$\Psi$	[-]	Deterministické	1	-
<b>Difuze chloridů</b>					
Koncentrace Cl <sup>-</sup> na povrchu	$C_{s,0}$	[mol/m <sup>3</sup> ]	Deterministické	154	-
Koncentrace Cl <sup>-</sup> v pevné fázi	$C_{sat}$	[mol/m <sup>3</sup> ]	Deterministické	140	-
Kritická koncentrace Cl <sup>-</sup>	$C_{cr}$	[mol/m <sup>3</sup> ]	Beta	13,4	0,25
Difúzní koeficient	$D_{Cl^-,H_2O}$	[m <sup>2</sup> /s]	Deterministické	$1,6 \times 10^{-9}$	-
Jednotkové množství vody	$w$	[kg/m <sup>3</sup> ]	Normální	183	0,03
Jednotkové množství cementu	$c$	[kg/m <sup>3</sup> ]	Normální	443	0,03
Jednotkové množství agregátu 1	$a_1$	[kg/m <sup>3</sup> ]	Normální	800	0,03
Jednotkové množství agregátu 2	$a_2$	[kg/m <sup>3</sup> ]	Normální	364	0,03
Jednotkové množství agregátu 3	$a_3$	[kg/m <sup>3</sup> ]	Normální	590	0,03
Specifická hmotnost cementu	$r_c$	[kg/m <sup>3</sup> ]	Normální	3 100	0,02
Specifická hmotnost agregátu 1	$r_{a1}$	[kg/m <sup>3</sup> ]	Normální	2 590	0,02
Specifická hmotnost agregátu 2	$r_{a2}$	[kg/m <sup>3</sup> ]	Normální	2 540	0,02
Specifická hmotnost agregátu 3	$r_{a3}$	[kg/m <sup>3</sup> ]	Normální	2 660	0,02
Modelové nejistoty	$\Psi$	[-]	Deterministické	1	-
<b>Koroze výztuže</b>					
Proudová hustota	$i_{corr}$	[mA/cm <sup>2</sup> ]	Rovnoměrné	1,8	0,25
Koeficient typu koroze	$R_{corr}$	[-]	Deterministické	2	-
Modelové nejistoty	$\Psi$	[-]	Deterministické	1	-



Tab. 5 Průběh karbonatační hloubky  $x_c$ a chloridové fronty  $x_{Cl}$  v čase  $t$  ■Tab. 5 The course of carbonation depth  $x_c$ , and chloride ingress  $x_{Cl}$  at time  $t$ 

		Střední hodnota [mm]	CoV [-]	$P_f$ [%]
a		25	0,2	-
$x_c$ [rok]	20	20,88	0,271	28,13
	40	29,53	0,271	67,16
	60	36,16	0,271	84,98
	75	40,43	0,271	91,23
	90	44,29	0,271	94,64
	100	46,69	0,271	96,05
$x_{Cl}$ [rok]	20	27,12	0,167	61,35
	40	38,35	0,167	95,34
	60	46,97	0,167	99,26
	75	52,51	0,167	99,75
	90	57,53	0,167	99,9
	100	60,64	0,167	99,94

Tab. 6 Průměr betonářské výztuže oslabené rovnoměrnou korozi vlivem karbonatace  $d_c$ a průnikem chloridů  $d_{Cl}$  v čase  $t$  ■  
Tab. 6 Diameter of reinforcement weakened by uniform corrosion due to carbonation  $d_c$  and chloride ingress  $d_{Cl}$  at time  $t$ 

		Střední hodnota [mm]	CoV [-]	LoRA [%]
$d_c$		32	-	-
$d_c$ [rok]	20	31,93	0,005	0,455
	40	31,52	0,016	2,981
	60	30,87	0,026	6,857
	75	30,3	0,031	10,29
	90	29,7	0,037	13,79
	100	29,31	0,041	16
$d_{Cl}$ [rok]	20	31,88	0,006	0,741
	40	31,24	0,014	4,7
	60	30,45	0,022	9,436
	75	29,83	0,027	13,05
	90	29,2	0,031	16,64
	100	28,79	0,035	18,99

Obr. 3 a) Pokročilá koroze výztuže trámu v místě kyvné stojky, b) průběh karbonatační hloubky  $x_c$ , chloridové fronty  $x_{Cl}$  a betonové krycí vrstvy  $a$  v čase  $t$ , c) průměr betonářské výztuže oslabené rovnoměrnou korozi vlivem karbonatace  $d_c$  a průnikem chloridů  $d_{Cl}$  v čase  $t$  ■ Fig. 3 a) Excessive reinforcement corrosion of the beam at the connection with swinging pillar, b) course of carbonation depth  $x_c$ , chloride ingress  $x_{Cl}$  and the depth of concrete cover  $a$  at time  $t$ , c) diameter of reinforcement weakened by uniform corrosion due to carbonation  $d_c$  and chloride ingress  $d_{Cl}$  at time  $t$

Obr. 4 a) Výpočtový model, b) průběh normálových napětí a teoretických trhlin  $w > 0,3$  mm při dosažení MSP, c) průběh normálových napětí a teoretických trhlin  $w > 0,5$  mm při dosažení MSÚ ■

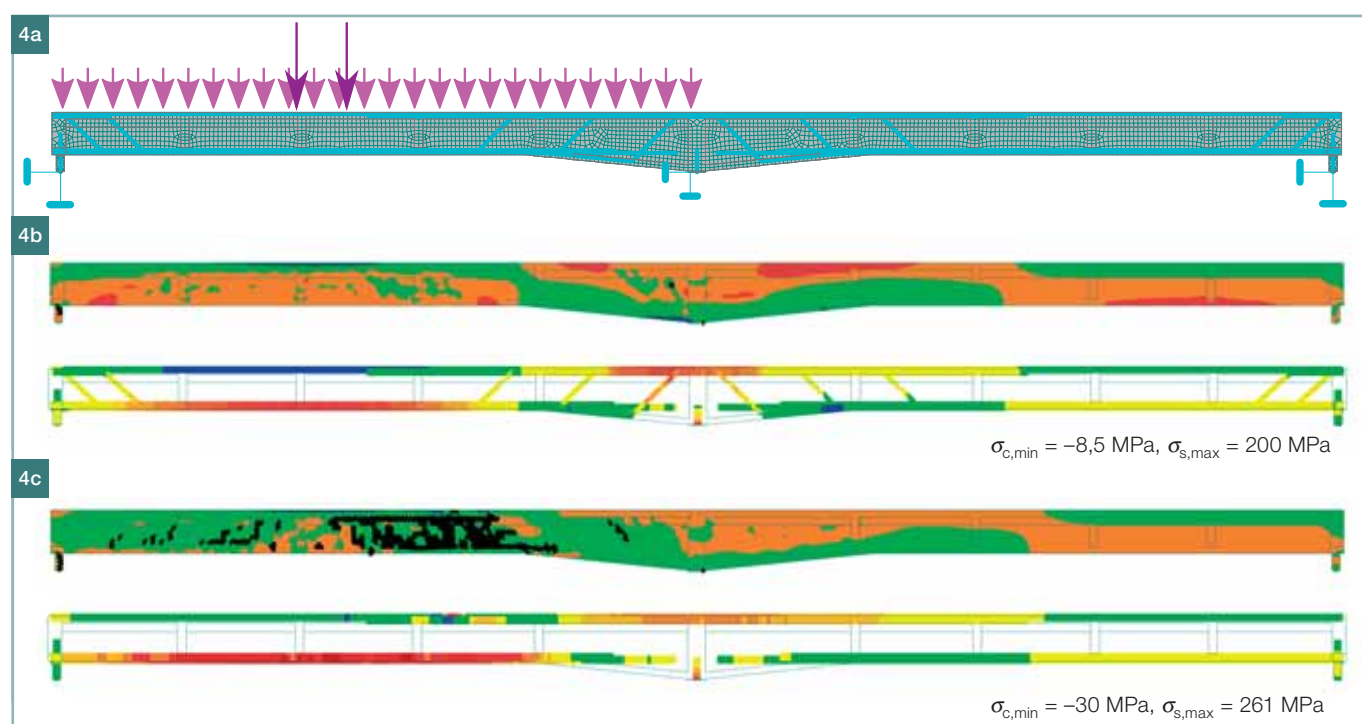
Fig. 4 a) Computational model, b) distribution of normal stress and crack width  $w > 0,3$  mm for serviceability limit state, c) distribution of normal stress and crack width  $w > 0,5$  mm for ultimate limit state

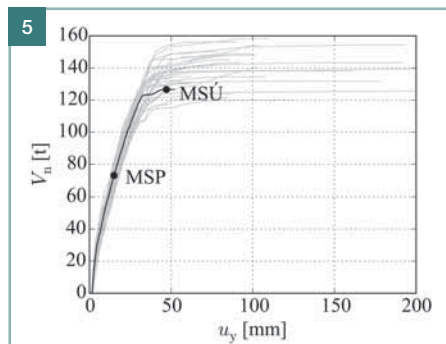
nu nosné konstrukce vlivem účinku vzdušného  $CO_2$  a vlivem difuze chloridových iontů  $Cl^-$  bylo provedeno v programu FReET-D [11], který umožňuje s využitím implementovaných modelů stanovení teoretického iniciačního času  $t_i$ , tj. času, kdy dojde ke ztrátě pasivační schopnosti betonu a výztuž může začít korodovat, čímž dochází k postupnému snižování únosnosti nosné konstrukce a zatížitelnosti mostu jako celku. Výsledky pravděpodobnostní analýzy průběhu karbonatační hloubky  $x_c$  a chloridové fronty  $x_{Cl}$  ve vztahu ke krycí vrstvě jsou ukázány na obr. 3b a souhrnně uvedeny v tab. 5. Dle výpočtu dosahuje k roku 2015 ( $t = 60$  let) hloubka kar-

bonatační fronty v průměru 36 mm, což je plně v souladu s diagnostikovanou hodnotou (více než 30 mm) získanou na základě F-testu a C-testu. Oslabení výztuže rovnoměrnou korozi po ztrátě pasivační schopnosti betonu je ukázáno na obr. 3c a výsledky jsou souhrnně uvedeny v tab. 6 pro zkoumané časové uzly včetně procentuálního úbytku průměru betonářské výztuže (LoRA). Průměrné oslabení hlavní výztuže trámu rovnoměrnou korozi k roku 2015, získané na základě matematického modelování, je 1,3 mm. Diagnostický průzkum poukázal na korozi hlavní betonářské výztuže trámu s omezeně měřitelným oslabením.

### MKP nelineární analýza

Pro potřeby deterministické analýzy konstrukce pomocí MKP byl vytvořen rovinný model v programu ATENA 2D [13]. Betonové části nosné konstrukce byly modelovány pomocí materiálového modelu 3D NonLinear Cementitious 2, který velmi dobře vystihuje všechny důležité aspekty chování betonu jako kvazikřehkého materiálu při různých typech porušení, a tím umožňuje postihnout reálné chování konstrukce na dané zatížení. Podélná betonářská výztuž trámů byla modelována jako diskretní a smyková výztuž jako rozptýlená. V obou případech byl materiál výztuže uvažován pomocí bilineárního pracovního diagramu se zpevněním. Uložení na krajních





ži ( $\sigma_{s,max}$ ), obr. 4b pro MSP a obr. 4c pro MSÚ. Křivky zatížení  $V_n$  vs. průhyb nosné konstrukce  $u_y$  jednotlivých realizací s vyznačením úrovně vyšetřovaných mezních stavů jsou vykresleny na obr. 5. Poznamenejme, že při kvazistálé kombinaci zatížení vyšly teoretické šířky trhlin menší než 0,01 mm a nebylo tedy třeba se zabývat mezním stavem šířky trhliny ( $w = 0,3$  mm pro mosty s teoretickou zbytkovou životností do 50 let).

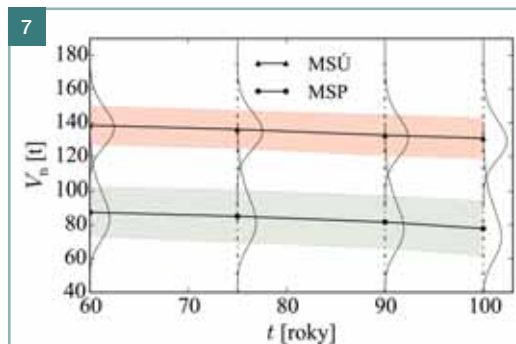
opěrách bylo modelováno pomocí betonových kyvných stojek a v případě mezilehlé podpěry se předpokládá pevné uložení. Pro MKP řešení byla generována síť tvořená čtyřuzlovými izoparametrickými konečnými prvky se čtyřmi integračními body.

Model konstrukce byl zatížen vlastní tíhou a ostatním stálým zatížením od vozovkového souvrství, mostní římsy a mostního zábradlí. Následně byla nosná konstrukce postupně přitěžována v přírůstcích jednotkového zatížení od vozidel dle normové sestavy zatížení pro zatížitelnost normální (dále označena  $V_n$ ), včetně zahrnutí dynamických účinků. Zatěžovací sestava byla umístěna na konstrukci tak, aby vyvolala nejnepříznivější ohybový účinek (obr. 4a). Vlastní nelineární řešení bylo provedeno metodou Newton-Raphson. Zatěžováno bylo přírůstkem silového zatížení až do dosažení sledovaného mezního stavu. Za mezní stav byla považována úroveň zatížení při překročení omezujících hodnot tlakového namáhání v betonu ( $\sigma_{c,min}$ ) a/nebo tahového namáhání ve výztu-

### Pravděpodobnostní analýza zatížitelnosti v časových uzlech

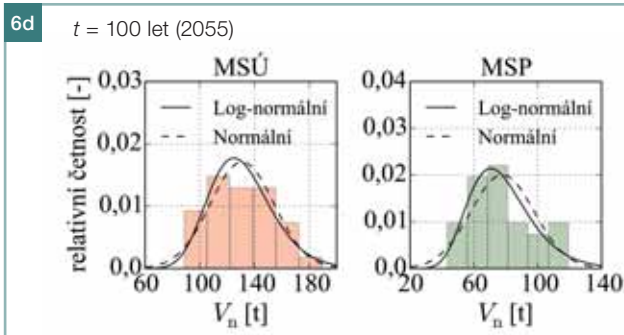
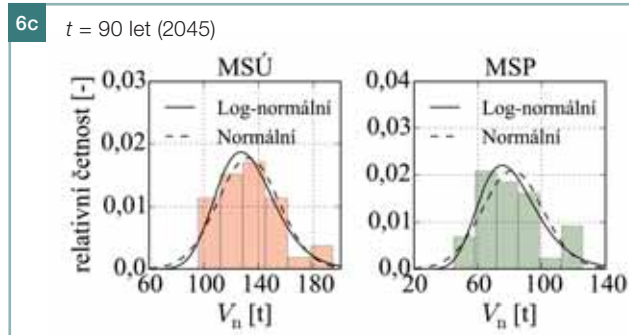
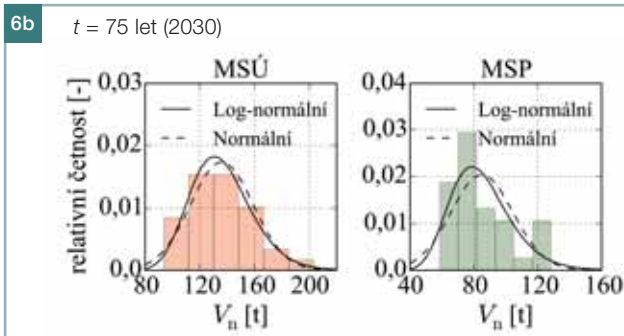
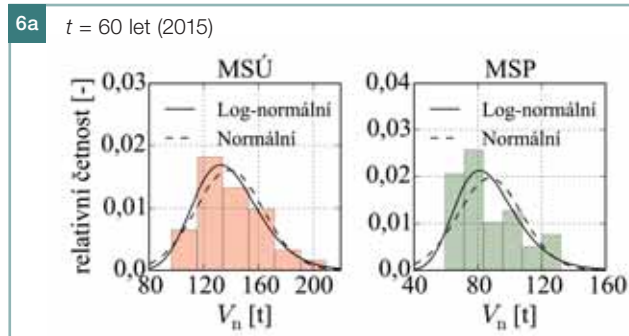
Odhad normální zatížitelnosti mostu ve vyšetřovaných časových uzlech 60 let, 75 let, 90 let a 100 let byl proveden na globální úrovni konstrukce. Hodnoty normální zatížitelnosti byly stanoveny pro požadovanou úroveň spolehlivosti odpovídající meznímu stavu únosnosti a použitelnosti, která byla dána směrnou hodnotou indexu spolehlivosti  $\beta_t$ . Pro řešení mosty byly uvažovány následující hodnoty indexu spolehlivosti:  $\beta_t = 3,8$ , resp. 3,1 pro mosty na komunikacích III. třídy pro mezní stav únosnosti a  $\beta_t = 1,5$ , resp. 1,3 pro mosty na komunikacích III. třídy pro mezní stav použitelnosti pro nevratné jevy (tab. 1).

Nelineární pravděpodobnostní analýza zatížitelnosti mostu v jednotlivých časových uzlech se zohledněním koroze betonářské výztuže byla provedena za pomoci výpočtového programu ATENA [13] a spolehlivostního software FRaEET [14] s využitím simulační metody LHS za použití 32 náhodných reali-



zací odezvy. Na základě opakovaného deterministického MKP výpočtu porušení konstrukce v programu ATENA byl získán soubor 32 hodnot úrovně normální zatížitelnosti pro mezní stavy použitelnosti a únosnosti. Soubor odezev byl statisticky vyhodnocen v programu FRaEET.

Výsledné histogramy společně se zvolenými teoretickými modely rozdělení pravděpodobnosti pro mezní stavy použitelnosti a únosnosti jsou pro jednotlivé časové uzly uvedeny na obr. 6. Číselné hodnoty normální zatížitelnosti stanovené pravděpodobnostní analýzou (FP) v jednotlivých časových uzlech jsou uvedeny v tab. 7 a jsou stanoveny za předpokladu, že odezva konstrukce  $R(t)$  má log-normální rozdělení. Pro srovnání jsou uvedeny i hodnoty normální zatížitelnosti stanovené za předpokladu normálního rozdělení odezvy (v tab. 7 uvedeny v závorce). Ze srovnání je patrné, že nevhodná volba pravděpodobnostního modelu odolnosti může při odhadech velmi nízkých pravděpodobností, což je případ zejména mezního stavu únosnosti, vý-





Obr. 5 Křivky zatížení–průhyb jednotlivých realizací MKP výpočtu v čase 60 let ■ Fig. 5 Load–deflection diagrams of all FEM realizations at the age of 60 years

Obr. 6 Výsledné histogramy normální zatížitelnosti spolu s vybranými modely rozdělení pravděpodobnosti pro mezní stavy únosnosti a použitelnosti ve vyšetřovaných časových uzlech ■

Fig. 6 Resulting histograms of normal load bearing capacity along with selected models of probability distributions for the ultimate limit state and serviceability limit state obtained at selected time nodes

Obr. 7 Časový průběh normální zatížitelnosti pro mezní stavy únosnosti a použitelnosti ■ Fig. 7 Time course of the normal load bearing capacity for the serviceability and ultimate limit states

Tab. 7 Srovnání normální zatížitelnosti odpovídající analyzovaným mezním stavům stanovené na základě spolehlivostní analýzy v daných časových uzlech ■ Tab. 7 Comparison of the normal load bearing capacity corresponding to the analysed limit states determined based on reliability analysis at selected time nodes

Mezní stav (Index spolehlivosti)	Normální zatížitelnost $V_n$ [t] v čase $t$			
	60 let	75 let	90 let	100 let
FP – MSÚ ( $\beta = 3,8$ )	71 (42)	75 (47)	72 (45)	59 (40)
FP – MSÚ ( $\beta = 3,1$ )	79 (60)	82 (63)	80 (61)	70 (57)
FP – MSP ( $\beta = 1,5$ )	59 (56)	58 (55)	54 (52)	49 (47)
FP – MSP ( $\beta = 1,3$ )	62 (60)	60 (59)	57 (56)	52 (51)
ČSN 73 6222 (MSÚ)	50			
ČSN 73 6220*	34			
Mostní list (2012)	21			

\* Již neplatná

razně ovlivnit výsledné hodnoty zatížitelnosti.

Vedle pravděpodobnostního přístupu byla normální zatížitelnost mostu stanovena podrobným statickým výpočtem v souladu s ČSN 73 6222 [15] a pomocí odhadových tabulek obsažených v již neplatné normě ČSN 73 6220 [16]. V tab. 7 je provedeno srovnání výsledků výše zmíněných metod společně s hodnotou zatížitelnosti uvedené v mostním listu z roku 2012. Výsledky spolehlivostní analýzy a MKP nelineárního výpočtu nosné konstrukce mostu poukazují na to, že

rozhodujícím mezním stavem pro stanovení zatížitelnosti je mezní stav použitelnosti. Srovnání s deterministickým výpočtem dle [15] a [16] dále poukazuje na to, že použití pravděpodobnostního výpočtu v kombinaci s MKP nelineární globální analýzou může zatížitelnost zvýšit ve vazbě na požadovanou úroveň spolehlivosti.

## ZÁVĚR

Aplikace pravděpodobnostních metod při odhadech zatížitelnosti stávajících betonových mostů v aktuálním čase s následnou předpovědí zatížitelnosti

mostu v čase teoretické životnosti mostu umožňuje uživateli a správci mostu získat realističtější představu o postupném snižování úrovně zatížitelnosti v čase při zohlednění zhoršujícího se stavebního stavu konstrukce vlivem postupujících degradačních procesů betonu a betonářské výztuže. V případě řešeného mostu je trend klesající zatížitelnosti v čase patrný z obr. 7, kde jsou vykresleny pravděpodobnostní modely zatížitelnosti v jednotlivých časových uzlech pro mezní stav použitelnosti a pro mezní stav únosnosti.

## Literatura:

- [1] ČSN ISO 13822:2014 Zásady navrhování konstrukcí – Hodnocení existujících konstrukcí. ÚNMZ, Praha.
- [2] ČSN ISO 2394:2003 Obecné zásady spolehlivosti konstrukcí. ČNI, Praha.
- [3] ČSN EN 1990:2015 Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí. ÚNMZ, Praha.
- [4] TP 224:2010 Ověřování existujících betonových mostů pozemních komunikací. Ministerstvo dopravy, Odbor silniční infrastruktury, Praha.
- [5] LEHKÝ, D., ŠOMODÍKOVÁ, M., DOLEŽEL, J., NOVÁK, D. Pravděpodobnostní analýza zatížitelnosti a spolehlivosti spřaženého mostu z MPD nosníků. *Beton TKS*. 2013, roč. 13, č. 4, s. 108–113.
- [6] KRYŠTOF, J. *Základní diagnostický průzkum – most Stříbrné Hory Sázava*. Brno: Mostní vývoj, s. r. o., 2012.
- [7] Joint Committee on Structural Safety (JCSS): *Probabilistic Model Code – Part 3: Material Properties*, 2000. Dostupné z: [http://www.jcss.byg.dtu.dk/upload/subsites/jcss/publications/pmc/part\\_iii.pdf](http://www.jcss.byg.dtu.dk/upload/subsites/jcss/publications/pmc/part_iii.pdf)
- [8] BOB, C., AFANA, E. On-site assessment of concrete carbonation. In: *Proceedings of International Conference Failure of Concrete Structures*. Štrbské Pleso, Slovak republic, 1993, s. 84–87.
- [9] PAPADAKIS, V.G., ROUMELIOTIS, A.P., FARDIS, C.G., VAGENAS, C.G. Mathematical modelling of chloride effect on concrete durability and protection measures. In: *Proceedings of International Conference on Concrete*

*in the Service of Mankind*. Dundee, Scotland: 1996, s. 165–174.

- [10] ANDRADE, C., SARRIA, J., ALONSO, C. Corrosion rate field monitoring of post-tensioned tendons in contact with chlorides. In: *Proceedings of International Conference on Durability of Building Materials and Components*. Stockholm, Sweden: 1996, s. 959–967.
- [11] TEPLÝ, B., CHROMÁ, M., VOŘECHOVSKÁ, D., ROVNANÍK, P. *FREET-D Deterioration Module Program Documentation, Part 1: Theory*. Brno/Cervenka Consulting, Prague: 2008. Dostupné z: <http://www.freet.cz>
- [12] VOŘECHOVSKÝ, M., NOVÁK, D. Correlation control in small sample Monte Carlo type simulations I: A Simulated annealing approach. *Probabilistic Engineering Mechanics*, 2009, č. 24(3), s. 452–462.
- [13] ČERVENKA, V., JENDELE, L., ČERVENKA, J. *ATENA Program Documentation – Part 1: Theory*. Cervenka Consulting, Prague: 2012.
- [14] NOVÁK, D., VOŘECHOVSKÝ, M., RUSINA, R. *FREET – Program Documentation: User's and Theory Guides, Version 1.5*. Brno/Cervenka Consulting, Prague: 2012. Dostupné z: <http://www.freet.cz>
- [15] ČSN 73 6222:2013 Zatížitelnost mostů pozemních komunikací. ÚNMZ, Praha.
- [16] ČSN 73 6220:1996 Zatížitelnost a evidence mostů pozemních komunikací. ČNI, Praha.

Příspěvek byl vytvořen v rámci řešení

projektu č. LO1408 „AdMaS UP – Pokročilé stavební materiály, konstrukce a technologie“ podporovaného Ministerstvem školství, mládeže a tělovýchovy v rámci účelové podpory programu „Národní program udržitelnosti I“.

Ing. Jiří Doležel

Moravia Consult Olomouc, a. s.  
e-mail: dolezel@moravia.cz



Ing. Martina Šomodíková

Fakulta stavební VUT v Brně  
Ústav stavební mechaniky  
e-mail: somodikova.m@fce.vutbr.cz



Ing. David Lehký, Ph.D.

Fakulta stavební VUT v Brně  
Ústav stavební mechaniky  
e-mail: lehky.d@fce.vutbr.cz



prof. Ing. Drahomír Novák, DrSc.

Fakulta stavební VUT v Brně  
Ústav stavební mechaniky  
e-mail: novak.d@fce.vutbr.cz



Text článku byl posouzen odborným lektorem.  
The text was reviewed.

# UMĚLÉ SPÉKANÉ POPÍLKOVÉ KAMENIVO PRO VÝROBU LEHKÝCH BETONŮ ■ SINTERED ARTIFICIAL AGGREGATE FOR PRODUCTION OF LIGHTWEIGHT CONCRETE

Vít Černý, Magdaléna Kociánová

Popílký patří mezi jedny z nejvíce používaných druhotných surovin pro nové stavební materiály. Jednou z oblastí použití popílku je jeho přímé využití ve formě příměsi do betonu nebo pro výrobu umělého kameniva na bázi spékacích popílků. Z umělého popílkového kameniva lze vyrobit lehké betony různých pevnostních tříd. Při správném sestavení směsi je možné vyrobit i vysokopevnostní lehké betony dosahující pevnostních tříd LC 50/55. Článek se věnuje výběru vhodných popílků pro výrobu umělého spékacího kameniva, které může být využito u vysokopevnostních betonů, a ověření schopnosti dosáhnout parametrů pevnostní třídy LC 50/55. ■ Ashes belong to one of the most used secondary raw materials for new construction materials. One of the areas of use ash is its direct use as admixture in concrete and for the production of artificial aggregates based on sintered ash. It is possible to produce lightweight concrete of different strength classes from the sintered artificial aggregate. With proper preparation of the mixture, it is possible to produce also high-strength lightweight concrete reaching strength classes LC 50/55. This article deals with selection of suitable ashes for artificial sintered aggregate for high-strength concrete and with capabilities to achieve the parameters of strength class LC 50/55.

Výroba elektřiny ze spalování tuhých paliv je v současné době stále jedním z hlavních zdrojů energie. V průběhu procesu výroby elektrické energie dochází ke vzniku vedlejších energetických produktů, které jsou často vysoce kvalitní a mohou být považovány za alternativní zdroje. Vzhledem k produkci velkého množství tohoto materiálu je na snaze hledat jejich potenciální využití. V dnešní době se nejvíce uplatňuje ve formě stavebních materiálů. Jedním z vhodných způsobů jak využít jeho potenciál je jeho přímé použití ve formě příměsi nebo jako umělé kamenivo pro výrobu betonu.

V tuzemsku bylo v 80. letech 20. století umělé kamenivo (Agloporit) vyráběno samovypalem ve velkokapacitním závodě Dětmárovice u Ostravy pomocí technologie Corson. K zastavení výroby vedly nejen technologické a ekonomické vlivy, ale i obecné vlivy organizačního a koncepčního charakteru. Popílek produkovaný v elektrárně

Dětmárovice měl kvalitativní znaky velmi vhodné pro výrobu popílkového porobetonu a pro využití popílku ve velkých ústředních betonárnách jako časově náhrada cementu.

V rámci výzkumu, za účelem obnovit výrobu umělého spékacího kameniva v ČR, byly v roce 2007 vyrobeny zkušební vzorky betonů s umělým kamenivem na bázi vysokoteplotních popílků z elektrárny Dětmárovice (černouhelný), teplárny Otrókovice (hnědouhelný) a doplňkově fluidního hnědouhelného popílku z elektrárny Hodonín. Stejně jako v předchozích pracích prof. Ing. Jiřího Adámka, CSc., [1 a 2] směs byla navržena se zaměřením na velmi kvalitní pojivovou maltu. To v praxi znamená použití vyššího podílu přírodního kameniva 0-4 mm a použití umělého kameniva frakcí 4-8 mm a 8-16 mm. S kvalitním kamenivem na bázi popílku z elektrárny Dětmárovice (odolnost proti drcení frakce 8-16 mm = 4,5 MPa) tak bylo dosaženo krychelných pevností betonu až 54,7 MPa.

Předložená část experimentálních prací si kladla za cíl ověřit tuzemské vysokoteplotní hnědouhelné popílký z dlouhodobě perspektivních a stabilních zdrojů pro výrobu spékacího kameniva a ověřit schopnosti dosažení parametrů vysokopevnostních lehkých betonů třídy LC 50/55.

## TECHNOLOGIE VÝROBY UMĚLÉHO KAMENIVA V EXPERIMENTÁLNÍCH PODMÍNKÁCH

Vzorově si lze představit technologii výroby umělého kameniva na příkladu horizontálního aglomeračního roštu dlouhého 3 600 mm, širokého 400 mm s možností výšky vsázky 400 mm. Horizontální posun zabezpečuje elektrický motor, který díky časování posouvacích kroků umožňuje regulaci finální rychlosti, a tím především dobu zapalování vsázky. Prohořívání je řízeno soustavou průduchů, které pomocí ventilátoru nasávají kouřové plyny a přivádějí nový spalovací vzduch do vsázky.

Obr. 1 a 2 ilustrují průběh výpalu v horizontální peci, konkrétně se vsázkou na bázi vysokoteplotního hnědouhelného popílku. Vsázka je zapalována 400 mm dlouhou hlavou na zemní plyn. Postupně standardně dochází k posuvu vsázky a jejímu zapalování po dobu 5 min. Aby bylo dosaženo snížení podílu nevypálených zrn a snížení množství zapalovacího plynu, je na vsázku aplikována zapalovací vrstva ze směsi uhlí a hlušin. Vlastní obsah spalitelných látek v granulátu popílkové směsi umožňuje po zapálení samovypál kameniva bez dalšího vnějšího zdroje tepla. Poté, co kamenivo dosáhne konce roštu a zaznamená se pokles teplot, je považován výpal





za ukončený. Proudící vzduch je pak využíván jako chladicí.

Po dostatečném vychladnutí vsázky je možné s kamenivem dále nakládat. V případě přítomnosti drobných spečenců je doporučeno jejich jednoduché rozdužení, bez výrazného poškození zrn. V důsledku teplotního šoku, kdy dochází k rychlé ztrátě tepla, mohou vznikat nevypálená zrna. Jedná se však pouze o minimální podíl, který lze vhodně eliminovat vrstvou pevného paliva, jež udržuje ve vsázce dostatečné teplo.

## VLASTNOSTI ZKOUŠENÝCH DRUHŮ POPÍLKŮ

### A VYROBENÝCH KAMENIV

Pro ověření vhodnosti tuzemských vysokoteplotních hnědouhelných popílků k výrobě umělého kameniva byli vybráni čtyři zástupci, kteří reprezentují perspektivní zdroje ČR.

Z fyzikálně-mechanických a fyzikálně-chemických parametrů uvedených v tab. 1 je zřejmé, že v ČR jsou produkovány popílků s minimálním obsahem nedopalu. Pro samovypál bude tedy nutné popílek mísit s mletým uhlím, aby bylo dosaženo optimální hodnoty spalitelných látek 8 % hm. Dále je patrná vyšší hrubost popílků FA3 a FA4, která je hodnocena z pohledu zbytku na sítu 0,045 mm a měrného povrchu. Tyto dva popílků mají také vyšší podíl železa a vápna, jež mohou způsobit snížení teploty tavení vsázky.

Z výše charakterizovaných popílků bylo vyrobeno kamenivo a stanoveny základní parametry, kterými jsou: objemová hmotnost vysušeného kame-

Tab. 1 Hlavní parametry testovaných popílků

Vzorek	Ztráta žiháním [%]	Sypná objemová hmotnost setřesená [kg·m <sup>-3</sup> ]	Měrný povrch [m <sup>2</sup> ·kg <sup>-1</sup> ]	Zbytek na síte 0,045 mm [%]	Chemické složení [%]				
					SiO <sub>2</sub>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	SO <sub>3</sub>	CaO
FA1	1,19	990	329	58,5	47,7	28,2	5,6	0,13	1,1
FA2	1,07	1 110	299	53,1	54,6	29,5	5,5	0,1	1,8
FA3	1,15	1 010	234	70,5	50	23,4	14,5	0,26	3,4
FA4	1,07	940	224	72,2	47,6	25	12,7	0,54	2,3

Tab. 1 Main parameters of the tested ashes

niva, odolnost proti drcení, nasákavost a mezerovitost. V grafech na obr. 4 až 6 jsou uvedeny stanovené hodnoty.

Dosažené hodnoty ukazují vliv vzniku jednotlivých frakcí na jejich výsledné vlastnosti. Vzhledem k tomu, že je vsázka složena z pelet frakce 8-16 mm, má tato frakce nejlepší vlastnosti. Zrna jsou celistvá s uzavřenou pórovitostí. Díky tomu jsou pevná a dosahují nízké nasákavosti. Zrna frakce 4-8 mm jsou zčásti tvořena smršťenými zrny původní frakce 8-16 mm a zčásti zrny, které vznikaly drcením spečenců, což vede k narušení zrn, která tak mohou mít sníženou pevnost a zvýšenou nasákavost. Jemná frakce 1-4 mm je tvořena z velké části jemnými částicemi s vysokou nasákavostí, a proto byla vyloučena. Vzhledem k jejímu vyloučení z receptury u ní nebyla stanovena ani odolnost proti drcení.

### Zkoušky základních receptur vysokopevnostních lehkých betonů

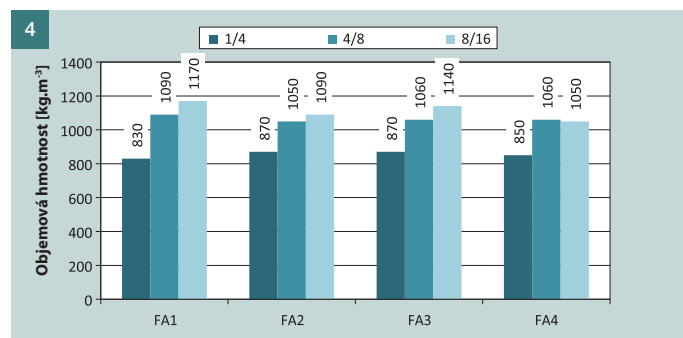
Ze směsí byly vyrobeny vzorky, na kterých se prováděly zkoušky zjišťující možnost použití popílkového ka-

meniva pro výrobu lehkých vysokopevnostních betonů. V laboratorních podmínkách byla vyrobena zkušební tělesa, tj. krychle o hraně 150 mm s příměsí popílků, strusky a mikrosiliky podle dvou typů receptur (R1, R2) (tab. 2). Hlavní rozdíl mezi recepturami byl v množství cementu. Popílek použitý ve směsi byl vždy stejný jako popílek

Tab. 2 Receptury pro výrobu vysokopevnostních lehkých betonů s použitím umělého popílkového kameniva

Tab. 2 Recipe for manufacturing of lightweight concrete using artificial aggregate

Receptury [kg·m <sup>-3</sup> ]			
Základní hmoty	Jednotka	R1	R2
		LC 50/55	LC 50/55
Cement CEM I-42,5R	[kg]	500	450
Voda	[l]	125	115
Kamenivo 0/4 mm	[kg]	685	687
Vlhčené spékání kamenivo	4/8 mm	[kg]	220
	8/16 mm	[kg]	338
Příměs (popílek/struska/mikrosilika)	[kg]	75	75
Superplastifikátor (Polykarboxylátether)	[kg]	4,5	4,5



Obr. 1 Zapalovací hlava na zemní plyn Fig. 1 Ignition head using natural gas

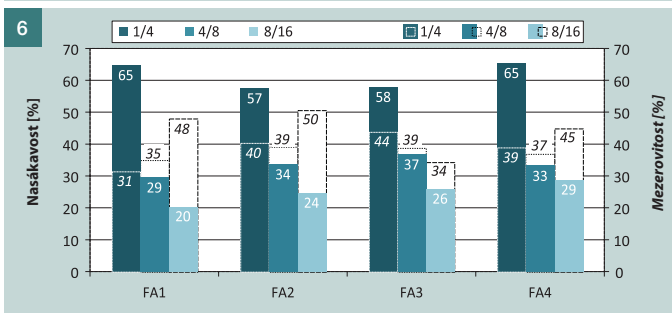
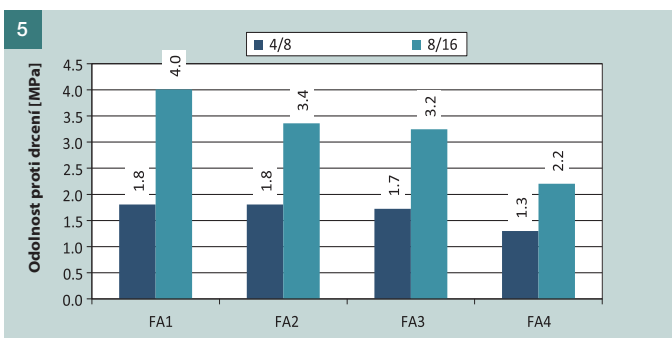
Obr. 2 Zapalování pelet Fig. 2 Ignition of pellets

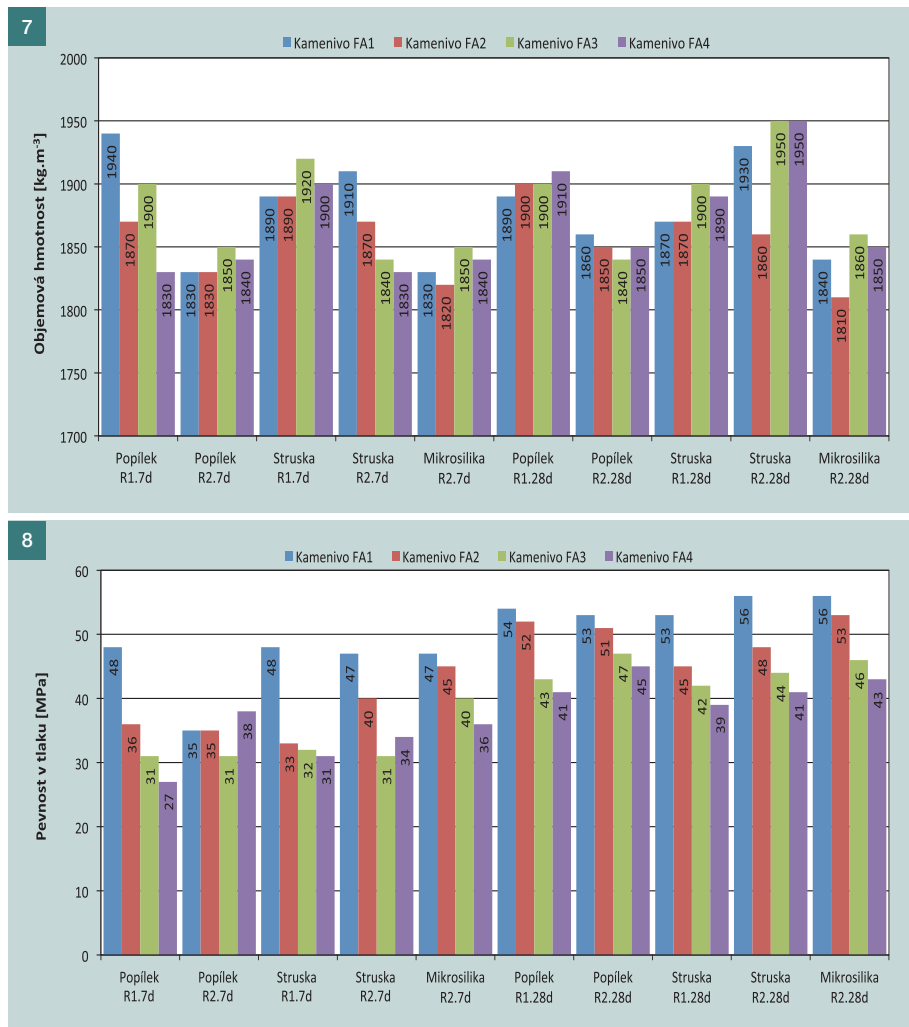
Obr. 3 Vypálené kamenivo Fig. 3 Burned aggregate

Obr. 4 Objemová hmotnost vysušeného kameniva Fig. 4 Bulk density of dry aggregate

Obr. 5 Odolnost kameniva proti drcení Fig. 5 Crushing resistance of aggregate

Obr. 6 Nasákavost a mezerovitost kameniva Fig. 6 Absorbability and void space of aggregate





## Literatura:

- [1] ADÁMEK, J., JURÁNKOVÁ, V., KUCHARCZYKOVÁ, B. Porous aggregate strength and its influence on lightweight concrete strength. In: *Proceedings of The 9<sup>th</sup> International Conference modern Building Materials, Structures and Techniques*. Vilnius – Litva: 2007. ISBN 978-9955-28-131-3
- [2] ADÁMEK, J. Strength of Lightweight Concrete Influenced by Strength of Lightweight Aggregate Concrete. In: *2<sup>nd</sup> International Symposium on Structural Lightweight Aggregate Concrete*. Kristiansand, Norway: Norwegian Concrete Association, 2000. ISBN 82-91341-37-0
- [3] ČSN 72 2072-6:2013 Popílek pro stavební účely část 6: Popílek pro výrobu umělého kameniva spékání.
- [4] ČSN 72 2072-8:2013 Popílek pro stavební účely část 8: Popílek pro výrobu umělého kameniva za studena a urychleně vytvrzovaného.
- [5] ČSN P 722081-5:2001–2014 Fluidní popel a fluidní popílek pro stavební účely-Část 5: Fluidní popel a fluidní popílek pro výrobu umělého zrnitého plniva za studena.
- [6] ČSN P 722081-8:2001–2014 Fluidní popel a fluidní popílek pro stavební účely-Část 8: Fluidní popel a fluidní popílek pro výrobu umělého zrnitého plniva spékáním.
- [7] ČSN EN 206-1:2001–2014 Beton – Část 1: Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda.
- [8] ČSN EN 12350-2:2009 Zkoušení čerstvého betonu – Část 2: Zkouška sednutím.
- [9] ČSN EN 12390-3:2009 Zkoušení ztvrdlého betonu – Část 3: Pevnost v tlaku zkušebních těles.

použitý pro výrobu umělého spěkaného kameniva. U vzorků se stanovovaly fyzikálně-mechanické vlastnosti.

Umělé spěkané kamenivo bylo před přípravou (tj. cca 48 h) uloženo ve vodě. 30 min před zahájením míchání se pak uložilo na perforovanou podložku, kde došlo k vytečení přebytečné vody.

Na zkušebních tělesech byla po 7 a 28 dnech zrání stanovena objemová hmotnost a pevnost v tlaku. Výsledné hodnoty jsou uvedeny v grafech na obr. 7 a 8.

Z uvedených výsledků je zřejmé, že ze všech zkoušených receptur dosahují nejvyšší 7 i 28denní pevnosti lehké betony s použitím kameniva, kde byl použit popílek FA1. Nejnížší pevnosti měly betony s použitím kameniva FA4. Pevnosti 55 MPa, potřebnou pro zatřídění lehkého betonu do třídy LC 50/55 dle normy ČSN EN 206-1, dosáhla pouze receptura R1 s umělým popílkovým kamenivem FA1, příměsí popílku a strusky. Nejnížší objemové hmotnosti byly naměřeny u betonů složených z receptury R1 s příměsí popílku, která měla vyšší obsah cementu než receptura R2.

## ZÁVĚR

Poloprovozní výpaly v horizontální peci ukázaly, že jako nejlepší surovinou pro tuto technologii je popílek FA1, který byl z testovaných popílků nejjemnější a měl nejvyšší měrný povrch. Bylo tak získáno kamenivo s odolností proti drcení min. 2,3 MPa.

Při experimentech výroby vysoko-pevnostního lehkého betonu s použitím popílkového kameniva byly ve většině případů naměřeny pevnosti neodpovídající hodnotě 55 MPa po 28 dnech zrání, jež jsou potřebné pro zařazení lehkých betonů do této pevnostní třídy. Pevnost 55 MPa byla naměřena pouze u dvou z pěti receptur, při použití spěkaného popílkového kameniva FA1. Potřebných pevností LC 50/55 s použitím umělých popílkových kameniv by mohlo být dosaženo zvýšením dávky cementu a plastifikační přísady. Zde ovšem může nastat riziko překročení hodnoty objemové hmotnosti 2 000 kg·m<sup>-3</sup>, která je vymežující pro lehké betony. Předmětem dalšího výzkumu je tak zvýšení pevnosti, jež by mohlo být dosaženo např. pomocí zvýšeného podílu frakce 4–8 mm.

Obr. 7 Objemová hmotnost lehkých betonů po 7 a 28 dnech ■ Fig. 7 Bulk density of lightweight concrete after 7 and 28 days

Obr. 8 Pevnost v tlaku lehkých betonů po 7 a 28 dnech ■ Fig. 8 Compressive strength of lightweight concrete after 7 and 28 days

Článek byl vytvořen v rámci řešení projektu č. LO1408 AdMaS UP – Pokročilé stavební materiály, konstrukce a technologie podporované Ministerstvem školství, mládeže a tělovýchovy v rámci účelové podpory programu Národní program udržitelnosti I a projektu P104-13-30753P Studium procesu vzniku popílkového střeptu podporovaného Grantovou agenturou České republiky.

Ing. Vít Černý, Ph.D.  
Fakulta stavební VUT v Brně  
e-mail: cerny.v@fce.vutbr.cz



Ing. Magdaléna Kociánová  
Fakulta stavební VUT v Brně  
e-mail: kocianova.m@fce.vutbr.cz



Text článku byl posouzen odborným lektorem.  
The text was reviewed.



# POSOUZENÍ ÚČINNOSTI INTERMETALICKÉHO POVLAKU FE-ZN NA OCELOVÝCH PRVCÍCH S POTENCIÁLNÍ APLIKACÍ DO BETONU ■ ASSESSING THE EFFECTIVENESS OF INTERMETALLIC FE-ZN COATING ON STEEL ELEMENTS WITH POTENTIAL APPLICATIONS IN CONCRETE

Petr Pokorný, Daniel Dobiáš,  
Vítězslav Vacek, Milan Kouřil,  
Václav Kytka

V úvodu předkládaného článku jsou popsány problémy spojené s použitím žárově zinkované výztuže do betonu. Experimentální část hodnotí odolnost intermetalického povlaku Fe-Zn-(Al) v alkalickém prostředí simulujícím teoretický pórový roztok čerstvého betonu. Na základě získaných výsledků lze konstatovat, že intermetalický povlak na oceli vykazuje obdobně nízkou odolnost v alkalickém prostředí jako povlaky získané konvenčním procesem žárového zinkování. ■ At the beginning of the presented article we describe problems associated with the use of galvanized reinforcement in concrete. The experimental part of this paper assesses durability of the intermetallic Fe-Zn-(Al) coating in alkaline environment simulating a theoretical pore solution of the fresh concrete. Based on the results we can say that intermetallic coating on the steel has similarly low resistance in alkaline environment like coatings obtained by conventional hot dip galvanizing process.

Povlakování povrchu výztuže nebo jiných prvků z uhlíkové oceli určených do betonu (kluzné trny, zemnicí kotvy, vázací dráty apod.) může prodloužit životnost celé konstrukce. Důležité je zavádění protikorozi ochrany především v oblastech výskytu chloridových aniontů ze solí jako je NaCl nebo  $\text{CaCl}_2$ . Primárně ohrožené jsou železobetonové konstrukce v blízkosti dálnic či jiných komunikací (mosty, tunele apod.) nebo ty, které jsou v kontaktu s mořskou vodou (např. mola). Chloridové anionty difundují vodou zaplněným kapilárním systémem betonových pórů k výztuži a způsobují její aktivaci a následnou korozi nepřijatelnou korozi rychlostí. Následkem je ztenčení oslabení průměru výztuže a rovněž destruktivní expanze koročních produktů oceli. V konečném důsledku je nezbytné provést u takových konstrukcí sanační protiopatření [1, 2].

Vhodné neporézní povlaky nemohou této skutečnosti zabránit, mohou však oddálit dobu do aktivace oceli, a tak významně prodloužit životnost konstrukcí. Z ekonomických, historických

a technologických důvodů jsou v této souvislosti diskutovány povlaky organického původu (epoxidy, povlaky na bázi kopolymerů polyethylenu PVC) nebo povlaky vzniklé konvenčním procesem žárového zinkování [1].

O vhodnosti povlaku žárového zinku k ochraně oceli do betonu panují spory. Ve starší literatuře jsou povlaky žárového zinku častěji označovány za prospěšné při ochraně oceli v betonu za působení chloridových aniontů. V současnosti se pohled na uplatnění žárového zinkování výztuží a prvků do betonu změnil. Důvodem je prokázaná nestabilita povlaku v čerstvém betonu, kdy dochází k intenzivní korozi v aktivitě za vývoje vodíku. Poškození povlaku vlivem počáteční koroze v zpracovávaném betonu se negativně promítne na jeho odolnosti vůči působení chloridů. Zároveň existují oprávněné obavy, že uvolňující se vodík zvyšuje pórovitost čerstvého cementového tmelu. Tato skutečnost se negativně odráží na soudržnosti povlakované výztuže s betonem. Obě skutečnosti snižují celkovou únosnost vyztužené konstrukce [1, 3, 4].

Jednoznačný popis chování intermetalických fází Fe-Zn v alkalickém prostředí betonu v literatuře chybí. Předpokládá se jejich zvýšená odolnost vlivem přítomnosti železa v jejich struktuře. Ocel koroduje v čerstvém betonu v pasivním stavu zanedbatelnou korozi rychlostí. Zinek oproti nízké odolnosti v alkalickém prostředí jednoznačně poskytuje zvýšenou odolnost vůči působení chloridů [3].

V článku je posouzeno složení, tloušťka a korozi odolnost intermetalického povlaku v alkalickém prostředí simulujícím reálný beton. Povlak byl na oceli vytvořen modifikovaným procesem difúzního zinkování.

## EXPERIMENTÁLNÍ ČÁST

Vzorky povlakované oceli (rozměry 100 x 75 x 3 mm; obr. 1.) byly segmentovány pro rentgenofluorescenční analýzu (XRF), rentgenodifrakční analýzu (XRD) a metalografii povlakovaného vzorku v příčném řezu. Cílem těchto analýz je



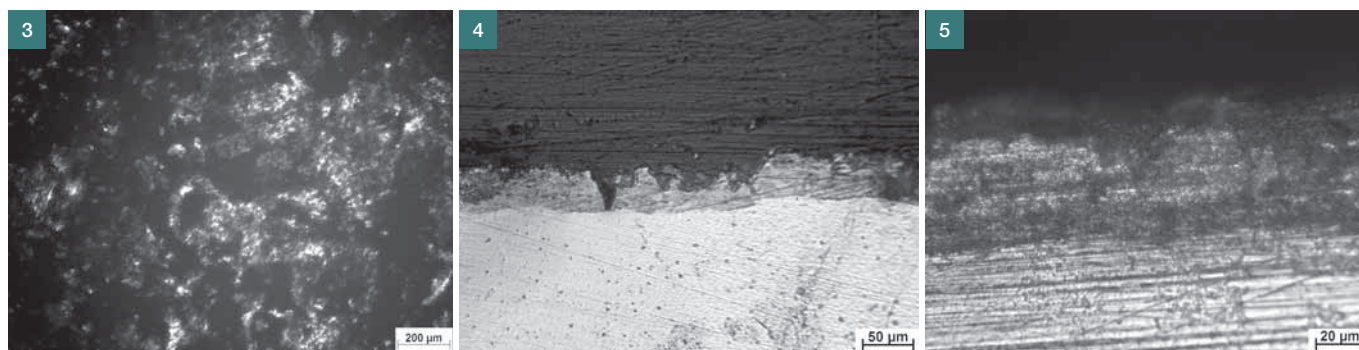
Obr. 1 Snímek vzhledu povlakované oceli  
Fig. 1 Appearance of coated steel

Obr. 2 Vymodelované schéma tříelektrodeového zapojení s platinovou protielektrodou (spirála), referenční elektroda je umístěna do solného můstku (nálevka) ■ Fig. 2 Modeled schematic diagram of three-electrode and platinum counter electrode (coil), the reference electrode is placed in the salt bridge (funnel)

ověřit prvkové složení povlaku, přesné složení jednotlivých intermetalických fází a stanovit tloušťku a kompaktnost.

XRF byla realizována na přístroji Axios PANalytical s vyhodnocením v software Omnian, XRD na přístroji PANalytical XPert PRO s vyhodnocením v software High Score Plus. Snímky vzhledu povlaku byly zaznamenány na optickém mikroskopu Arsenal AM2-T a příčný výbrus byl sledován pod mikroskopem Olympus PME 3.

Korozi odolnost povlaku v alkalickém prostředí byla sledována měře-



ním samovolného korozního potenciálu a zaznamenáváním polarizačního odporu v alkalickém prostředí nasyceného roztoku  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  s pH 12,6. Toto prostředí simuluje pouze teoretický beton, protože v cementu jsou obsaženy ještě oxidy alkalických kovů ( $\text{K}_2\text{O}$  a  $\text{Na}_2\text{O}$ ), jejichž rozpuštěním v záměsové vodě se vytváří vyšší pH než je hodnota 12,6. Pokud ovšem dojde k rozpouštění povlaku již v prostředí nasyceného roztoku  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ , potom je zcela zbytečné ověřovat jeho chování v prostředích simulujících reálný beton (pH okolo 13,0). Pro elektrochemické zkoušky bylo zvoleno tříelektrodové zapojení se solným mostem (obr. 2). Protielektrodou byl platinový drátek a referenční elektroda zastupovala elektroda kalomelová. Měření probíhalo na přístroji Electrochemical Multiplexer ECM 8 se zapojeným potenciostatem PC4 (Gamry Instruments)

## VÝSLEDKY A DISKUZE

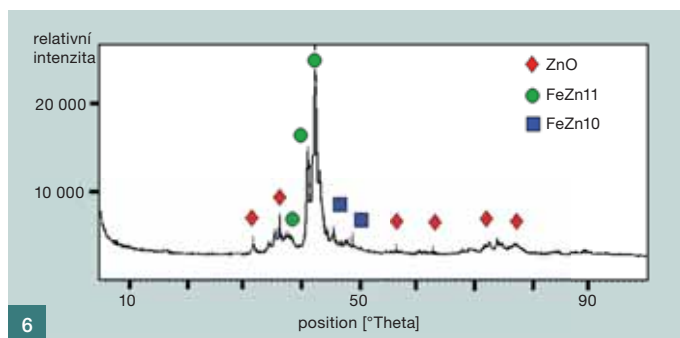
V příspěvku je diskutována odolnost intermetalického povlaku Fe–Zn–(Al) na oceli vůči působení alkalického pro-

středí simulujícího reálný beton. Pouhým okem je patrné, že povlak je tvořen drobnými jehličkami a jeho barva je nehomogenní, tj. střídají se světlé a tmavé oblasti (obr. 3). Obr. 4 a 5 zobrazují příčné řezy povlakem. Na snímku pořízeném při menším zvětšení je patrná nerovnoměrná tloušťka povlaku a zároveň snímek ukazuje na přítomnost lokálních defektů. Z rovnoměrných částí povlaku lze odečíst jeho tloušťku, tj. přibližně 35 až 45  $\mu\text{m}$  (detail obr. 5).

Výsledné složení povlaku je s ohledem na majoritní zastoupení prvků dle XRF zhodnoceno v tab. 1. Povlak je tvořen intermetalickými fázemi bohatými především na zinek. Zastoupení intermetalik s obsahem hliníku bude minoritní. Povlaky budou svým složením podobné těm, které byly vytvořeny konvenčním způsobem difuzního zinkování (sherardizace). Zvýšený obsah křemíku souvisí s využitím oxidu křemičitého při vlastním procesu povlakování. Zvýšený obsah fosforu může souviset s jeho difúzí z podkladové oceli v průběhu povlakování. Zvýšený obsah fluoru není blíže vysvětlen.

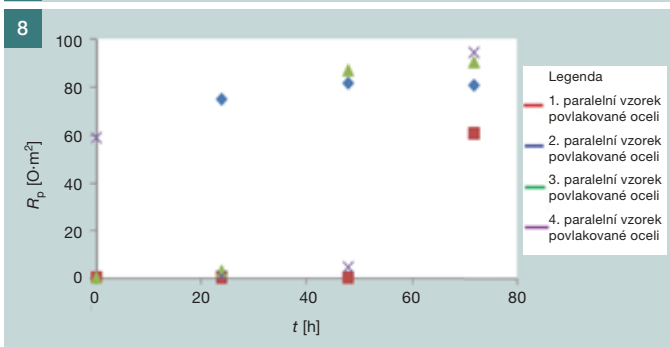
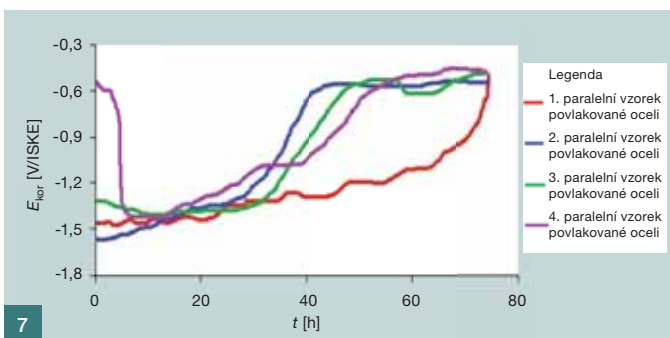
Difraktogram z analýzy XRD je zobrazen na obr. 6. Z polohy a intenzity píků je zřejmé, že povlak se skládá z intermetalických fází FeZn11 a FeZn10. Intermetalika s obsahem hliníku tato technika neodhalila, důvodem bude jejich předpokládané minoritní zastoupení. Krystaly ZnO jsou v povlaku inkudované ze zinkového prachu použitého při povlakování.

Výsledky elektrochemických zkoušek založených na měření samovolného korozního potenciálu a polarizačního odporu čtyř paralelních vzorků exponovaných v nasyceném roztoku  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  s pH 12,6 zobrazují obr. 7 a 8. Ze záznamu samovolného korozního potenciálu ( $E_{\text{kor}}$ ; obr. 7) je zřejmé, že na počátku expozice se u vzorků ustavil nízký negativní potenciál v rozmezí od -1,6 do -1,2 V/SKE (SKE – nasycená kalomelová elektroda). Vzorky tedy v tuto dobu korodují v aktivním stavu a produktem katodické korozní reakce je vodík. K pravděpodobnému zapasivování dochází u vzorků po jednom až dvou dnech expozice. Naměřené hodnoty polarizačních od-



Tab. 1 Výsledky XRF analýzy majoritního prvkového zastoupení  
Tab. 1 Results of the XRF elemental analysis of majority representation

Prvek	Obsah [hm. %]
Fe	9,87
Zn	79,71
Si	1,71
P	1,75
Al	4,31
F	1,17



Obr. 3 Vzhled povrchu povlaku při 5x zvětšení ■ Fig. 3 Appearance of the coating surface at 5x magnification

Obr. 4 Snímek příčného řezu povlaku při menším zvětšení ■ Fig. 4 Cross section of the coating film at a higher magnification

Obr. 5 Snímek příčného řezu povlaku při větším zvětšení ■ Fig. 5 Cross section of the coating film at a higher magnification

Obr. 6 XRD difraktogram povrchu vzorku ■ Fig. 6 XRD diffractogram of the sample surface

porů (obr. 8) tuto skutečnost potvrzuje, tj. vzorky na počátku expozice korodují vysokou korozní rychlostí (čemuž odpovídají nízké hodnoty polarizačního odporu), která s postupem doby expozice razantně klesá. Důvodem pravděpodobně bude snadné odkorodování ochranné vrstvy intermetalik Zn-Fe.

## ZÁVĚR

Povlakovací technologie difuzního pokovování se používá při ochraně oceli proti atmosférické korozi. Jedná se alternativu ke konvenčnímu povlaku žárového zinku, oproti kterému má výhodu ve vyšší tvrdosti a nižších celkových nákladech potřebných na jeho vytvoření. Naopak nevýhodou je jeho nižší tloušťka.

Povlak je, obdobně jako je tomu u povlaků vzniklých procesem běžného difuzního zinkování, majoritně složen z intermetalik Fe-Zn. V tomto konkrétním případě se jedná o fáze FeZn11 a FeZn10. Ve struktuře lze objektivně předpokládat i menší množství intermetalických fází s obsahem hliníku.

Z elektrochemických zkoušek, simulujících vliv teoretického betonu (pH = 12,6), vyplynula nízká odolnost slitinového povlaku proti alkalickému prostředí. Povlak bude v prostředí čerstvého, tuhnutího a tvrdnutího betonu, obdobně jako povlak vytvořený konvenčním procesem žárového zinkování, korodovat v aktivním stavu za vývoje vodíku. Plyný vodík zvyšuje pórovitost cementového tmele na fázovém rozhraní, což bude mít

Obr. 7 Časový průběh samovolných korozních potenciálů zkušebních vzorků v prostředí nasyceného roztoku  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  o pH 12,6 ■ Fig. 7 Time course of spontaneous corrosion potentials specimens in the environment of saturated solution of  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ , pH 12.6

Obr. 8 Bodové schéma naměřených polarizačních odporů v čase ■ Fig. 8 Spot diagram of measured polarization resistance over time

za následek snížení soudržnosti ocelové výztuže s betonem. Tento problém byl popsán u povlaků žárového zinku v [3, 4]. Pozdější zapasivování povlaku již na vývoj soudržnosti nemá vliv.

V prostředích simulujících skutečný beton (pH > 12,6) bude povlak korodovat ještě větší korozní rychlostí. Očekávané zvýšení korozní odolnosti takto povlakované oceli v betonu, proti aktivaci vlivem přítomných chloridů, bude v důsledku výše popsaného poškození povlaku úvodní koroze jen omezené.

Při použití výztuže s upraveným povrchem vznikají mj. obecně i další rizika spojená s pravděpodobným mechanickým poškozením ochranného povlaku. Ta mohou vzniknout ve fázi zpracování takové výztuže (dělení, ohýbání, spojování), ale i při dopravě a manipulaci s vložkami nebo armokoši. Popisovaný povlak je např. významně tvrdší a křehčí než chráněná ocel, takže hrozí jeho porušení trhlinami již při zapnutí ocelových prutů, při vzájemném úderu může nastat lokální oklepnutí ochranné vrstvy apod. Podobná rizika jsou i u povlaků z pryskyřic (např. epoxidové nátěry, polymerní nástřiky apod.). Z pohledu ochrany ocelové výztuže takto mohou vzniknout oblasti bodové koroze, které dosud nelze jednoduše a spolehlivě rozpoznat.

Pro praktické použití povlakované výztuže je tudíž technicky vhodné chránit již hotové vložky resp. celé armokoše a nikoli výztužné pruty nebo dráty, které se v armovně budou ještě dále zpracovávat. Takto proti korozi ochráněné výrobky je nutno z uvedených důvodů

## Literatura:

- [1] POKORNÝ, P. Vliv koroze zinkované oceli na soudržnost s betonem, *Koroze a ochrana materiálu*. 2012, 56(4), s. 119–135.
- [2] POKORNÝ, P. Kritická diskuze k vlivu přídavku chemických látek do cementu na korozní chování zinkované oceli, *Koroze a ochrana materiálu*. 2014, 58(1), s. 31–35.
- [3] POKORNÝ, P. Zhodnocení vlivu koroze žárově zinkované oceli na soudržnost hladkých prutů s betonem třídy "NSC", *Koroze a ochrana materiálu*. 2015, 59(2), s. 53–65.
- [4] POKORNÝ, P. Dostupné z: <http://www.konstrukce.cz/clanek/vliv-koroze-zarove-zinkovane-oceli-na-soudrznost-s-betonem-a-zpusoby-jejich-ochrany>, cit. 18.9. 2014.

při další dopravě a manipulaci i samotné betonáži ochránit proti mechanickému poškození.

Článek vznikl za finanční podpory Grantové agentury České republiky, reg. číslo 14-20856S.

Ing. Petr Pokorný  
ČVUT v Praze, Kloknerův ústav  
Oddělení stavebních materiálů  
e-mail: petr.pokorny@klok.cvut.cz



Ing. Daniel Dobiáš, Ph.D.  
ČVUT v Praze, Kloknerův ústav  
Oddělení stavebních materiálů



Ing. Vítězslav Vacek, CSc.  
ČVUT v Praze, Kloknerův ústav  
Oddělení stavebních materiálů



Ing. Milan Kouřil, Ph.D.  
VŠCHT  
Ústav kovových materiálů  
a korozního inženýrství



Václav Kytka  
VŠCHT  
Ústav kovových materiálů  
a korozního inženýrství



Text článku byl posouzen odborným lektorem.  
The text was reviewed.

## DŮLEŽITÉ UPOZORNĚNÍ!

Příjem abstraktů se prodlužuje  
do **31. 10. 2015**  
Prosíme autory o zaslání abstraktů  
přes [www.pspraha.cz](http://www.pspraha.cz)

13. MEZINÁRODNÍ KONFERENCE  
**PODZEMNÍ STAVBY PRAHA 2016**  
3. VÝCHODOEVROPSKÁ TUNELÁŘSKÁ KONFERENCE  
**EETC 2016**  
23.–25. KVĚTNA 2016 | PRAHA, ČESKÁ REPUBLIKA





# STONEHENGE – NAJSTARŠIA STAVBA S OBVODOVÝM ŤAHADLOM ■ STONEHENGE – THE OLDEST BUILDING STRUCTURE WITH THE PERIPHERAL TIE

František Hájek

Kamenný monument Stonehenge je možné považovať za predchodcu montovaných konštrukcií z prostého betónu. Nosné vlastnosti jeho dvoch zoskupení Sarsen Circle a Sarsen Horseshoe majú charakter podperných konštrukcií. Umožňovali, aby monument mal strechu. Stonehenge je významná svetová technická pamätihodnosť s kamenným obvodovým ťahadlom. ■ The stone monument of Stonehenge can be referred to as a predecessor of the mounted plain concrete structures. Load bearing properties of its two stone groups – the Sarsen Circle and the Sarsen Horseshoe having the characteristics of supporting structures – made it possible for the Stone Monument to be roofed. Stonehenge is a technical monument with a stone peripheral tie, a monument of world significance.

V učebniciach o betóne sa uvádza, že betón (prostý) vďaka jeho technickým vlastnostiam možno považovať za umeľý kameň. Konštrukcie z kusového kameňa však bežne nazývame murované pre ich charakter muriva. Výnimkou sú megalitické kamenné stavby. Skôr sa podobajú montovaným konštrukciám z prostého betónu. Takouto konštrukciou je i symbol komplexu Stonehenge – jeho centrálny kamenný monument.

I keď je dlhodobo ruinou (obr. 1), stále je z časti pôvodný. Pri pohľade očami statika vidno, že časť jej prvkov mohla mať charakter nosných konštrukcií. Ešte výraznejšie je tomu pri predpokladanom pôvodnom vyhotovení, ktoré sa odvodilo na základe rozsiahleho archeologického prieskumu. V súčasnosti viac menej panuje zhoda, že kamenný monument tvorili v jeho vrcholnom štádiu dve obvodové zoskupenia v tvare koncentrických kruhov (Sarsen Circle a Bluestone Circle) a dve vnútorné v tvare podkov (Sarsen Horseshoe a Bluestone Horseshoe). Okrem nich sa pravdepodobne v osi monumentu nachádzal ďalší prvok – tzv. oltárny kameň. Os pritom prebiehala medzi bodom východu slnka pri letnom slnovrate a jeho západom pri zimnom slnovrate. Súčasne v nej ústila zo severovýchodu hlavná prístupová cesta široká až cca 12 m.

Už na prvý pohľad je zrejmé, že na možnú nosnú funkciu poukazujú iba zoskupenia Sarsen Circle a Sarsen Horseshoe (obr. 2). Pozostávajú z mohut-

ných pilierov a prekladov, ktoré sú z tvrdého a trvanlivého kremičitého pieskovca nazývaného sarsen. Pre ich hmotnosť (niekoľko desiatok až cca 50 t), tvar, výšku ako i vzájomné prepojenie sú neprehliadnuteľné. Bluestone Circle a Bluestone Horseshoe sú výrazne menšie, menej hmotné (do 5 t) a z inej horniny. Tvoria ich iba samostatne stojace pilieriky. Svojim vzhľadom, tvarom a polohou skôr pôsobia ako prvky výzdobné resp. deliace, takže na nosnú funkciu vo vzťahu k prvým dvom zoskupeniam nepoukazujú. Obdobne je to v prípade oltárneho kameňa.

## NOSNÉ VLASTNOSTI SARSEN CIRCLE A SARSEN HORSESHOE

Prevažne panuje zhoda, že **zoskupenie Sarsen Circle** pôvodne tvorilo 30 pilierov a 30 prekladov vzájomne prepojených v tvare obvodového kruhu s vnútorným priemerom necelých 30 m [1].

Piliere sú síce tvarovo obdobné, v priečnom reze však rozdielne. V úrovni terénu sú široké od 1,8 do 2,2 m (s výnimkou dvoch užších), resp. hrubé 0,9 až 1,6 m (okrem jedného tenšieho). Dohora sa zmenšujú, hlavne ich šírka. Tým sa zväčšuje medzera medzi nimi z priemernej hodnoty cca 1,1 na necelých 1,6 m. Po obvodě zoskupenia pritom prvky poukazujú na určitú závislosť. Najrozmernejšie (28 až 3) a teda i najviac únosné sa nachádzajú v úseku hlavného vstupu t.j. oproti otvorenej časti Sarsen Horseshoe, resp. prvok 16 na náprotivnej strane. Zvyšné sú evidentne štíhlejšie, a teda i menej únosné. Všetky boli osadené do jám v kriedovom podlaží. Sú rozdielných hĺbok. Napr. pri prvkoch 29, 30, 1 a 2 je ich hĺbka pod úrovňou terénu 1,3 až 2,2 m. Taktiež tvar ich piat je rozdielny. Z tvaru pilierov je zrejmé, že postupne zúženie smerom dohora, a tým nižšia poloha ťažiska boli výhodné nielen pri ich osadzovaní a vztyčovaní do výslednej polohy, ale i z hľadiska ich stability.

Preklady sú obdĺžnikového prierezu. Ich šírka (1 až 1,2 m) poukazuje na rovnakú závislosť ako pri prierezovej ploche pilierov. Výškovo sú ale jednotné (0,75 m). Na pilieroch boli uložené na doraz, takže vytvárali uzavretý kruhový prstenec s rovinným horným povrchom (cca 4,9 m nad terénom). Preklady pritom neboli uložené voľne, ale po-

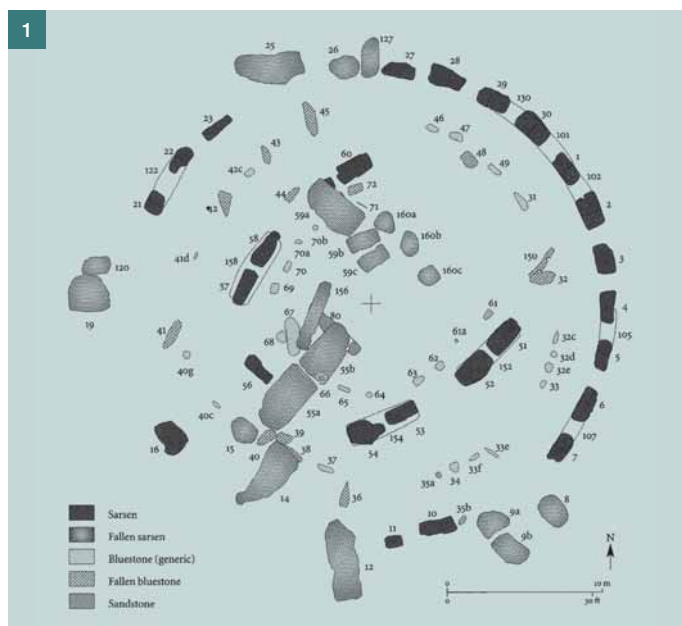
Obr. 1 Pôdorys dochovaných prvkov [1] – Sarsen Circle 1–30 a 101–130, Bluestone Circle 31–49, Sarsen Horseshoe 51–60 a 152–160, Bluestone Horseshoe 61–72, oltárny kameň 80 ■ Fig. 1 Plan of the surviving stones [1] – Sarsen Circle 1–30 and 101–130, Bluestone Circle 31–49, Sarsen Horseshoe 51–60 and 152–160, Bluestone Horseshoe 61–72, Altar Stone 80

Obr. 2 Idealizovaný model Sarsen Circle, Sarsen Horseshoe a oltárneho kameňa pri pohľade v osi monumentu ■ Fig. 2 Idealized model of the Sarsen Circle, Sarsen Horseshoe and Altar Stone viewed along the axis of the monument.

stredníctvom dvoch pologulatých čapov na každom z pilierov (obr. 3). Navyše sa v čelách prekladov nachádzal zvislý spoj typu pero–drážka zaisťujúci spolupôsobenie prekladov pri ich natočení.

Tvar prekladov bol výhodný z hľadiska zvislého zaťaženia ( $l_n/h \approx 2$ ), nakoľko ohybová únosnosť kamenných prvkov ale hlavne z pieskovca je všeobecne malá. Navyše mohli pôsobiť i ako jednotlivé ťahla, resp. prenosom z prekladu cez čapový spoj do piliera a následne cez ďalší čapový spoj do prekladu, a ďalej sa mohla po obvodě Sarsen Circle prenášať ťahová sila (obr. 3a, b). Tým sa zaisťovala nielen stabilita polohy jednotlivých pilierov pri ich dosadaní, ale Sarsen Circle ako konštrukcia bol schopný i prenosu všeobecného zaťaženia pôsobiaceho na preklady. Mohli sa na ne napríklad mimostredne uložiť strešné trámy (obr. 3c, napr. z dôvodu ich spádu). Na obr. 4a, b sa dokumentuje namáhanie Sarsen Circles so 60 radiálnymi ohybovými momentami ako náhrade zvislého účinku strešných trámov na preklady. Ohybové momenty sa pritom uvažovali idealizovanou konštantnou hodnotou 10 kNm, ktorá zodpovedá cca 0,6 až 0,35 násobku hodnôt účinku rekonštruovanej strešnej konštrukcie.

**Zoskupenie Sarsen Horseshoe** bolo úplne iné. Pozostávalo z piatich samostatne stojacich trilithonov, t.j. vždy dvojice pilierov s prekladom. Medzi jednotlivými trilithonmi pritom boli cca trojmetrové medzery, čo bolo približne trikrát viac ako v prípade pilierov Sarsen Circle. V otvorenej časti, t.j. zo strany hlavného vstupu, to bolo ešte výraz-



ne viac – cca 13 m. Všetky pritom boli vyššie ako Sarsen Circle, ich výška ale bola rozdielna. Kým najvyšší – tzv. Veľký trilithon sa nachádzal vo vrchole podkopy a prečnieval nad terénom cca 7,5 m, horná plocha štyroch nižších klesala v miernom spáde (s priemernou výškou cca 6,1 m) od najvyššieho trilithonu.

Piliere štyroch nižších trilithonov boli z hľadiska priečného rezu najrozmernejšími, a tým i najúnosnejšími prvkami kamenného monumentu. Smerom dohora sa síce taktiež zmenšovali, ich vnútorné plochy boli ale zvislé. Navyše boli opracované do hladka, čo zrejme bol zámer z hľadiska estetiky vnútornej časti. Aj ich preklady boli rozmernejšie. Okrem toho mali v priečnom reze tvar lichobežníka so širšou hornou plochou ako spodnou, čo možno chápať ako väčšiu úložnú plochu a prekryvali oba piliere vždy v celej ich šírke. Naľavo medzery medzi dvojicami pilierov každého z trilithonov boli výrazne užšie – v úrovni terénu iba niekoľko málo desiatok cm a pri hornom okraji iba cca

1 m – bol pomer  $l_n/h \cong 1$  ešte priaznivejší. V dôsledku taktiež vytvoreného čapového spoja pilierov s prekladom mohli preklady pôsobiť nielen ako nosníky ale i tiaha. Tým sa obdobne mohla zaistiť aj vzájomná poloha pilierov pri ich dosadaní, prípadne pri ich vodorovnom zaťažení.

Veľký trilithon bol úplne atypický. Okrem toho, že jeho piliere boli najvyššie, boli i najštíhlejšie. Zaráža pritom nesymetričnosť piliera 56 – rozdielne od pilierov nižších trilithonov má zvislú vonkajšiu plochu a vnútorná, t.j. smerom do vnútra monumentu, je vypuklá. V prípade jeho zvaleného, rozlomeného a čiastočne zaboreného dvojčata (piliera 55) poukazujú na obdobný tvar jeho viditeľné povrchy. Možno teda predpokladať, že pri tomto trilithone sa vzhľadom na výstrednosť piat pilierov voči jeho hlavám uvažovalo okrem zaťaženia zvislého i so zaťažením vodorovným, a to v smere z obvodu monumentu do jeho vnútra, čo je v danej lokalite prevládajúci smer vetra.

Aj preklad Veľkého trilithonu je v porovnaní s prekladmi nižších trilithonov výrazne štíhlejší, čo celkove poukazuje na menšiu únosnosť Veľkého trilithonu pri zvislom namáhaní.

Možno teda konštatovať, že aj zoskupenie Sarsen Horseshoe malo vlastnosti nosnej konštrukcie, ale s tým, že jej päť trilithonov pôsobilo samostatne, a to ako zvislé skupinové podpory. Z ich vlastností je pritom zrejmé, že štyri nižšie boli určené hlavne k prenosu zvislých účinkov, a to najväčších v rámci kamenného monumentu, naproti tomu Veľký trilithon pre zvislé účinky menšie ale v kombinácii s vodorovnými. Stabilita všetkých trilithonov sa okrem poddajného votknutia zaisťovala hlavne gravitačným účinkom.

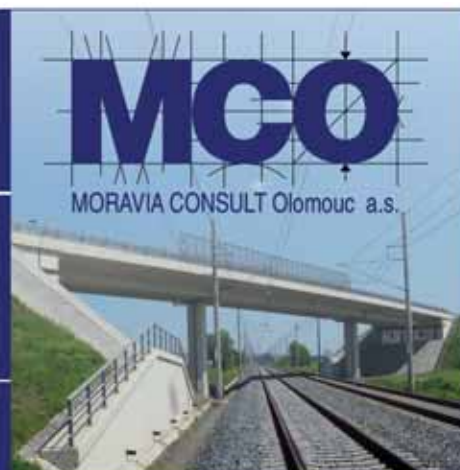
Svojou polohou malo zoskupenie Sarsen Horseshoe i významnú funkciu dispozičnú – rozdeľovalo priestor obostavaný konštrukciou Sarsen Circle na dve časti. Idealizovane mali charakter vnútornej a obvodovej lode. Obe boli pritom vďaka širokým medzerám medzi

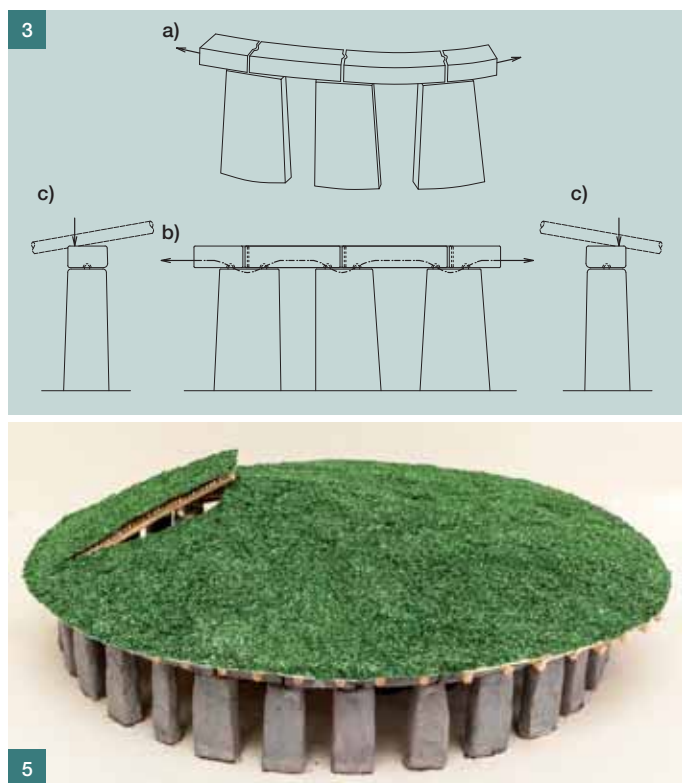
## MORAVIA CONSULT Olomouc, a.s.

Držiteľ certifikátů ČSN EN ISO 9001:2009 a ČSN OHSAS 18001:2008

Jsme renomovaná projektová, inženýrská a konzultační společnost, dlouhodobě úspěšně působící na našem trhu. Specializujeme se na projektovou přípravu železničních, silničních a pozemních staveb všech stupňů v garantované kvalitě.

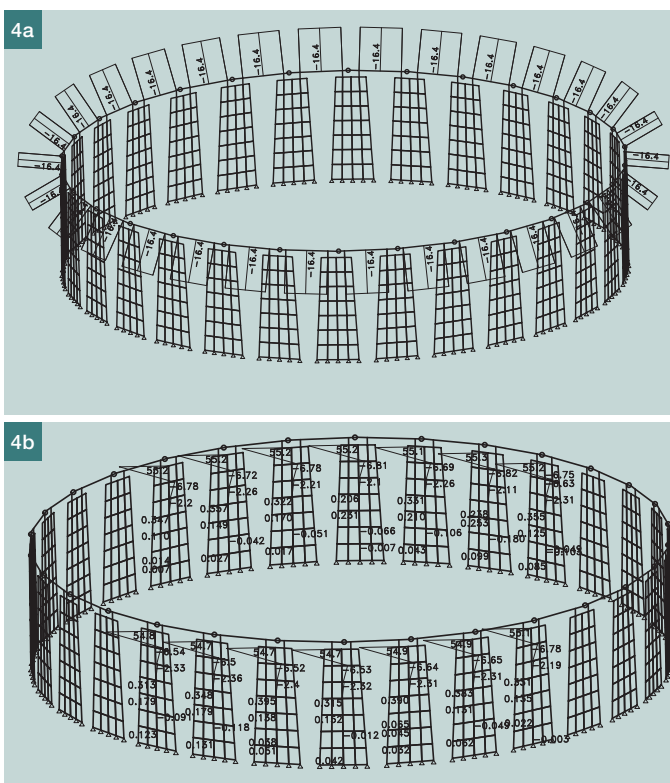
**NABÍZÍME KVALIFIKOVANÉ SLUŽBY V OBLASTI PŘÍPRAVY INVESTIC**





Obr. 3 Silové pôsobenie čapových spojov prekladov s piliermi Sarsen  
Circle: a) ako obvodového tiahla, b) prenos ťahovej sily prekladmi  
a piliermi, c) zaťaženie strešnými trámami na vonkajšom okraji prekladov  
(spôsobujúce obvodovú ťahovú silu v tiahle)

Fig. 3 Mortise-and-tenon joints between the lintels and the Sarsen Circle's uprights and the resulting force action: a) as a peripheral tie, b) as a transfer of the tension force through lintels and uprights, c) potential load by the roof joists on the exterior perimeter of lintels (causing the peripheral tension force in the tie)



Obr. 4 Namáhanie Sarsen Circle pri zaťažaní radálne orientovanými ohybovými momentami: a) ťahová sila [kN] v prekladoch, b) vodorovné normálové sily v pilieroch

Obr. 5 Pravdepodobný pôvodný vzhľad kamenného monументu so strechou (pohľad z juhovýchodu) ■ Fig. 5 Probable initial design of the roofed Stone monument (as viewed from the southeast)

jednotlivými trilithonmi dobre prepojené, a to tak komunikačne, ako i vizuálne a akusticky.

## CELKOVÉ ZHODNOTENIE NOSNÝCH VLASTNOSTÍ

Z analýzy vlastností Sarsen Circle ako i Sarsen Horseshoe jednoznačne vyplýva, že obe zoskupenia mali a stále majú znaky cieľavedome vytvorených nosných konštrukcií. Okrem funkcie prekladov ako ťahadiel zaistujúcich stabilitu polohy pri ich dosadaní, vykazovali obe konštrukcie ako celok a taktiež ich prvky ďalšie nosné vlastnosti typické pre podperné konštrukcie. Trilithony tým vytvárali podporný systém vnútorný a Sarsen Circle obvodový a navyše priestorový s obvodovým ťahom.

## MOŽNÉ PRESTREŠENIE KAMENNÉHO MONUMENTU

Vlastnosti podperných konštrukcií viedli k záveru, že neboli samoúčelné, ale umožňovali prestrešenie kamennej časti. Pri jeho rekoštrukčnom návrhu sa vychádzalo z nosných a dispozičných vlastností podperného systému

ako i výrobných a materiálových možností danej doby. Nosnú časť prestrešenia tvorili iba jednotlivé kmene s funkciou strešných trámov, resp. prievlakov. Výsledným riešením je zelená strecha v tvare nepravidelného guľového vrchlíka s lokálnym svetlíkom pri Veľkom trilithone (obr. 5). Pozostáva z nosnej konštrukcie, spádovej vrstvy a strešného krytu. Jej podrobnejší popis je uverejnený osobitne.

## ZÁVER

Analýza nosných vlastností centrálnej stavby komplexu Stonehenge – kamenného monumentu ukázala, že obe najvýraznejšie zoskupenia – Sarsen Circle a Sarsen Horseshoe – mali a stále majú charakter nosných podperných konštrukcií. Spolu s ich dispozičným riešením možno preto s určitosťou tvrdiť, že pôvodne mali tvoriť podperný systém pre strechu. Jej rekonštrukčný návrh ukázal realnosť možného a pritom pomerne výrobné a i technicky jednoduchého riešenia.

Okrem toho, že stavba je výnimočnou kultúrnou a historickou pamiatkou, ide

o najstarsiu známu rotačnú konštrukciu s obvodovým tiahom navyše pri použití iba kamenných prvkov. Ide teda i o mimoriadnu technickú-stavebnú pamiatku svetového významu. Vďaka jej konštrukcii a stavebného materiálu – spolupôsobiacimi gigantickými kamennými blokmi s kamennými čapovými spojmi – ju súčasne možno považovať za dávno-nového predchodcu montovaných konštrukcií z prostého betónu.

Literatúra:

- [1] JOHNSON, A. *Solving Stonehenge*. London: Thames & Hudson Ltd., 2008.
- [2] HÁJEK, P. Stonehenge bola stavba so strechou. Bol to chrám? *Stavebnictví*. 2015, č. 9.

Autor ďakuje pánovi Anthony Johnson  
za možnosť použitia obr. 1 z jeho knihy Solving  
Stonehenge [1] a doc. Ing. Viktorovi Borzovičovi,  
PhD., za spoluprácu pri výpočtovom modeli.

doc. Ing. František Hájek, PhD.  
Žilinská 18, 811 05 Bratislava  
e-mail: franti.hajek@gmail.com





# TEKLA STRUCTURES

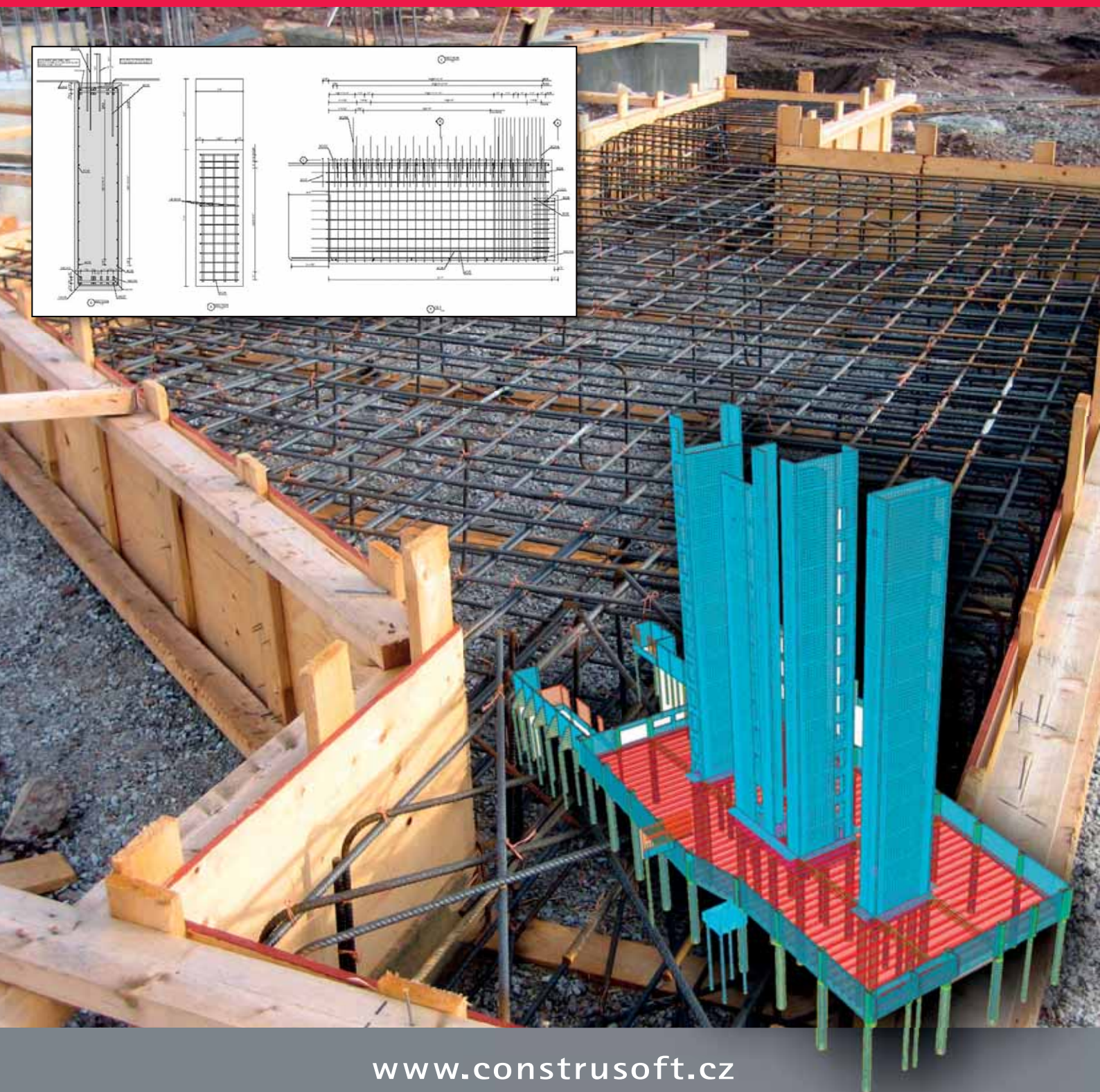
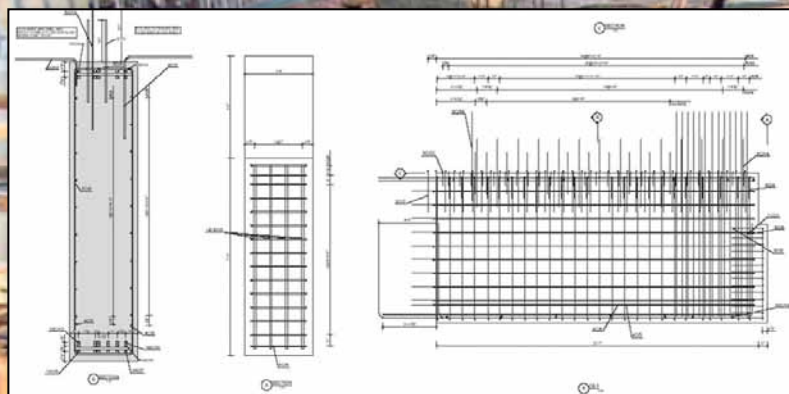


Moderní způsob 3D projektování v programu Tekla Structures umožňuje vytvářet detailní BIM modely železobetonových konstrukcí včetně přesného umístění výztuží. Výhodou programu Tekla Structures je možnost rychle reagovat na změny v projektu, propojit model se statickými programy, automaticky generovat výrobní dokumentaci a plánovat řízení stavby.

ZÍSKÉJTE ZDARMA TESTOVACÍ VERZI Z [CAMPUS.TEKLA.COM](http://CAMPUS.TEKLA.COM)



**CONSTRUSOFT**



[www.construsoft.cz](http://www.construsoft.cz)





## POKROKY V NAVRHOVÁNÍ MOSTŮ V USA S OHLEDEM NA ŽIVOTNOST ■ DESIGN FOR LIFE

1

**Don Bergman, Anne-Marie Langlois, Carola Edvardsen**

V USA jsou některé velké inženýrské projekty mostních konstrukcí stále navrhovány bez patřičných ohledů na trvanlivost a náklady během životního cyklu. Vzhledem k absenci vlastní obecně uznávané normy pro návrh betonových konstrukcí s ohledem na jejich životnost je v USA používána metodika *fib*, která poskytuje racionální pravděpodobnostní přístup. V článku jsou popsány dvě strategie této metodiky, pravděpodobnostní modelování koroze způsobené chlořidy a implementace požadavků na trvanlivost založených na vlastnostech a chování konstrukce. ■ In the US, some major infrastructure projects are still being designed with no due consideration to their durability and life-cycle costs. As there is no widely recognized North American structural design code that would explicitly consider durability, a *fib* methodology that provides a rational probability-based approach is used. The paper discusses two strategies of the methodology, probabilistic modelling of chloride induced corrosion and implementation of durability requirements based on properties and performance of the structure.

Je všeobecně známo, že prodloužení životnosti konstrukce pomocí robustního počátečního návrhu s ohledem na trvanlivost může být mnohem ekonomičtější než budoucí rekonstrukce. Aby se majitelé mostů vypořádali s budoucími omezenými provozními rozpočty, soustředí se raději na náklady na celý životní cyklus stavby a na správu majetku než pouze na počáteční cenu výstavby. Ve snaze snížit náklady na životní cyklus jsou nové velké betonové konstrukce navrhovány na životnost 100 let nebo více, tedy na déle než

na 75 let, což je doba, se kterou se obvykle počítá v normách pro navrhování mostů.

Most přes záliv Izmit v Turecku a mosty New NY (Tappan Zee) a Downtown Crossing přes řeku Ohio ve Spojených státech jsou tři velké inženýrské projekty ve výstavbě, které mají jeden společný návrhový požadavek: každý z nich měl být navržen tak, aby byla životnost jeho nevyměnitelných částí 100 let.

Společnost COWI, mezinárodní inženýrská a poradenská firma se sídlem v Dánsku, která má více než dvacet let zkušeností s poskytováním inovativních a nákladově efektivních řešení pro návrh velkých infrastrukturních projektů s ohledem na životnost po celém světě, provedla statický návrh mostní

konstrukce přes záliv Izmit. Buckland & Taylor (B&T), severoamerický člen skupiny COWI, je autorem statického návrhu zavěšeného hlavního pole mostu Downtown Crossing přes řeku Ohio, kde byl rovněž kladen důraz na životnost. Statický návrh zavěšeného hlavního pole i předpolí mostu u mostu New NY (Tappan Zee) (obr. 1) provedla společnost B&T.

Don Bergman, viceprezident pro velké projekty a ředitel projektu v B&T, hovoří o důležitosti pokroku v navrhování, který má za úkol prodloužit životnost konstrukcí v Severní Americe: „Zvýšené povědomí a porozumění mechanismům degradace je při optimalizaci životních nákladů konstrukcí velmi důležitým faktorem,“ vysvětluje pan Bergman.



2

Severoamerické normy pro navrhování konstrukcí výslovně nezohledňují trvanlivost a životnost železobetonových konstrukcí. Předepisovaná pravidla typu „musí vyhovět“ v těchto normách jsou příliš zjednodušená a nekvantifikují životnost konstrukce z daných materiálů v daném prostředí. Např. „vyhovující“ předepsané krytí výztuže nezohledňuje skutečnou odolnost betonu proti vnikání chloridů ani konkrétní míru expozice prvku chloridům. V mnoha případech nebylo dosaženo spolehlivého dlouhodobého chování konstrukce v agresivním prostředí a před uplynutím zamýšlené životnosti došlo k selhání její provozuschopnosti (obr. 2).

„Samozřejmě, projektanti mohou v návrhu přijmout opatření a zhotovitelé mohou použít ty nejlepší postupy, které mají prodloužit životnost. Nicméně, tyto kroky samy o sobě nestačí,“ říká pan Bergman. V poslední době byly vyvinuty různé pokročilé metody, které řeší životnost betonových konstrukcí. V Severní Americe ale neexistuje žádná obecně uznávaná norma pro návrh na životnost.

Některé z těchto metod používají proprietární software, ve kterém jsou analýzy založeny na „uzavřených“ algoritmech a „firemních“ databázích, jejichž nezávislé ověření je obtížné nebo neproveditelné. Další vyžadují mnoho zdoluhavých a náročných zkoušek trvanlivosti, které komplikují již tak napjatý harmonogram výstavby. Tyto metody obvykle nejsou používány dost dlouho na to, aby bylo možné ověřit vstupní parametry a výsledné chování konstrukce během životnosti. Je proto potřeba mít lépe definované normy a metody pro ověřování životnosti, na které se mohou majitelé spolehnout.

Jednou zavedenou metodikou návrhu konstrukcí s ohledem na životnost, která je založena na rozsáhlých zkušenostech a která je veřejně přístupná, je **Model Code for Service Life Design** (*fib* Bulletin 34, 2006). Tato metodika byla nedávno implementována do normy ISO 16204:2012 **Service Life Design of Concrete structures**. Metodika byla vyvinuta v rámci veřejně financovaného výzkumného projektu Duracrete a její správnost byla potvrzena sdružením univerzit a konzultačních společností. Jejím hlavním cílem je poskytnout pravděpodobnostní přístup, který je v principu podobný navrhování na mezní stavy v moderních návrhových normách.

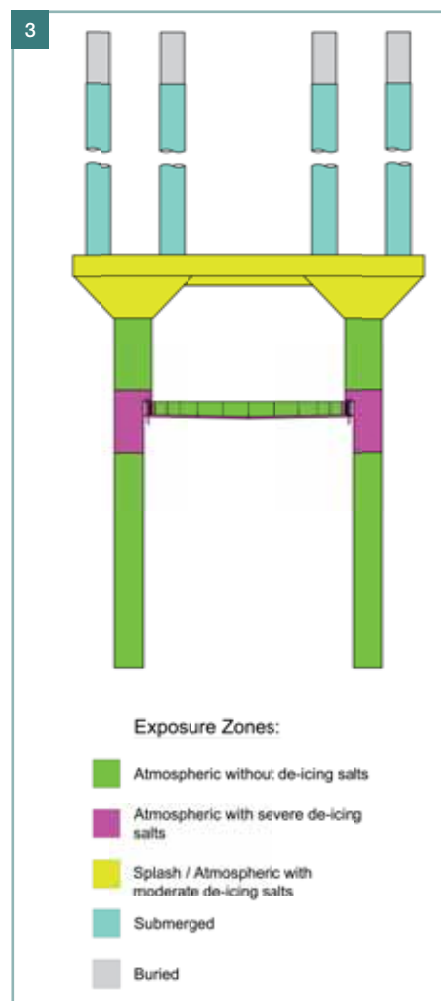
Metodika *fib* byla firmou COWI úspěš-

Obr. 1 Most New NY (Tappan Zee) v New Yorku byl navržen na životnost 100 let a je mezi prvními projekty v Severní Americe, které byly zpracovány podle modelové normy *fib* Bulletin 34 Model Code for Service Life Design (fotografie: New York State Thruway Authority) ■ Fig. 1 The New NY (Tappan Zee) Bridge in New York was designed for a 100 year service life and is among the first projects in North America where the *fib* Bulletin 34 Model Code for Service Life Design was implemented (Photo Credit: New York State Thruway Authority)

Obr. 2 Závažná koroze dodatečně předpjatého betonového nosníku. Návrh betonových konstrukcí s ohledem na životnost poskytuje příležitost optimalizovat náklady během životního cyklu konstrukce a vyhnout se situacím jako je tato ■ Fig. 2 Severe corrosion of a post-tensioned concrete girder. Service life design of concrete structures gives the opportunity to optimize life-cycle costs and avoid situations like these

Obr. 3 Konstrukce je rozdělena na zóny expozice. Pro každou zónu jsou ohodnoceny trvanlivostní zatížení a odolnosti, aby byl návrh optimalizován ■ Fig. 3 The structure is divided into exposure zones. For each zone, the durability loads and resistances are assessed to optimize the design

Obr. 4 Dvoufázový přístup k modelování degradace typické pro korozi způsobenou chloridy ■ Fig. 4 Two-phase modelling approach of deterioration specific to chloride-induced corrosion



ně použita v mnoha významných a velkých mezinárodních infrastrukturních projektech vystavených nepříznivému prostředí, jako např. most přes záliv Izmit v Turecku, projekt tunelů STEP ve Spojených arabských emirátech a projekt mostů a tunelů Busan Geoje v Jižní Korei. Tato nejnovější metoda návrhu s ohledem na životnost byla také použita společností B&T v Severní Americe u mostu New NY (Tappan Zee) v New Yorku a mostu Downtown Crossing přes řeku Ohio mezi Kentucky a Indianou.

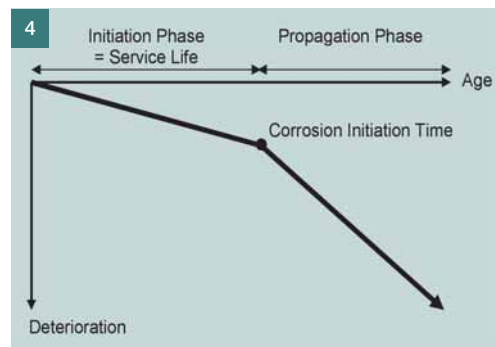
#### METODIKA NÁVRHU S OHLEDEM NA ŽIVOTNOST

Metodika *fib* poskytuje racionální pravděpodobnostní přístup k návrhu betonových konstrukcí s ohledem na životnost a zahrnuje v sobě dvě trvanlivostní strategie (A a B) s ohledem na požadovanou úroveň spolehlivosti a proveditelnosti.

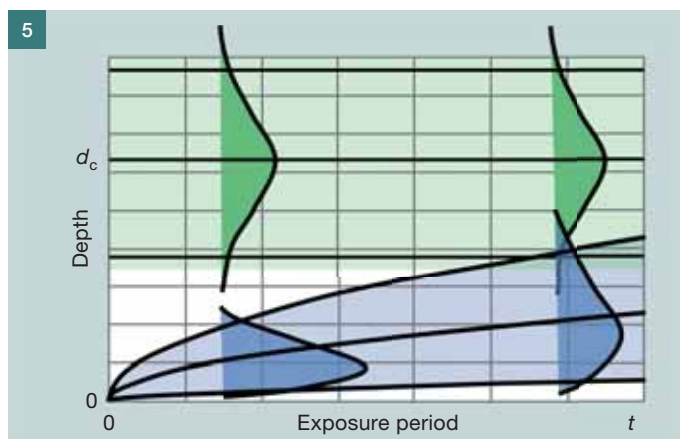
Strategie A spočívá v předcházení degradace konstrukčních prvků použitím nereaktivních materiálů nebo jiných prostředků, které výskytu degradace zabrání. Mezi příklady, jak se vyhnout korozi betonářské výztuže způsobené

chloridy, patří použití nerezové oceli nebo výztužných ocelových vláken, katodické ochrany atd. Vzhledem k nákladům, údržbě a dalším hlediskům proveditelnosti se strategie A nepoužívá v případech, kde je koroze betonářské výztuže, vyvolaná chloridy, kritickým mechanismem degradace. Nicméně je možné si tímto přístupem (založeným na předcházení problémům) poradit s řadou potenciálních mechanismů degradace, např. s alkalickou reakcí kameniva, poškozením v důsledku zmrazovacích cyklů, opožděnou tvorbou etringitu a působením síranů.

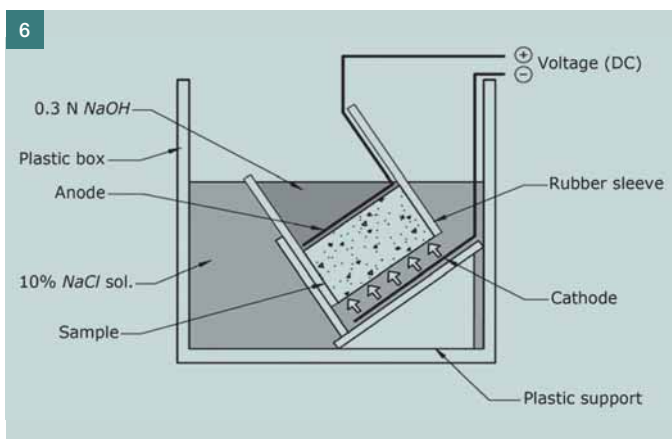
Strategie B je analogická s návrhem konstrukce podle teorie mezních stavů pro pevnostní návrh konstrukce, která







Obr. 5 Schéma časově závislého pravděpodobnostního rozdělení prostupování chloridů (modrá) a kritické koncentrace chloridů v úrovni výztuže (zelená), podle *fib* ■ Fig. 5 Schematic of time-dependent probabilistic distribution of chloride ingress (shown in blue) and the critical chloride threshold at the level of the reinforcement (shown in green), after *fib* Bulletin 34, 2006



Obr. 6 Základní uspořádání zkoušky NTBuild 492 ■ Fig. 6 Illustration of the basic setup for NTBuild 492 testing

Obr. 7 Zkouška NTBuild 492 může být snadno implementována do procesů kontroly a zajišťování kvality během výstavby ■ Fig. 7 The NTBuild 492 test can be easily implemented in the quality control and assurance processes during construction

se v Severní Americe používá posledních třicet let. Zatížení a odolnosti spojené s trvanlivostí konstrukce jsou zhodnoceny a kvantifikovány pravděpodobnostně, s uvažováním konkrétní expozice (míry působení, prostupu) a materiálových vlastností prvku. Strategii B lze použít pro řešení koroze výztuže způsobené chloridy, pro kterou je rozhodující koncentrace chloridů na povrchu a teplota prostředí. Trvanlivost ovlivňuje betonová krycí vrstva a permeabilita betonu. Strategie B může být také použita k řešení koroze výztuže způsobené karbonatácí, pokud je v dané lokalitě rozhodujícím mechanismem degradace. Postup tvorby návrhu založeného na splnění požadovaných vlastností a chování konstrukce v předpokládaném prostředí s ohledem na životnost je následující:

- Definice požadovaných kritérií, vlastností, chování a trvanlivosti, např. životnost 100 let pro nevyměnitelné části konstrukce.
- Definice podmínek expozice (zóny expozice) v daném prostředí pro každý prvek (obr. 3).
- Použití realistického modelování mechanismu degradace, např. expozic v prostředí a odolnosti materiálu. Stanovení dostatečného krytí výztuže a kvality materiálů, které odpovídá místnímu prostředí nebo mikroprostoru, které bylo definováno pro každý prvek.
- V závislosti na stanovených kritériích pro hodnocení chování a vlastností konstrukce vykonat zkoušky shody pro účely kontroly kvality, např. měření difuze chloridů v případě koroze výztuže vyvolané chloridy.

Rozhodujícím mechanismem degradace byla v případě třech zmíněných mostů koroze vyvolaná chloridy. Ke stanovení potřebného krytí výztuže a kvality betonu pro dosažení požadované životnosti byla použita plně pravděpodobnostní strategie B.

#### PRÁVĚPODOBNOSTNÍ MODELOVÁNÍ KOROZE ZPŮSOBENÉ CHLORIDY

Pravděpodobnostní modelování koroze způsobené chloridy se řídí dvoufázovým modelem (obr. 4).

Během iniciační fáze není patrné žádné oslabení materiálu nebo zhoršení chování konstrukce. Chloridy z okolního prostředí postupně prostupují betonem směrem k výztuži. Na počátku fáze propagace dojde k depasivaci ochranné pasivační vrstvy okolo výztužné oceli a je dosaženo kritické koncentrace chloridů. Během fáze propagace se poškození zhoršuje, a tím dojde ke ztrátě funkce. V řadě případů se rychlost koroze v čase zvyšuje.

Nominální životnost je rovna času iniciace koroze, který je definován jako konec iniciační fáze. Tato definice mezního stavu je konzistentní s cílem minimalizovat náklady na údržbu během životnosti konstrukce. Skutečná životnost bude prakticky delší, protože depasivace samotná nemusí mít za následek ztrátu funkce.

V metodice *fib* je k modelování prostupování chloridů a ke stanovení jejich koncentrace v úrovni výztuže použit druhý Fickův zákon. Pravděpodobnostní výpočty jsou založeny na vstupních parametrech, které jsou popsány funkcí

hustoty pravděpodobnosti, střední hodnotou a variačním koeficientem. Stanovení střední hodnoty a variačního koeficientu pro každý parametr projektantovi umožní, aby zohlednil proměnlivost a nejistoty podmínek expozice, kvality betonu a krytí výztuže.

To je patrné z obr. 5. Modrou barvou je jako funkce pravděpodobnosti znázorněno prostupování chloridů v čase. Kritická koncentrace chloridů v úrovni výztuže  $d_c$  jako funkce pravděpodobnosti je zobrazena zeleně. Překryv zelených a modrých křivek ukazuje, že existuje pravděpodobnost překročení kritické koncentrace chloridů v úrovni výztuže, což může vést k depasivaci výztuže a k iniciaci koroze.

Při použití tohoto pravděpodobnostního přístupu je možné dosáhnout přijatelného indexu spolehlivosti nebo pravděpodobnosti poruchy během životnosti konstrukce. Metodika *fib* pro velké konstrukce doporučuje poměrně vysoký index spolehlivosti 1,3, což znamená, že pravděpodobnost iniciace degradace je během životnosti konstrukce 10 %. Tento index spolehlivosti byl použit u všech tří uvedených mostů.

#### IMPLEMENTACE POŽADAVKŮ ZALOŽENÝCH NA VLASTNOSTECH A CHOVÁNÍ KONSTRUKCE

Podle metodiky *fib* mohou být požadavky na trvanlivost kvantifikovány a měřeny tak, aby bylo možné potvrdit, že bylo dosaženo použití požadovaných materiálů a vlastností. Pevnost betonu v tlaku je měřena jako prostředek k ověření statické odolnosti konstrukce. Totéž



je možné nyní provést také v případě trvanlivostních vlastností betonu.

Permeabilita betonu je popsána koeficientem difuze chloridů a je stanovena pomocí zkoušky NTBuild 492 Chloride Migration Coefficient From Non-Steady State Migration Experiments. Na rozdíl od jiných zkoušek trvanlivosti betonu je možné ji efektivně provádět v rámci kontroly kvality konstrukce a procesů jejího zajišťování. Podobně jako u zkoušek pevnosti betonu v tlaku se zkouška NTBuild 492 provádí na standardních betonových válcích o stáří 28 dní. Vzorek je ponořen do solného roztoku po dobu obvykle 24 h (obr. 6). Po této době se už vzorek rozlomí na dva kusy v příčném řezu a hloubka prostupu chloridů se změří v sedmi bodech na povrchu lomu. Naměřené hodnoty se použijí pro výpočet rychlosti, kterou chloridy beton prostupují. Tato rychlost se nazývá koeficient difuze chloridů a je přímou vstupní veličinou pro trvanlivostní modelování podle *fib*.

Zkoušení betonových směsí před výrobou se obvykle provádí před výstavbou, aby bylo výhodnoceno chování a vlastnosti hospodárně dostupných návrhů směsí. V laboratoři se provede série zkoušek, která ověří, že vstupní data použitá při modelování (např. koeficient difuze chloridů) a další požadavky spojené s trvanlivostí (např. odolnost proti opakovanému zmrazování a rozmrazování atd.) jsou oprávněná a spolehlivě dosažitelná. Výsledky zkoušek provedených před výrobou umožní navrhnout složení takové směsi, jejíž koeficient difuze chloridů odpovídá požadovaným hodnotám. Zkoušky provede-

né před vlastní výrobou také dávají určitý stupeň jistoty, že je během výroby možné konzistentně dosahovat předepsaných hodnot materiálových charakteristik způsobem, který je analogický s tím již používaným kvůli dalším důležitým vlastnostem materiálu, jako je např. pevnost v tlaku. Proces výběru receptury směsi a zkoušení před vlastní výrobou je obvykle společným úsilím dodavatele, který požaduje jisté vlastnosti betonu týkající se zpracovatelnosti, a projektanta / materiálového inženýra, který má na starost trvanlivost.

Získané požadavky na krytí výztuže jsou zapracovány do kritérií návrhu. Požadavky na kvalitu betonu, zkušební metody (včetně zkoušky NTBuild 492), kritéria přípustnosti a monitorování a četnost zkoušení před zahájením a během vlastní výroby jsou zahrnuty do specifikace betonu. Monitorováním koeficientu difuze chloridů na stavbě a hodnocením krytí výztuže před ukládáním betonu se potvrdí a zadokumentuje, že požadavky na trvanlivost jsou v budované konstrukci splněny. Koeficient difuze chloridů je měřen v pravidelných intervalech od zahájení výstavby, což umožňuje vypořádat trendy ve výsledcích zkoušek, a pokud je to nutné, usnadnit pravidelné úpravy receptury směsi. Jakmile je ve výsledcích dosaženo uspokojivého trendu, je možné četnost zkoušek snížit.

## ZÁVĚR

Metody pro navrhování konstrukcí s ohledem na životnost se během posledních deseti až dvaceti let velmi rozvinuly, ale severoamerické normy za tím-

to vývojem zaostávají. Velké severoamerické inženýrské projekty jsou stále navrhovány bez patřičných ohledů na trvanlivost a náklady během životního cyklu. Nové infrastrukturní projekty mohou a měly by být navrhovány a stavěny tak, aby byly minimalizovány náklady na budoucí opravy a rekonstrukce jejich majiteli i společností obecně.

Nicméně je prokazatelné, že v mnoha projektech jsou již požadavky na návrhovou životnost specifikovány na 100 nebo více let, tedy na mnohem déle, než s čím počítají návrhové normy v Severní Americe, a některé současné projekty si vyžádaly i pravděpodobnostní analýzu trvanlivosti. Bohužel ale v současné době v Severní Americe neexistuje pro majitele a projektanty žádná spolehlivá konkrétní návrhová norma, která by konzistentně a spolehlivě zajišťovala požadavky na prodlouženou životnost.

Pokud mají být požadavky na životnost splněny, projektantům nemohou stačit současné severoamerické normy. Jedním řešením je použití mezinárodní normy ISO 16204:2012 Service life design of Concrete Structures, v níž je implementován *fib* Bulletin 34 Model Code for Service Life Design, který byl během posledních dvaceti let používán v projektech po celém světě. Metodika s otevřeným zdrojem, kterou tyto normy poskytují, jde mnohem dále než obvyklá „vyhovující“ pravidla a subjektivní trvanlivostní požadavky, neboť umožňuje zdokumentovaný a potvrzený pravděpodobnostní přístup k návrhu podle mezních stavů trvanlivosti.

Do doby, než budou severoamerické normy připraveny, poskytuje ISO 16204 nástroj, který mohou projektanti a zhotovitelé používat, aby prokázali, že kritéria trvanlivosti jsou návrhem splněna a který majitelům zajistí dosažení zamýšlené životnosti.

Don Bergman, P.Eng.  
Buckland & Taylor | COWI



Anne-Marie Langlois, P.Eng.  
Buckland & Taylor | COWI



Carola Edvardsen, Dr.-Ing.  
COWI A/S.



Zkrácená verze článku byla uveřejněna v časopise Bridge Design and Engineering, 2014, č. 77, str. 40–42. Překlad článku zajistila společnost PROF-ENG, s. r. o.

## ING. JAN VÍTEK, DRSC., DEVADESÁTILETÝ

V září 2015 oslavil své devadesáté narozeniny Ing. Jan Vítek, DrSc., vynikající odborník v oblasti betonových mostů a předpjatého betonu. Jan Vítek se narodil v Praze, kde později absolvoval reálné gymnázium a poté Vysokou školu inženýrského stavitelství ČVUT, kterou ukončil v roce 1949 s vyznamenáním. V té době se u nás začal rozvíjet předpjatý beton, jemuž se začal věnovat v rámci vědecké aspirantury, kterou úspěšně završil dosažením vědecké hodnosti CSc. Spolupracoval na projektu mostu v Pardubicích, vyprojektoval první most spojitě konstrukce betonovaný letmo u Želnavy, ekonomicky výhodnou podzemní nádrž na pohonné hmoty čokovitého tvaru objemu 1 000 m<sup>3</sup> realizovanou na letišti v Mošnově a další mostní i jiné konstrukce. Byl zaměstnán u SSŽ (1954 až 1977), ve VHMP (Výstavba hlavního města Prahy) (1978 až 1983) a VÚM (Výzkumný ústav mechanizace stavebnictví) (1984 až 1990).

Dr. Jan Vítek je výraznou tvůrčí osobností v oboru betonových konstrukcí a mostů. V roce 1958 vytvořil v rámci podniku Stavby silnic a železnic pracoviště pro předpjatý beton, kde se řešily kromě návrhů i výrobní technologie nutné pro úspěšné realizace předpjatých konstrukcí. Předmětem činnosti byly návrhy později typizovaných nosníků, napínacích a kotevních zařízení, projekty technologie a spolupráce na velkých mostech betonovaných letmo (např. na Zvíkově a na Želivce), první vysouvání nosné konstrukce v Tomicích a účast při realizaci stavby nosné konstrukce po polích ve Hvězdonicích.

Po dobu mnoha let spolupracoval s ČVUT na řadě teoretických problémů v oboru mostů, např. příčného roznášení zatížení na mostech, stavby mostních oblouků betonováním letmo, vyhodnocení průhybů mostů atd. Na základě



vynikajících výsledků vlastního výzkumu získal nejvyšší odborné uznání – titul doktora technických věd (DrSc.).

Velký problém vlivu dotvarování betonu řešil dlouhodobým, jím nově zavedeným geodetickým sledováním průhybů asi desítky vybraných mostů v pravidelných obdobích se zřetelem k ročním obdobím, aby se zjistil i tento vliv. Naměřené hodnoty průhybů byly vyhodnoceny podle různých teorií dotvarování. Pro zkoušení dynamických účinků na mostní konstrukce navrhl zařízení s proměnnou frekvencí a velikostí působící síly, které později převzal Kloknerův ústav a které bylo použito také při dynamické zkoušce Nuselského mostu.

V letech 1958 až 1960 se zúčastnil společně s Ing. Sůrou soutěže na most přes Nuselské údolí, kde předložili koncepčně nové řešení tuhého tubusu na celou délku mostu s pevně připojenými pilíři, betonovaného letmo a s následně montovanými bočními konzolami, připojenými předpětím. Návrh byl porotou oceněn a investorem předložen jako podklad při vypracování podrobného projektu (obr. 3).

V téže době posuzoval – podobně jako v jiných zemích – možnost uplatnění předpjatého betonu pro silniční vozovky a letištní dráhy jak projekčně, tak i na zkušebním úseku silnice.

Za rozvoj betonování letmo obdržel v roce 1963 státní cenu, později mimořádné uznání za celoživotní aktivitu od ministerstva dopravy a je čestným členem České betonářské společnosti.

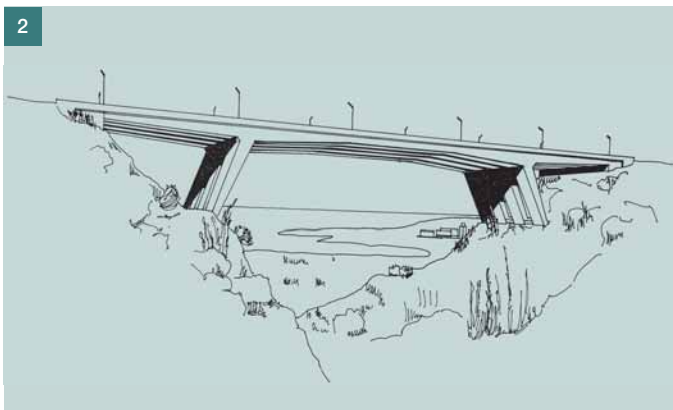
V roce 1963 se na požádání tamějších realizátorů účastnil konzultační spolupráce při projektování prvního letmo betonovaného mostu v tehdejší Východní Německu.

V letech 1963 a 1964 absolvoval dlouhodobou technickou stáž v Paříži, kde se seznámil s novými technologiemi a stavebními postupy, o nichž napsal obsáhlou dvojdílnou zprávu a doporučil různé technologické úpravy v provádění našich předpjatých staveb.

Pro Strojexport vypracoval v roce 1963 projekt na stavbu mostu v Libanonu se šikmými stojkami o rozpětí 90 m, v roce 1964 jednal o možnosti realizace mostu přes rameno řeky Mekong v Kambodži, v roce 1975 podal návrh, včetně výrobní technologie, pro silniční estakádu v Káhiře o délce přes 1 km. Pro stavbu mostu přes Nil v Káhiře vypracoval zjednodušenou technologii betonování letmo, účelnou pro místní poměry, kterou byl most realizován.

V roce 1966 vypracoval pro podnik Montostav návrh montáže a zařízení pro umístění 550 typizovaných nosníků délky až 22,6 m na pilíře mostu délky 1 093 m bez dotyku s neúnosným terénem. Během jednoho roku od počátku vývoje byl most dokončen. Dále navrhl větší montážní zařízení pro nosníky do 30 m délky.

V letech 1969 byla podle jeho návrhu v Řevnicích realizována dříve požadovaná moderní linka na výrobu výhodných předem předpjatých nosníků dél-





3



ky 9 m, ta však pro nedostatek zakázek nebyla využívána.

V roce 1974 se zabýval novým řešením předem předpjatých nosníků délky 30 m, vyráběných na staveništi, které nahrazovaly již zastaralé typizované nosníky I, sestavované z dílů. Návrh byl doplněn výrobním zařízením, navrženým ve spolupráci s VUM a tam také vyrobeným. Vzhledově i výrobně příznivý nosník Tauros s výztuží z lan  $\varnothing 15,5$  mm se vyráběl v tuhé formě s protěplováním v dvoudenním cyklu. Spojením více polí nad pilíři se omezily dilatační spáry. Realizace jednoho směru (poloviny) dálničního mostu délky 450 m trvala jeden rok.

Vypracoval návrh nového, technicky dokonalejšího způsobu vysouvání mostů bez pylonu a s ocelovým nástavcem, spolupracoval při realizaci této technologie na stavbě mostu v Davli, s délkou hlavního pole 80 m a ve sklonu 4 % (obr. 6).

Za ministerstvo stavebnictví byl delegován asi po dobu 30 let do IABSE (Mezinárodní sdružení pro mosty a konstrukce) a dále byl členem výboru sdružení FIP, pro něž redigoval vydání národních zpráv k šesti kongresům a významně se účastnil i příprav kongresu v Praze v roce 1970. Byl také členem společnosti francouzských inženýrů a členem vědecké rady dvou československých výzkumných ústavů. Na ČVUT byl členem komise pro závěrečné státní zkoušky a později členem státní zkušební komise pro obhajoby doktorských disertačních pra-

Obr. 1 První letmo betonovaná spojitá konstrukce z předpjatého betonu, projekt 1955

Obr. 2 Soutěžní návrh mostu v Libanonu, nerealizováno, 1963

Obr. 3 Nuselský most, oceněný soutěžní návrh doporučený k realizaci, 1960

Obr. 4 Letmá betonáž zvikovského mostu, 1961

Obr. 5 Montáž mostu délky 1 093 m v Bílině, 1966

Obr. 6 Vysouvání mostu v Davli, 1989

cí, kde vypracoval také řadu posudků.

Pro pražský komunikační systém organizoval kolem roku 1980 tři celostátní soutěže na řešení dopravně komplikovaných úseků, mezi nimi i úsek Strahovský tunel–Povltavská.

Ve funkci soudního znalce vypracoval více než sto technických posudků staveb a u většiny také návrhy rekonstrukcí.

Vypracoval více aktuálních výzkumných úkolů včetně závěrečných zpráv, napsal řadu článků do odborných časopisů, dvě knihy o mostech pro průmyslové školy, získal osvědčení na 22 patentů atd.

Přednesl svůj příspěvek na světových kongresech v Londýně, New Yorku a New Delhi a pro šest kongresů připravil národní zprávy. Technické přednášky měl také v NDR, Francii a Rumunsku.

Uspořádal řadu konferencí a sympozií s účastí významných osobností, na kterých přednášeli také prof. Fritz Leonhardt, Dr. Hans Wittfoht, Dr. Jean Muller a Dr. Michel Virlogeux.

Po roce 1989 působil jako expert u zahraničních firem. Pro firmu Schenk

4



navrhl konstrukci váhy pro kolejová vozidla, dlouhodobě spolupracoval s rakouskou firmou Plan und Bau jako technický poradce při projednávání a přípravě staveb, především v Praze, a příležitostně s dalšími firmami.

Široký přehled ve svém oboru, exaktní myšlení a intuice, vynikající orientace v teoretické oblasti a praktické zkušenosti, vlídné vystupování a ochota vždy si najít čas pro odborné rady i pro přátelský pohovor, to jsou vlastnosti Dr. Vítky. Je proto vyhledávaným rádčím a inspirátorem nových idejí. Spolupráce s ním a čerpání z jeho hlubokých znalostí a zkušeností jsou neocenitelné.

Ing. Jan Vítek, DrSc., zasvětil celý svůj život práci ve svém oboru. Dosáhl vynikajících výsledků, uznání odborníků a obdivu svých spolupracovníků. Z osobních vlastností je třeba si zvláště cenit jeho zásadovosti, a to i v dobách kdy se účta k těmto hodnotám nevyplácela. Proto mu všichni přejeme mnoho úspěchů a pevné zdraví do dalších let činnosti, aby se ještě dlouho těšil z plodů své práce.

Vladimír Křístek

5



6



# ARCHITEKTURA BOHUMILA HÜBSCHMANNA: KONSTRUKCE A ESTETIKA ■ BOHUMIL HÜBSCHMANN'S ARCHITECTURE: STRUCTURE AND AESTHETICS

Klára Brůhová

Architekt Bohumil Hübschmann je známý především jako autor noblesních městských objektů, např. souboru ministerských budov pod pražskými Emauzy či přístavby Plodinové burzy na Senovážném náměstí v Praze. Stejnou eleganci a harmonii však dokázal vtisknout i projektům s daleko prozaičtější účelem, totiž továrním komplexům, jejichž byl rovněž autorem. Tak jako průmyslové objekty přebíraly estetiku a monumentalitu Hübschmannových reprezentativních celků, tyto do sebe na oplátku vstřebávaly cosi z konstrukční racionality a progresivnosti dříve vlastní zejména stavbám užitkovým. Za přispění moderních materiálů tak v tvorbě Bohumila Hübschmanna postupně docházelo k prolnutí obou jazyků a vzniku řady unikátních staveb, jež spoluurčovaly směr dalšího vývoje naší architektury. ■ The architect Bohumil Hübschmann is most known as author of genteel urban objects, for example ministry buildings below Emauzs cloister in Prague or extension to the Comodity Exchange building on Senovážné Square also in Prague. He imprinted this elegance and harmony into more prosaic structures which he was designing as well, like factory complex. The same way these industrial projects took over aesthetics and monumentality of Hübschmann's representative complexes, the urban project picked up the rationality of structure and progressivity that had been seen only in non-urban constructions. Bohumil Hübschmann was able to connect and interdigitate with the aid of modern technologies both constructional "languages" and designed a number of unique buildings, which set the future direction of Czech architecture.

Bohumil Hübschmann bezesporu patří k osobnostem, jež se zásadně podílely na vývoji české architektury po roce 1900. Tato doba, tedy přelom století a následující léta, byla pro naše stavitelství etapou obzvláště dynamickou, neboť se velmi rychle proměňovaly jak konstrukční principy, tak architektonické styly. Cesta vedla od historismu a eklektismu 19. století přes secesi až po architektonickou modernu nové doby. Stylový vývoj šel pochopitelně ruku v ruce s technickými a materiálovými inovacemi: v daleko větší míře se začal používat kov, sklo nebo beton, které si žádaly změnu estetiky nových budov.

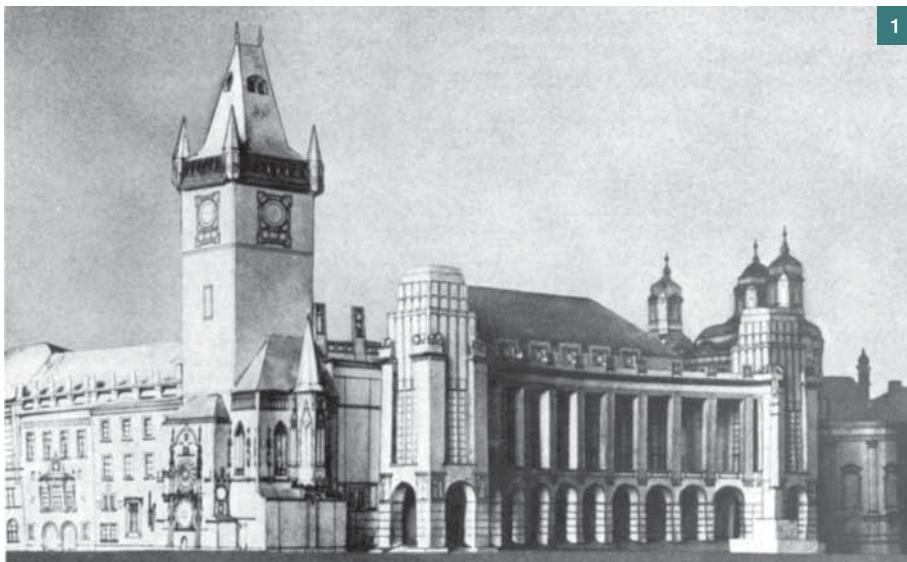
Ty nejdůležitější vývojové tendence, které jsou charakteristické pro celek

české a evropské architektury, lze postřehnout také v tvorbě Bohumila Hübschmanna. Jedním z nejranějších Hübschmannových projektů, o kterém se lze dočíst, je soutěžní návrh z konkurence na dostavbu Staroměstské radnice z roku 1901. Tento projekt v neogotickém pojetí zaslal mladý architekt do soutěže z Vídně, kde v té době studoval na Akademii – nejprve v atelieru Viktora Luntze pracujícího v intencích historizující architektury, od roku 1900 pak u Otto Wagnera [1]. Od inspirace v neogotice se však mladý architekt poměrně záhy dostal blíže k ideám svého druhého mentora, „otce moderní architektury“, Otto Wagnera. Wagnerovo vedení a příklon směrem k secesi a ranému modernismu je vidět už na Hübschmannově školním projektu kostela na Währinger Friedhof (1903) či na dalším soutěžním návrhu pro Prahu – projektu pro ústav choromyslných v Bohnicích (1904). Oba koncepty měly hodně společného s Wagnerovou sakrální tvorbou, podobnost lze spatřit zejména s návrhem kopulového kostela Steinhofkirche ve Vídni. Velmi obdobná, tedy „secesně modernistická“ je i Hübschmannova diplomová práce z roku 1904 s názvem Mohyla minulosti. Šlo o návrh architektonického zakončení vyšehradské skály coby velkolepého pantheonu s reprezentativní, opět kopulovitou, stavbou a monumentální sochou kněžny Libuše. Kromě estetiky se Hübschmannův pantheon u Otto Wagnera inspiroval také co do konstrukční

ho řešení, neboť byl navrhován poměrně progresivním způsobem – z „betonových kruhů korunovaných aluminiovou kupolí“ [2].

## STYLOVÝ POSUN POČÁTKU STOLETÍ

To, jak radikálním změnám na poli architektury docházelo, velmi jasně vysvětluje právě při porovnání Hübschmannových raných konceptů. Architektura soutěžního návrhu Staroměstské radnice z roku 1901 ve stylu neogotiky byla vystřídaná monumentálními projekty s nádechem secese, aby se těsně před koncem prvního desetiletí nového století odpoutala nejen od historismu, ale i od secesního dekoru. Nový přístup je zřetelně vidět na dalším Hübschmannově projektu pro Staroměstskou radnici, tentokrát z roku 1909 (obr. 1), který již nese modernistickou estetiku vycházející z jednoduché geometrie a zejména z podstaty použitých materiálů – skla, kovu, zdiva, a pokud lze soudit pouze ze zachované perspektivy, tak i betonu. Hübschmannova architektura však nebyla v žádném případě strohá ve smyslu nedostatku graciéznosti. Dekorativní uměřenost vyplývající z vlastností aplikovaných materiálů a konstrukční čistoty objektů v sobě naopak nesla eleganci vhodnou i pro ty nejreprezentativnější stavby. Situaci lze, co do estetiky, připodobnit např. k období, kdy dekorativně abundanční baroko a rokoko vystřídal jednodušší klasicismus. Nyní, po historismech a secesi, přišla ke slovu umě-



1





řená moderna, v Hübschmannově pojetí ještě obohacená o rysy neoklasicismu odpovídající Winckelmannově formulaci „*edle Einfalt und stille Größe*“ – ušlechtilé prostoty a tiché velikosti.

Z architektonických realizovaných projektů ve stylu rané moderny lze zmínit také několik obytných domů, např. dvojdom židovského pohřebního bratrstva Chevra-Kadiša (1910 až 1911) na nároží Široké a Maiselovy ulice v Praze (obr. 2). Pokud objekt srovnáme s jen o něco málo staršími, většinou eklektickými stavbami s vízkami či arkýři, které rovněž stojí v asanační oblasti, zejména v Pařížské ulici, opět jasně vystane markantní stylový posun směrem k jednoduché eleganci a „*ušlechtilé prostotě*“. Hübschmannova stavba představuje jednotnou kompaktní hmotu, jež má díky mansardové střeše tvar téměř dokonalého kvádrů. Maximál-



ní jednoduchost je patrna také na geometricky pojaté fasádě, zdobené pouze plošně drásanou omítkou a hoffmannovskými bordurami kolem lizén. Velmi podobné ortogonální zdobení se nachází i na fasádě nájemního a kancelářského domu s obchody na Národní třídě (1911 až 1912) postaveného pro Františka Matějovského (obr. 3). Jemná mříž geometrického dekoru zde má navíc své konstrukční opodstatnění, neboť odkazuje na železobetonový skelet stavby [3]. Nutno dodat, že pokroková byla na svou dobu nejen estetika objektu, ale právě také s ní ruku v ruce jdoucí konstrukční řešení železobetonových stropů dosedajících z části na pilíře a zčásti na nosné stěny.

#### PRVNÍ REPUBLIKA A REPREZENTATIVNÍ PROJEKTY PRO PRAHU

Nejúspěšnější období pro Hübschmann znamená bezesporu dvacátá léta. Vznik samostatné republiky volal po adekvátním architektonickém výrazu nových státních objektů, které měly být elegantní a zároveň reprezentativní. Vedle tzv. národního slohu tento požadavek velmi dobře naplňoval prá-

vě styl Bohumila Hübschmanna a dalších Wagnerových žáků. Hübschmann šel svému zdatu naproti také hojnou účastí v řadě architektonických a urbanistických soutěží, které byly po celou dobu trvání první republiky poměrně často vypisovány. Architekt se mimo jiné účastnil velké konkurence letenské (soutěž na regulaci severozápadního sektoru Velké Prahy s důrazem na zástavbu Letenské pláně), soutěže na umístění parlamentu na Letné nebo konkurence na ministerské budovy na Petřském nábřeží. Zatímco od zástavby na Letné se vlivem postupné změny názorů ustoupilo, Petřské nábřeží se svých ministerstev dočkalo, byť v omezenější míře než bylo původně plánováno. Autory částečně realizovaného urbanistického konceptu jsou právě wagneriáni Bohumil Hübschmann a Antonín Engel. Druhý jmenovaný je pak dokonce architektem jedné z postavených ministerských budov. Také Hübschmann navrhoval pro Petřské nábřeží ministerskou budovu, ta však byla nakonec z konceptu vypuštěna (obr. 4).

Realizace vládních objektů podle svého projektu se nicméně architekt

Obr. 1 Projekt ze soutěže na dostavbu Staroměstské radnice, perspektiva 1909  
Fig. 1 Completion of the Old Town's Hall competition, perspective, 1909

Obr. 2 Dvojdom židovského pohřebního bratrstva Chevra-Kadiša, fotografie současného stavu  
Fig. 2 Semidetached house of the chevra kadisha burial society, current state

Obr. 3 Dům Františka Matějovského na Národní třídě, fotografie současného stavu  
Fig. 3 House of František Matějovský on Národní třída, current state

Obr. 4 Třetí návrh nerealizované budovy ministerstva veřejných prací, perspektiva 1927  
Fig. 4 Third draft of never-built building of the Ministry of public labour, perspective 1927



také dočkal. Řeč je o jednom z nejrozsáhlejších a také nejznámějších Hübschmannových děl, komplexu ministerstev pod Emauzy, o jehož uskutečnění se vedl boj trvající přes dvacet let. Výsledný soubor budov dokončený na začátku třetího desetiletí dvacátého století dokazuje architektův cit pro ohleduplné doplnění historického obrazu města a zároveň je urbanistickým i architektonickým příkladem onoho elegantního neoklasicismu vyzařujícího zmiňovanou winckelmannovskou tichou velikost (obr. 5). Výraz objektů je založen spíše než na dekoru na promyšleném výběru kvalitních pohledových materiálů, které působí nejen esteticky, ale rovněž symbolizují státnický charakter budov. Na částečné obložení exteriérů bylo použito slovenského travertinu, přičemž tentýž materiál posloužil i pro výrobu arkád, pilastrů a balustrád. Monumentalitu a reprezentativnost budovám dodaly i sochařské intervence v rámci průčelí – zřejmě nejmarkantnějšími uměleckými díly vně budov jsou plastiky žen v nadživotní velikosti umístěné v nikách na fasádách obrácených k nábreží, jejichž autorem je sochař Jaroslav Horejc. Dispozičně jsou obě ministerské budovy (dnes Ministerstvo práce a sociálních věcí ČR a Ministerstvo zdravotnictví ČR) řešeny v zásadě shodně: jako dva zrcadlově symetrické objekty soustředěné kolem uzavřeného dvora, jejichž konstrukci tvoří železobetonový skelet. Opět jsme tedy svědky skloubení jednoduchého a ušlechtilého vnějšího architektonického výrazu s progresivním konstrukčním systémem na bázi železobetonu. Ze železového betonu byly provedeny také krovy ministerských objektů, což stojí za zmínku zejména v souvislosti s ničivým bombardováním Prahy v únoru 1945. Za obětí útoku padla velká část Emauzského kláštera včetně dvou věží v průčelí klášterního kostela, ministerské budovy však zkázu přežily s daleko menší újmou – mimo jiné právě díky použitému konstrukčnímu řešení.

#### ELEGANTNÍ PRŮMYSLOVÉ OBJEKTY

Výhody železobetonových konstrukcí byly pochopitelně využívány nejenom v případě veřejných či obytných staveb, ale samozřejmě také při realizacích průmyslových objektů. Zřejmě neudiví, že beton byl materiálem velkých užitkových staveb již od počátku století a oblibu si zachovával i nadále [4]. Pre-



kvapením nicméně může být fakt, že využívání racionalizovaných železobetonových struktur nevedlo ani v případě industriální architektury, jejímž primárním účelem je funkce, vždy ke stylové strohosti či neutralitě, nýbrž s sebou i zde většinou neslo jistou monumentalitu a vznešenost. Jako příklady harmonicky komponovaných továrních komplexů lze opět uvést díla českých žáků Otto Wagnera, včetně projektů a realizací Bohumila Hübschmanna. Hübschmannovi mimo jiné vděčíme za exteriérové řešení objektu Akciových mlýnů v Praze-Holešovicích z let 1905 až 1911 (obr. 6). Mlýnice je sice tvořena litinovými pilíři a obvodovými zdmi z cihel, nicméně právě členění fasád je provedeno zcela v intencích modernistické jednoduchosti s nádechem, pro Hübschmanna tak typické, klasicizující monumentality. Ještě o něco silnější klasicistní výraz má Hübschmannův komplex Hostivařských mlýnů a pekár-

ren z let 1917 až 1920, jehož dominantu tvoří jemně geometricky komponované betonové silo s vodní nádrží (obr. 7). Železobeton byl ve značné míře použit také na realizaci elektrárny Ústředních elektráren, a. s., v Evěnicích (1923 až 1926) (obr. 8). Rozsáhlý, dnes však již bohužel neexistující, areál byl komponován jednak s ohledem na účelnost a přehlednost, jednak ale také se zřetelem na výtvarný účinek celku i jednotlivých částí. Pojetí hal bylo dotvářeno prvky klasicizující moderny, derivovanými z konstrukčního systému objektů, které pak v očích mnohých pozorovatelů, označujících Hübschmannovy stavby jako „chrámy práce“, působily až sakrálním dojmem [5]. Podobně impozantní skladbu tvořil i architektův největší průmyslový projekt, Československé továrny na dusíkaté látky v Ostravě-Mariánských Horách z let 1926 až 1927. Dle interpretace historika architektury Martina Strako-



Obr. 5 Komplex ministerských budov pod Emauzy, fotografie současného stavu ■  
Fig. 5 Ministry buildings below the Emauz cloister, current state

Obr. 6 Akciové mlýny v Praze-Holešovicích, fotografie před přestavbou ■  
Fig. 6 Mills in Prague-Holešovice, before remodelling

Obr. 7 Hostivařské mlýny a pekárny, fotografie současného stavu ■  
Fig. 7 Mills and bakery in Hostivař, current state

Obr. 8 Zaniklá elektrárna Ústředních elektráren, a. s., v Ervěnicích, axonometrie 1923 ■ Fig. 8 Vanished power station of Central Power Plants, a. s., in Ervěnice, axonometry 1923

še uplatnil Hübschmann v ostravském komplexu zkušenosti z projektu ministerstev pod Emauzy, když i pro areál továrny navrhl kompozici čestného dvora s postranními pavilony administrativy a laboratoří, které uvozují hlavní vjezd. Dominanta továrenského komplexu, vodárenská věž, nadto podle Strakoše hraje v urbanistickém konceptu celku podobnou úlohu jako emauzský kostel v rámci úprav pražského Podskalí [6]. Dá se tedy říci, že sblížení jazyka užitkové a civilní architektury v tvorbě Bohumila Hübschmanna zde doznalo svého pomyslného vrcholu. Urbanistickou ideu pak projektant tradičně doplnil elegantním architektonickým ztvárněním staveb, které opět navazuje na jejich konstrukční řešení, tedy železobetonový skelet. Jediněnost architektova přístupu i výsledného působení komplexu dokazuje také fakt, že dochovaná část původní-

ho areálu Československých továren na dusíkaté látky byla navržena k prohlášení za kulturní památku.

### ZÁVĚR

Tvorba Bohumila Hübschmanna je tedy pozoruhodná z několika úhlů pohledu. Je segmentem našeho novodobého stavitelství, na kterém lze sledovat cesty moderní architektury, materiálového a stylového vývoje. Zároveň je odrazem dobových představ o podobě (nejen) státních objektů, tedy i o vhodném vizuálním zhmotnění národní reprezentace v době po vzniku samostatné republiky. V neposlední řadě je však také důkazem snahy svého tvůrce vytvořit kultivované prostředí pro lidi – ať už se jednalo o citlivé propojení historické a moderní zástavby v centru hlavního města nebo o tvorbu průmyslových komplexů na periferiích. Kdybychom měli vyzdvihnout jednu typic-

### Literatura:

- [1] STRAKOŠ, M. Bohumil Hypšman. *Architekt.* 1998/I (44), č. 3, s. 51.
- [2] KUBÍČEK, A. *Bohumil Hypšman.* Praha: 1961, s. 6.
- [3] STRAKOŠ, M. Bohumil Hypšman. *Architekt.* 1998/I (44), č. 3, s. 51.
- [4] VYBÍRAL, J. Inženýrské stavby a užitková architektura. *Dějiny českého výtvarného umění 1890-1938 IV/1.* Praha: 1998, s. 191.
- [5] STRAKOŠ, M. *Průmyslové stavby a osobnost Bohumila Hypšmana. Meziválečná průmyslová architektura.* Brno: 2005, s. 99.
- [6] STRAKOŠ, M. *Průmyslové stavby a osobnost Bohumila Hypšmana. Meziválečná průmyslová architektura.* Brno 2005, s. 100.

kou vlastnost Hübschmannovy architektury, byl by to zřejmě autorův cit pro uměřenost a eleganci, vlastní jeho návrhům napříč stavebními typy i materiálovými variantami.



Fotografie: 1 – Spisovna IPR Praha; 2, 3, 5 – archiv Kláry Brůhové; 6, 7 – archiv Lukáše Berana; 4 – HÜBSCHMANN, B. Návrh výstavby na Petřském nábřeží: budova ministerstva veřejných prací In: *Styl XIII*, 1927–28, s. 127; 8 – archiv VCPD, VALCHÁŘOVÁ, V., BERAN, L., ZIKMUND, J., ed. *Industriální topografie: průmyslová architektura a technické stavby.* Ústecký kraj. V Praze: ČVUT, VCPD Fakulty architektury, 2011, s. 71.

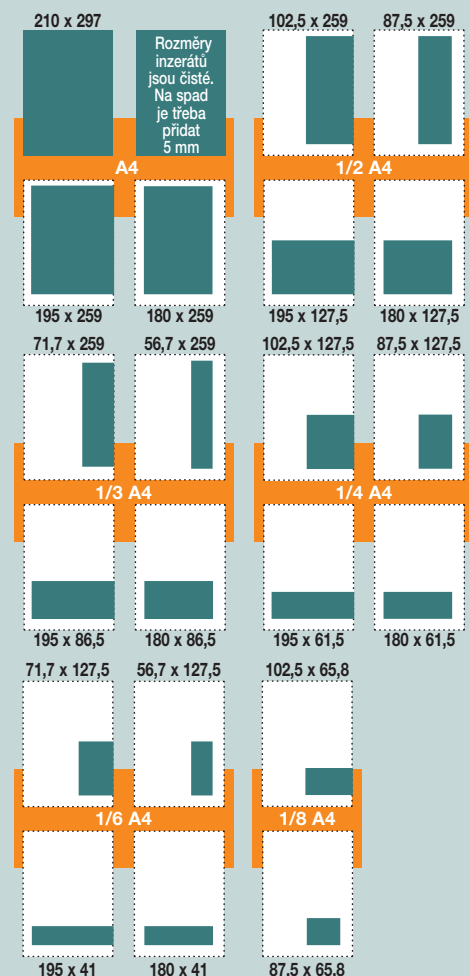
Ing. arch. Mgr. Klára Brůhová  
Fakulta architektury ČVUT v Praze  
Ústav teorie a dějin architektury  
e-mail: bruhokla@fa.cvut.cz





## INZERCE PRO VÁS !

## FORMÁTY ■



## CENÍK ■

Formát	Umístění	Cena v Kč
A4	4. strana obálky	80 000,-
A4	3. strana obálky	50 000,-
A4	vnitřní strana	35 000,-
1/2 A4	vnitřní půlstrana (na šířku / na výšku)	20 000,-
1/3 A4	vnitřní třetina strany (na šířku / na výšku)	15 000,-
1/4 A4	vnitřní čtvrtstrana (na šířku / na výšku)	12 000,-
1/6 A4	inzerát nebo tisková zpráva	8 000,-
1/8 A4	inzerát nebo tisková zpráva	6 000,-
	propagační článek	30 000,-
	- za každou celou stranu	
	vrátka vlastních propagačních materiálů	8 000,-

Ceny jsou uvedeny bez DPH.

Způsob placení: inzerce a PR články jsou placeny na základě faktury vystavené po jejich vytištění v časopise. Klient obdrží současně s fakturou dva výtisky časopisu, v případě zájmu lze přiblížit větší množství.

## SLEVY:

při opakování inzerátů v rámci ročníku ..... -10 %  
pro členy SVC ČR, SVB ČR, ČBS ČSSI a SSBK ..... -15 %  
Jiné možnosti či kombinace po dohodě s redakcí.

## Při objednání firemní prezentace

do konce ledna další sleva ..... -10 %

## PŘÍRÁŽKY:

přesné umístění ..... +10 %  
grafické zpracování ..... +10 %

## PŘÍJEM INZERCE ■

Beton TKS, s. r. o., Na Zámecké 9, 140 00 Praha 4  
tel.: 602 839 429, e-mail: redakce@betontks.cz

**www.betontks.cz**

## SEMINÁŘE, KONFERENCE A SYMPOZIA

## SEMINÁŘE, KONFERENCE A SYMPOZIA V ČR

## ZKOUŠENÍ VLASTNOSTÍ BETONU A JEHO SLOŽEK

## Seminář

Termín a místo konání: 4. a 5. listopadu 2015, Praha

Kontakt: [www.sekurkon.cz/kurz/9945](http://www.sekurkon.cz/kurz/9945)

## SANACE A REKONSTRUKCE STAVEB 2015

## 37. konference

a

## REHABILITATION AND RECONSTRUCTION

## OF BUILDING – CRRB

## 17. mezinárodní konference

Termín a místo konání: 12. a 13. listopadu 2015, Praha

- Sanace betonových konstrukcí
- Fyzikálně chemické vlastnosti
- Statika a dynamika staveb a další

Kontakt: [www.wta.cz](http://www.wta.cz)

## 22. BETONÁŘSKÉ DNY

## Konference s mezinárodní účastí

Termín a místo konání:

25. a 26. listopadu 2015, Litomyšl

- Vyzvané přednášky
- Historie betonového stavitelství v ČR
- Výzkum a technologie
- Modelování a navrhování
- Beton a udržitelný rozvoj
- Významné projekty a realizace: budovy, mosty, tunely a podzemní stavby, vodohospodářské stavby, jiné konstrukce (popř. prefabrikované prvky, nové výrobky z betonu apod.)

- Rekonstrukce, revitalizace, konverze a sanace
- Normy, předpisy, certifikace

Kontakt: [www.cbsbeton.eu](http://www.cbsbeton.eu)

## DIAGNOSTIKA A STATIKA HISTORICKÝCH STAVEB 2016

## Seminář

Termín a místo konání: 19. ledna 2016, Brno

Kontakt: [www.szk.fce.vutbr.cz](http://www.szk.fce.vutbr.cz)

## PODZEMNÍ STAVBY PRAHA

## 13. mezinárodní konference

a

## EETC 2016

## 3. Východoevropská tunelářská

## mezinárodní konference

Termín a místo konání: 23. až 25. května 2016, Praha

Kontakt: [www.psp Praha.cz](http://www.psp Praha.cz)

## CENTRAL EUROPE TOWARDS

## SUSTAINABLE BUILDING 2016 – CESB16

## 4. mezinárodní konference

Termín a místo konání: 22. až 24. června 2016, Praha

Kontakt: [www.cesb16.cz](http://www.cesb16.cz)

## ZKOUŠENÍ A JAKOST VE STAVEBNICTVÍ

## 9. konference

Termín a místo konání: 15. a 16. září 2016, Brno

Kontakt: [www.zkouseniajakost.cz](http://www.zkouseniajakost.cz)

## ZAHRAŇIČNÍ KONFERENCE A SYMPOZIA

## SANÁCIE BETONOVÝCH KONŠTRUKCIÍ 2015

## 9. ročník mezinárodního semináře

Termín a místo konání: 10. a 11. prosince 2015, zámeck

Smolenice, Slovenská Republika

Kontakt: [www.zsbk.sk](http://www.zsbk.sk)

## NUMERICAL MODELING STRATEGIES FOR SUSTAINABLE CONCRETE STRUCTURES – SSCS 2015

## Mezinárodní konference

Termín a místo konání:

14. až 16. prosince 2015, Rio de Janeiro, Brazílie

Kontakt: [www.coc.ufrrj.br/sscs](http://www.coc.ufrrj.br/sscs)

## ADVANCES IN CEMENT AND CONCRETE TECHNOLOGY IN AFRICA – ACCTA

## Mezinárodní konference

Termín a místo konání: 27. až 29. ledna 2016,

Johannesburg, Jižní Afrika

Kontakt: [www.accta2016.com](http://www.accta2016.com)

## CREEP BEHAVIOUR IN CRACKED SECTIONS OF FIBRE REINFORCED CONCRETE – FRC-CREEP 2016

## Mezinárodní workshop RILEM

Termín a místo konání: 9. a 10. března 2016, Valencie,

Španělsko

Kontakt: [www.frc-creep-2016.webs.upv.es](http://www.frc-creep-2016.webs.upv.es)

## ULTRA-HIGH PERFORMANCE CONCRETE AND HIGH PERFORMANCE MATERIALS

## 4. mezinárodní symposium

Termín a místo konání: 9. a 11. března 2016, Kassel,

Německo

Kontakt: <http://hipermat.uni-kassel.de>

## BRIDGES AND STRUCTURES SUSTAINABILITY – SEEKING INTELLIGENT SOLUTIONS

## Konference IABSE

Termín a místo konání:

8. až 11. května 2016, Guangzhou, Čína

Kontakt: [www.iabse.org/Guangzhou2016](http://www.iabse.org/Guangzhou2016)

## FRACTURE MECHANICS OF CONCRETE AND CONCRETE STRUCTURES – FRAMCOS – 9

## 9. mezinárodní konference

Termín a místo konání: 22. až 25. května 2016,

Berkeley, California, USA

Kontakt: [www.framcos.org](http://www.framcos.org)

## CONCRETE SUSTAINABILITY – ICCS16

## 2. mezinárodní konference

Termín a místo konání: 13. až 15. června 2016,

Madrid, Španělsko

Kontakt: [www.iccs16.org](http://www.iccs16.org)

## CONCRETE SOLUTIONS 2016 (CONCRETE REPAIR)

## 6. mezinárodní konference

Termín a místo konání: 20. až 22. června 2016,

Thessaloniki, Řecko

Kontakt: [www.concrete-solutions.info](http://www.concrete-solutions.info)

## BRIDGE MAINTENANCE, SAFETY AND MANAGEMENT – IABMAS2016

## 8. mezinárodní konference

Termín a místo konání:

26. až 30. června 2016, Foz do Iguaçu, Brazílie

Kontakt: [www.iabmas2016.org](http://www.iabmas2016.org)

## fib INTERNATIONAL PH.D. SYMPOSIUM IN CIVIL ENGINEERING

## 11. mezinárodní symposium

Termín a místo konání:

29. až 31. srpna 2016, Tokio, Japonsko

Kontakt: [http://concrete.t.u-tokyo.ac.jp/fib\\_PhD2016/](http://concrete.t.u-tokyo.ac.jp/fib_PhD2016/)

## CONCRETE UNDER SEVERE CONDITIONS – ENVIRONMENT &amp; LOADING – CONSEC 2016

## 8. mezinárodní konference

Termín a místo konání:

12. až 14. září 2016, Lecco, Itálie

Kontakt: [www.consec16.com](http://www.consec16.com)

## FIBRE REINFORCED CONCRETE – BEFIB 2016

## 9. mezinárodní symposium RILEM

Termín a místo konání:

19. až 21. září 2016, Vancouver, Kanada

Kontakt: [www.rilem.org](http://www.rilem.org)

## CHALLENGES IN DESIGN AND CONSTRUCTION OF AN INNOVATIVE AND SUSTAINABLE BUILT ENVIRONMENT

## 19. kongres IABSE

Termín a místo konání:

21. až 23. září 2016, Stockholm, Švédsko

Kontakt: [www.iabse.org/Stockholm2016](http://www.iabse.org/Stockholm2016)

## ARCH BRIDGES IN CULTURE – ARCH 2016

## 8. mezinárodní konference

Termín a místo konání:

5. až 7. října 2016, Wrocław, Polsko

Kontakt: <http://arch16.pwr.edu.pl/>

## PERFORMANCE-BASED APPROACHES FOR CONCRETE STRUCTURES

## fib symposium 2016

Termín a místo konání: 21. až 23. listopadu 2016,

Kapské Město, Jižní Afrika

Kontakt: [www.fibcapetown2016.com](http://www.fibcapetown2016.com)

## HIGH TECH CONCRETE: WHERE TECHNOLOGY AND ENGINEERING MEET!

## fib symposium 2017

Termín a místo konání:

12. až 16. června 2017, Maastricht, Nizozemsko

Kontakt: [www.fibsymposium2017.com](http://www.fibsymposium2017.com)

## fib CONGRESS 2018

Termín a místo konání:

6. až 12. října 2018, Melbourne,

Austrálie

Kontakt: [www.fibcongress2018.com](http://www.fibcongress2018.com)





## Získejte titul na beton!



### 6. ROČNÍK 2015

ČSN EN 206 a další nové standardy pro výrobu a zkoušení betonu

5. 11. BRNO  
19. 11. PLZEŇ

Moderní trendy v betonu III.  
Provádění betonových konstrukcí

12. 11. HUMPOLEC

Beton a produkty pro bytovou a občanskou výstavbu

26. 11. PRAHA

Zapište se i Vy na semináře vypsane v 6. ročníku Beton University, které jsou zařazeny do akreditovaných vzdělávacích programů v projektech celoživotního vzdělávání ČKAIT i ČKA, a získejte „titul na beton“. Pro rok 2015 jsme připravili tři semináře. Nově zařazené jsou semináře **ČSN EN 206 a další nové standardy pro výrobu a zkoušení betonu** (spolupředatelé: Česká betonářská společnost ČBSI a Svaz výrobců betonu ČR) a **Beton a produkty pro bytovou a občanskou výstavbu**. Na předchozí ročník navazuje seminář **Moderní trendy v betonu III. – Provádění betonových konstrukcí**. Úplný program seminářů, registrační formulář a další informace naleznete na [www.betonuniversity.cz](http://www.betonuniversity.cz) • Kontakt: 724 354 459

**ČESKOMORAVSKÝ  
BETON**  
HEIDELBERGCEMENT Group

[www.betonuniversity.cz](http://www.betonuniversity.cz)

ODBOBNÍ PARTNEŘI:



MEDIÁLNÍ PARTNEŘI:



ČOV Dobruška, WOLF SYSTEM spol. s r.o.



Skladovací jímka AGRO Dešná, WOLF SYSTEM spol. s r.o.



Administrativní budova River Garden II/III, Praha 8 – Karlín, VIN Consult s.r.o.

## Statika RIBTEC pro vodonepropustný beton

Projektování vodonepropustných betonových konstrukcí se neobejde bez komplexního posouzení okolností vzniku trhlin, návrhů na omezení jejich šířky nebo posouzení tláčené zóny průřezů. Tyto analýzy přímo souvisejí s optimalizací konstrukčního uspořádání, návrhem spár, pracovního postupu, ošetřováním betonu a dodatečným těsněním. Cílem je hospodárné řešení pro požadovaný účel stavby.

Na statiku bílých van, vodohospodářských staveb, čističek, podzemních staveb, zásobníků, jímek apod. se osvědčují softwarová řešení RIB.

- RIBtec RTcdesign  
pro lokální, cílenou analýzu průřezů;
- RIBfem TRIMAS  
pro řešení celkových výpočetních modelů.

RIB stavební software s.r.o.  
telefon: +420 241 442 078  
email: [info@rib.cz](mailto:info@rib.cz)





Česká betonářská společnost ČSSI  
[www.cbsbeton.eu](http://www.cbsbeton.eu)

NOVÉ MÍSTO KONÁNÍ!

25. a 26. listopadu 2015

Litomyšl, Zámecké návrší

(Evropské školicí centrum o.p.s.)

20 % SLEVA PRO ČLENY ČBS!

Výstava **BETON 2015**

při konferenci s mezinárodní účastí

**22. BETONÁŘSKÉ DNY 2015**

