

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 degradačních procesů v čase. Metodika je aplikována při odhadu aktuální úrovně zatížitelnosti železobetonového trémového 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 β_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 degradačních 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 degradačních procesů betonu a betonářské výztuže na stochastické úrovni, ověření karbonační hloubky, úrovně chloridové fronty a po ztrátě pasivací schopnosti betonu stanovení míry oslabení betonářské výztuže korozi. 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 β_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 degradačních 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	β_t	$P_{f,t}$	
Použitelnosti	vratné jevy	0	
	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	$8,5 \cdot 10^{-6}$

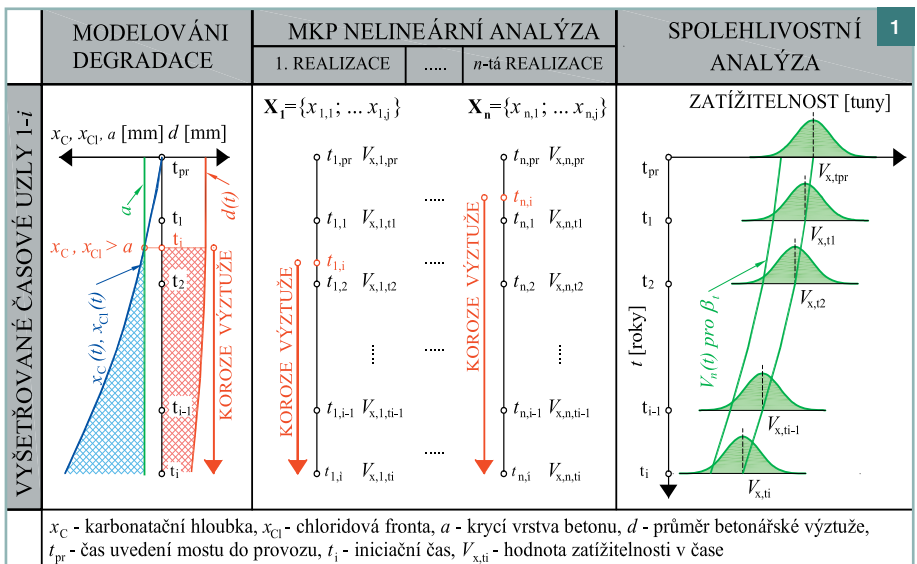
Pozn.: Pro obvyklé typy mostů se doporučuje hodnota indexu spolehlivosti pro mezní stav únosnosti $\beta_t = 3,8$.

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 třídou 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]).

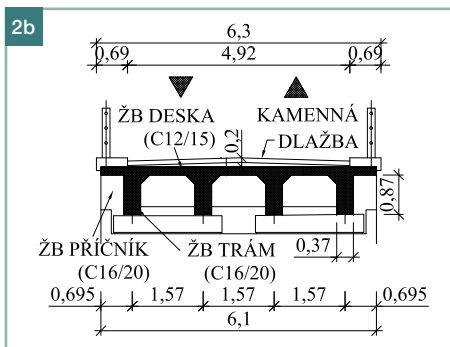
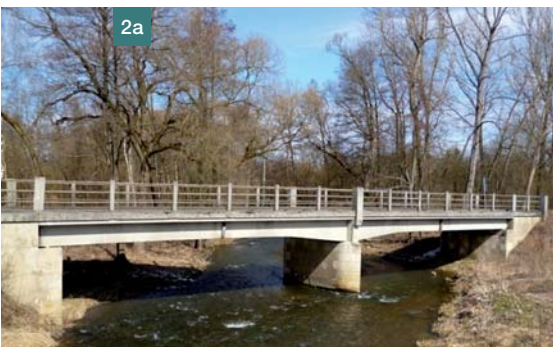
Statistické modely náhodných veličin

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 dříve 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
Beton nosníků					
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	ρ	[MN/m ³]	Normální	$2,3 \times 10^{-2}$	0,06
Betonářská výztuž					
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
Zatížení					
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	-
Geometrie					
Krycí vrstva betonu	a	[mm]	Beta (4-par.)	25	0,2
Průměr výztužných vložek v čase	$d(t)$	[mm]	Normální	$d_{mean}(t)$	Prom.
Modelové nejistoty					
Modelové nejistoty odolnosti	Ψ_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	ρ	$f_{y,s}$	$f_{u,s}$
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
ρ	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 žlání v rámci tvorby náhodných permutací simulační metody Latin Hypercube Sampling (LHS) [12].

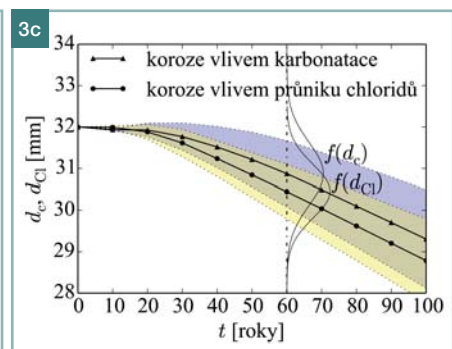
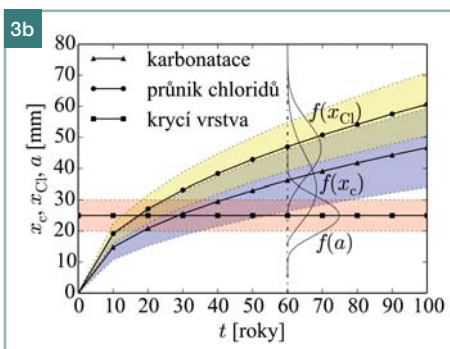
Degradace betonu vlivem CO₂, Cl⁻ a koroze výztuže v čase

Samotná hlavní prohlídka mostu společně se závěry provedené diagnostického průzkumu poukázaly na místy inkrustované průsaků 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
Karbonatace betonu					
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 ₂	r_{CO2}	[-]	Rovnoměrné	1,2	0,06
Modelové nejistoty	Ψ	[-]	Deterministické	1	-
Difuze chloridů					
Koncentrace Cl ⁻ na povrchu	$C_{S,0}$	[mol/m ³]	Deterministické	154	-
Koncentrace Cl ⁻ v pevné fázi	C_{sat}	[mol/m ³]	Deterministické	140	-
Kritická koncentrace Cl ⁻	C_{cr}	[mol/m ³]	Beta	13,4	0,25
Difúzní koeficient	$D_{Cl^-,H2O}$	[m ² /s]	Deterministické	$1,6 \times 10^{-9}$	-
Jednotkové množství vody	w	[kg/m ³]	Normální	183	0,03
Jednotkové množství cementu	c	[kg/m ³]	Normální	443	0,03
Jednotkové množství agregátu 1	a_1	[kg/m ³]	Normální	800	0,03
Jednotkové množství agregátu 2	a_2	[kg/m ³]	Normální	364	0,03
Jednotkové množství agregátu 3	a_3	[kg/m ³]	Normální	590	0,03
Specifická hmotnost cementu	r_c	[kg/m ³]	Normální	3 100	0,02
Specifická hmotnost agregátu 1	r_{a1}	[kg/m ³]	Normální	2 590	0,02
Specifická hmotnost agregátu 2	r_{a2}	[kg/m ³]	Normální	2 540	0,02
Specifická hmotnost agregátu 3	r_{a3}	[kg/m ³]	Normální	2 660	0,02
Modelové nejistoty	Ψ	[-]	Deterministické	1	-
Koroze výztuže					
Proudová hustota	i_{corr}	[mA/cm ²]	Rovnoměrné	1,8	0,25
Koeficient typu koroze	R_{corr}	[-]	Deterministické	2	-
Modelové nejistoty	Ψ	[-]	Deterministické	1	-

rozbohem (C-test) – poměr molárních koncentrací $c(Cl^-)/c(OH^-)$ překračuje v betonu hodnotu 0,6 – odpovídá hodnotám zjištěným fenolftaleinovým testem (F-test), kdy hloubka ztráty pasivace přesahuje hodnotu 30 mm. Je zřejmé, že při průměrné tloušťce krycí vrstvy 25 mm není již výztuž dostatečně chráněna a koroduje. Praviděpodobnostní modelování úrovně chemického poškození beto-



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 korozí 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 korozí vlivem karbonatace d_c a průnikem chloridů d_{Cl} v čase 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 MSU

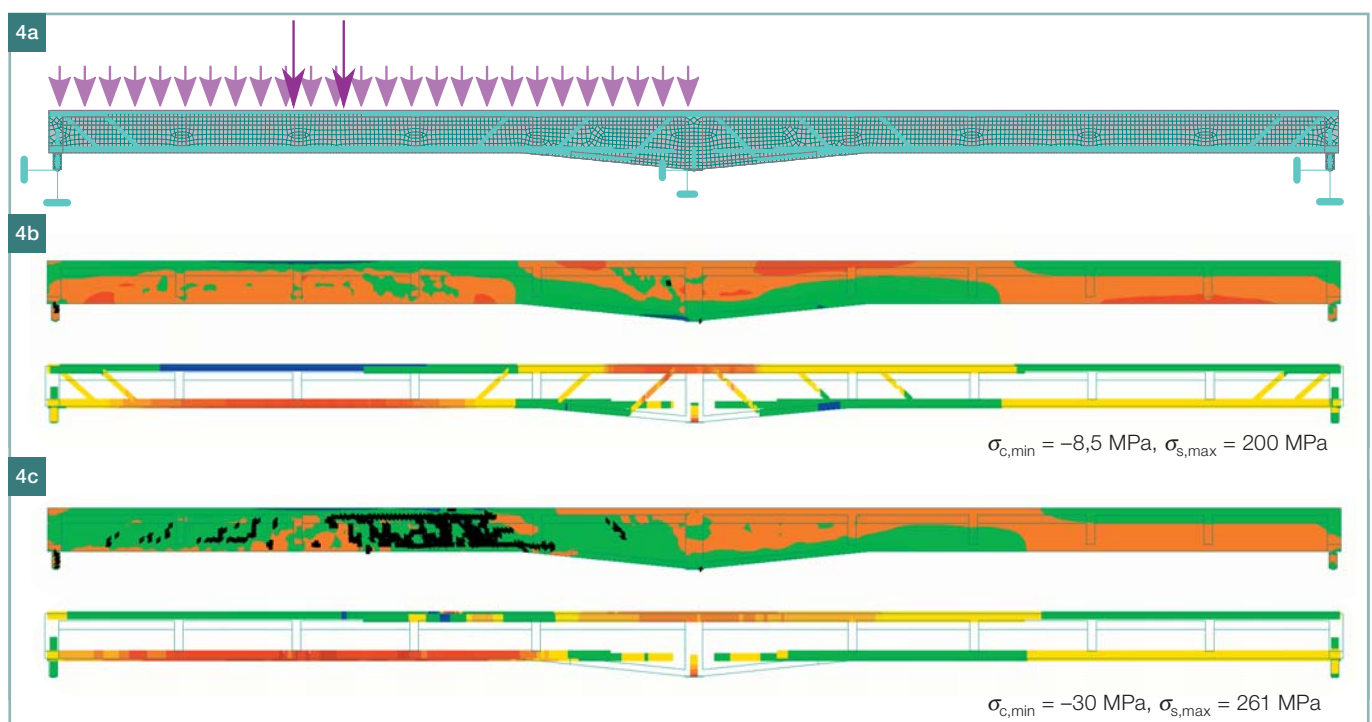
Fig. 4 a) Computational model, b) distribution of normal stress and crack width $w > 0,3$ mm for serviceability limit state, c) distribution of normal stress and crack width $w > 0,5$ mm for ultimate limit state

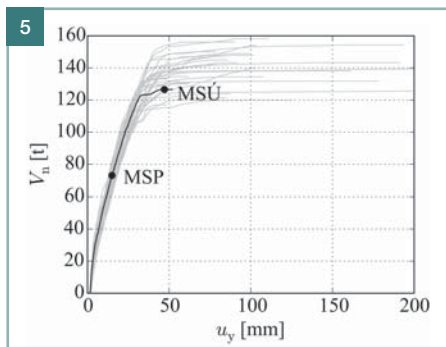
nu nosné konstrukce vlivem účinku vzdušného CO_2 a vlivem difuze chloridových iontů Cl^- bylo provedeno v programu FReET-D [11], který umožňuje s využitím implementovaných modelů stanovení teoretického iniciačního času t_i , tj. času, kdy dojde ke ztrátě pasivační schopnosti betonu a výztuž může začít 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 korozí 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 korozí 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.

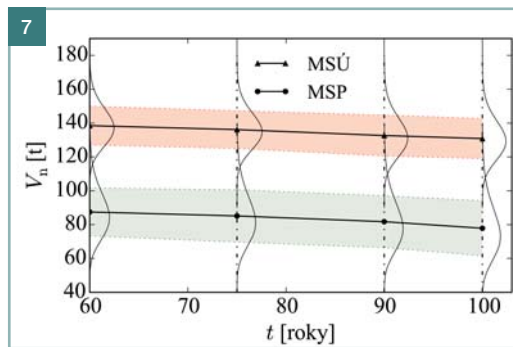
MKP nelineární analýza

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 diskrétní 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.

Pravděpodobnostní analýza zatížitelnosti v časových uzlech

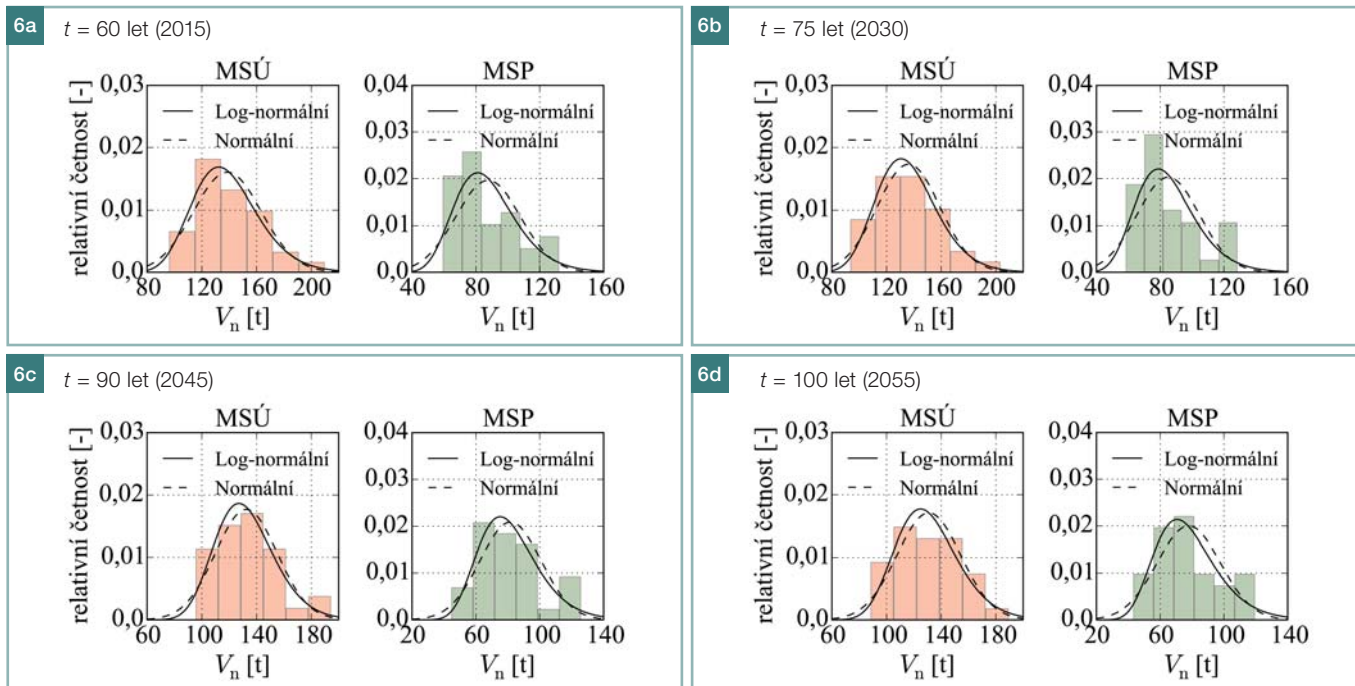
Model konstrukce byl zatížen vlastní tíhou a ostatním stálým zatížením od vozovkového souvrství, mostní římsy a mostního zábradlí. Následně byla nosná konstrukce postupně přetěžována v přírůstcích jednotkového zatížení od vozidel dle normové sestavy zatížení pro zatížitelnost normální (dále označena 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-

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 β_t . Pro řešený most 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).

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 FReET.

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 FReET [14] s využitím simulační metody LHS za použití 32 náhodných reali-

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

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

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

mostu v čase teoretické životnosti mostu umožňuje uživatelům 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/pmclpart_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*
- [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!“.

Ing. Jiří Doležel
Moravia Consult Olomouc, a. s.
e-mail: dolezal@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.