

7. – 8. 10. 2014

Ústav stavebního zkušebnictví, Fakulta stavební, VUT v Brně

---



KONFERENCE  
ZKOUŠENÍ A JAKOST  
VE STAVEBNICTVÍ

Sborník recenzovaných příspěvků konference

**ZKOUŠENÍ A JAKOST VE STAVEBNICTVÍ 2014**

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

7. - 8. 10. 2014

Ústav stavebního zkušebnictví,  
Fakulta stavební, VUT v Brně



KONFERENCE  
ZKOUŠENÍ A JAKOST  
VE STAVEBNICTVÍ

---

7. – 8. 10. 2014

Ústav stavebního zkušebnictví, Fakulta stavební, VUT v Brně

---

## **VĚDECKÝ VÝBOR KONFERENCE:**

prof. Ing. Jiří Adámek, CSc.  
Ing. Ondřej Anton, Ph.D.  
doc. Ing. Zdeněk Bažant, CSc.  
prof. Ing. Juraj Bilčík, PhD.  
doc. Ing. Jiří Dohnálek, CSc.  
prof. Ing. Rostislav Drochytka, CSc., MBA  
Ing. Věra Heřmánková, Ph.D.  
prof. Ing. Leonard Hobst, CSc.  
doc. Ing. Marcela Karmazínová, CSc.  
doc. Ing. Karel Kolář, CSc.  
prof. RNDr. Ing. Petr Štěpánek, CSc.  
Ing. Petr Tůma, Ph.D.  
doc. Ing. Tomáš Vymazal, Ph.D.



Sborník recenzovaných příspěvků konference  
ZKOUŠENÍ A JAKOST VE STAVEBNICTVÍ 2014

7. - 8. 10. 2014, Fakulta stavební VUT v Brně

Vydavatel: Vysoké učení technické v Brně

ISBN 978-80-214-5032-5



KONFERENCE  
ZKOUŠENÍ A JAKOST  
VE STAVEBNICTVÍ

---

**OBSAH**

ANALÝZA HAVÁRIE PREFABRIKOVANÝCH OPĚRNÝCH STĚN <b>Zdeněk Bažant, Jiří Strnad</b> .....	9
STANOVENÍ MECHANICKÝCH VLASTNOSTÍ NEKONVENČNÍCH VÝZTUŽÍ <b>Tomáš Bittner, Petr Bouška, Miroslav Vokáč, Milan Rydval, Šárka Nenadálová</b> .....	19
INDIKÁTORY VÝZTUŽE – OŽIVENÍ TRADIČNÍ METODY <b>Petr Cikrle, Ondřej Anton, Věra Heřmánková</b> .....	27
Zjišťování náchylnosti asfaltových pojiv k deformaci pomocí MSCR testu <b>Pavel Coufalík, Ondřej Dašek</b> .....	37
VYUŽITIE ALTERNATÍVNYCH METÓD KONTROLY KVALITY ZEMNÝCH KONŠTRUKCIÍ <b>Dominika Ďureková, Katarína Zgútová</b> .....	51
STANOVENÍ PŘÍTOMNOSTI INHIBITORŮ KOROZE V ZATVRDLÝCH MALTÁCH <b>Michaela Fiedlerová, Luboš Taranza, Rostislav Drochytka, Michael Tupý</b> .....	63
POLNÍ ZKOUŠKY OBKLADOVÝCH DESEK Z HPC <b>Josef Fládr, Pavel Mañas</b> .....	71
ZATĚŽOVACÍ ZKOUŠKA VELKOROZPONOVÉ STŘEŠNÍ KONSTRUKCE PAVILONU D <b>František Girgle, Jana Růžičková, Petr Daněk, Petr Štěpánek, Vojtěch Kostíha</b> .....	81
PŘEDBĚŽNÉ MĚŘENÍ KONCENTRACE DRÁTKŮ V DRÁTKOBETONOVÝCH SEGMENTECH OSTĚNÍ TUNELU <b>Leonard Hobst, Petr Bílek, Jaromír Láník, Jan Vodička</b> .....	93
SKÚMANIE VPLYVU KORÓZIE OCELE NA SÚDRŽNOSŤ VÝSTUŽE S BETÓNOM POUŽITÍM URÝCHLENEJ METÓDY KORÓZIE <b>Ivan Hollý, Juraj Bilčík</b> .....	103

---

SKÚŠANIE A KONTROLA ROTAČNÝCH LASEROVÝCH PRÍSTROJOV PRE PRÁCE V STAVEBNÍCTVE <b>Ján Ježko</b> .....	113
METODIKA MĚŘENÍ DLOUHODOBÉHO PŘETVOŘENÍ SENDVIČOVÉ KONSTRUKCE <b>Dita Jiroutová</b> .....	129
ZLYHANIE BETÓNOVÝCH STĹPOV NA STRATU STABILITY <b>Kišac Marian, Benko Vladimír, Križma Martin, Kendický Peter</b> .....	137
STATICKÝ MODUL PRUŽNOSTI BETONU V TLAKU - ČSN ISO 6784 a ČSN EN 12390-13 <b>Dalibor Kocáb, Petr Misák, Petr Cikrle, Petr Pössl</b> .....	147
HYGROSKOPICKÝ OBSAH VODY – INDIKÁTOR PRÍTOMNOSTI SOLÍ V KERAMICKÝCH TEHLÁCH <b>Ol'ga Koronthályová</b> .....	161
ZKOUŠENÍ VLASTNOSTÍ KOVANÝCH TÁHEL - KLEŠTÍ - ZE SVÁŘKOVÉHO ŽELEZA <b>Monika Králíková, Petr Cikrle</b> .....	171
VPLYV KONTAKTU SANOVANÉHO ŽELEZOBETÓNOVÉHO NOSNÍKA A SPEVNĚJÍCÍ DOSKY NA PORUŠENIE ZOSILNENÉHO PRVKU <b>Martin Križma, Jaromír Petržala, Martin Moravčík, František Bahleda</b> .....	181
ETICS SE ZVÝŠENOU MECHANICKOU ODOLNOSTÍ <b>Jan Loukotka</b> .....	189
VÝVOJ SAMONOSNÉHO ZATEPLOVACÍHO SYSTÉMU S IZOLAČNÍM JÁDREM Z KONSTRUKČNÍHO PÓROBETONU <b>David Machala</b> .....	195
VLIV VÍCENÁSOBNÉHO CYKLICKÉHO ZATĚŽOVÁNÍ NA HODNOTU STATICKÉHO MODULU PRUŽNOSTI V TLAKU <b>Petr Misák, Michaela Potočková, Dalibor Kocáb, Tomáš Vymazal, Monika Králíková</b> .....	205

---

VLIV VSTUPNÍCH PARAMETRŮ NA PŘESNOST PŘI STANOVENÍ SOUČiniteLE DIFÚZNÍHO ODPORU <b>Šárka Nenadálová, Lukáš Balík, Jiří Kolísko, Milan Rydval, Tomáš Bittner</b> .....	215
EXPERIMENTÁLNÍ ZKOUŠENÍ VRSTVENÝCH UHPFRC PRVKŮ <b>Rydval Milan, Huňka Petr, Kolísko Jiří, Mandlík Tomáš, Bittner Tomáš, Nenadálová Šárka</b> .....	225
HLOUBKA KARBONATACE VS. FYZIKÁLNĚ-MECHANICKÉ VLASTNOSTI BETONŮ S VARIANTNÍ ADICÍ BETONOVÉHO RECYKLÁTU A SILIKÁTOVÝCH PŘÍMĚSÍ <b>Tomáš Stavař, Michal Stehlík</b> .....	235
ÚČINOK INJEKTÁŽNEJ METÓDY NA OCHRANU MURIVA Z PÓROBETÓNU <b>Alena Struhárová</b> .....	245
NÁHRADA DŘEVĚNÉHO PLNIVA VE SMĚSI PRO VÝROBU CEMENTOTŘÍSKOVÝCH DESEK <b>Miroslav Vacula, Robert Mildner, Tomáš Melichar</b> .....	251
GEOMETRICKÁ PŘESNOST SCHODIŠŤ <b>Linda Veselá</b> .....	259
STATICKÝ SYSTÉM BUDOV: NÁVRH, HODNOCENÍ, SKUTEČNÉ CHOVÁNÍ, ZKOUŠENÍ A MĚŘENÍ <b>Miloš Zich, Zdeněk Bažant</b> .....	269
ZATĚŽOVACÍ ZKOUŠKA PROTOTYPU PREFABRIKOVANÉHO SPŘAŽENÉHO ŽELEZNIČNÍHO MOSTU <b>Vojtěch Zvěřina, Pavel Simon, Libor Hrdlička</b> .....	279



KONFERENCE  
ZKOUŠENÍ A JAKOST  
VE STAVEBNICTVÍ

---



## **ANALÝZA HAVÁRIE PREFABRIKOVANÝCH OPĚRNÝCH STĚN**

## **ANALYSIS OF COLLAPSE OF PREFABRICATED RETAINING WALLS**

**Zdeněk Bažant, Jiří Strnad**

Ústav betonových a zděných konstrukcí,  
FAST VUT v Brně

***Anotace:***

*Příspěvek se zabývá příčinami havárie prefabrikované opěrné konstrukce. Početně řeší důvody jejich vzniku a možnosti nápravy.*

***Annotation:***

*The paper deals with the causes of the collapse of prefabricated retaining wall structure. It solves numerically the reasons of their origin and possibilities of repair.*

***Klíčová slova:*** Prefabrikovaný dílec, opěrná stěna, havárie, přepočet

***Keywords:*** Prefabricated element, retaining wall, collapse, recalculation

## 1. Úvod

Dvoukomorový silážní žlab byl určen pro skladování kukuřičné siláže, odpadů z kukuřice a travní senáže, respektive pro ekologické skladování a účinné zpracování vepřové kejdy, hovězího hnoje a k produkci elektřiny a tepla z obnovitelných zdrojů energie.

Žlab se během krátkého provozu výrazně porušil. ÚSZ FAST VUT v Brně provedl na místě samém jeho podrobný stavebně-materiálový průzkum [1]. Stanovil místa destrukcí žlabu a tamtéž ověřil způsob vlastního porušení. U použitých prefadílčů v místech poruch ověřil kvalitu betonu a způsob vyztužení. Zabýval se též způsobem stykování jednotlivých prvků konstrukce.

Zmíněný průzkum [1] byl podkladem pro statickou analýzu havárie, která je dále popsána. Byly použity všechny dostupné podklady [2 až 11], získané během průzkumných prací a přepočtů.

Průzkum, zejména otázky pevnosti a přetvárnosti betonu a oceli, byl řešen s přihlédnutím k podobně poškozeným stavebním konstrukcím, zejména ve vztahu k jejich rekonstrukcím.

## 2. Geologické poměry, založení

Předkvartérním podkladem v místě žlabu jsou horniny křídly – turon spodní – střední, zastoupené vápnitými jílovci a slínovci, zčásti písčítými. Uvedené horniny vycházejí až na povrch území, kde jsou zvětralé až navětralé. Podzemní voda se vyskytuje ve větší hloubce jako voda puklinová [12, 13].

## 3. Všeobecný popis žlabu

Projekt [2] byl vypracován jako dokumentace na povolení stavby (DPS). Vzhledem k tomu, že stavbu projektovala, ale i prováděla stejná firma, nebyla již zpracována dokumentace provedení stavby – tato skutečnost pak zčásti vyvolala následné problémy. Další podnik pak prefabrikáty vyrobil a jiná firma je osazovala jako subdodávku.

Území bylo před stavbou žlabu upraveno. V místě silážního žlabu bylo provedeno sejmutí ornice a její uložení na deponii. Část ornice byla použita po dokončení objektu k humusování okolních ploch, určených k zatravnění, zbývající ornice byla použita na pozemcích stavebníka.

Zemní práce představovaly nejen výkopy, ale i násypy pro požadované vyspádování silážních žlabů.

Pod železobetonovými konstrukcemi byl na stávající podloží proveden hutněný podsyp a následovala hutněná vrstva z štěrkopísku. Na tuto vrstvu bylo položeno hydroizolační souvrství, na něž se postavila vlastní konstrukce [2].

Dolní části dílců byly pak překryty betonovou deskou z vyztuženého drátkobetonu. Zvláštností dokumentace [2] byly ve výkresech zakreslené mikropiloty, které však provedeny nebyly.

Dispozičně byl žlab řešen jako jeden celek, rozdělený na dvě podélné komory. Ty byly navrženy z prefadílčů. Na výkresech [2] byly uvedeny:

- „L“, výšky 4,2 m, šířky 1,5 m, hmotnosti 6000 kg;
- „J“, výšky 4,2 m, šířky 1,5 m, hmotnosti 4400 kg.

Půdorysné rozměry žlabu, skládajícího se ze dvou komor 12,0 x 55,8 m (rozměry do os prefabrikátů), byly 24,0 x 55,8 m. Rozměry dílců v DSP [2] se od skutečně použitých zásadně lišily. Při revizi žlabu bylo postupováno porovnáním podkladu [1] a dokumentace [2] se skutečností na místě samém. Průzkum [1] stanovil u vybraných panelů polohu výtzuže prvku; vyztužení odpovídalo podkladům z výroby dílců.



Obr. 1.: Vyklonění krajní zdi, destrukce betonu, sonda u paty zdi [1]



Obr. 2.: Obnažená výtzuž zdi ve spoji dílců, poruchy spojovacích plechů [1]

Příčinu závažných poruch v konstrukci musel tedy stanovit statický přepočet, tj. ověřilo se, zda dodané prefabrikáty vyhovují pro použití v tomto silážním žlabu.

#### 4. Stav žlabu

Prohlídkami a zkouškami [1] bylo zjištěno, že stav silážního žlabu je velmi špatný – havarijní. Kotevní desky dílců a dodatečně přivařené spojovací ocelové plechy se odtrhly (v důsledku zatížení, výrazné koroze a poměrné subtilnosti) – *Obr. 2, 4*, došlo k výraznému roztrhání a popraskání betonu – *Obr. 1*.

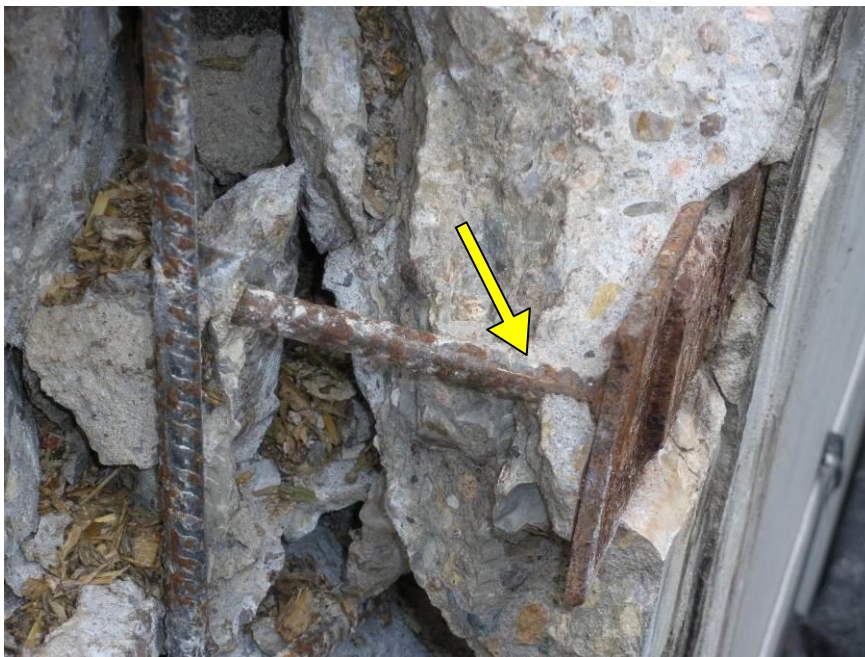
**Levá stěna žlabu** byla provedena z prefabrikátů „1“. Při užívání levého žlabu, zřejmě vzhledem k tomu, že se objevily poruchy – vyklánění a praskání jednotlivých dílců, byla stěna z vnější strany zahrnuta do výše cca 1,0 m zeminou. Zahrnutí zeminou výrazně zlepšilo stabilitu zdi, tj. došlo k částečnému vyrovnání tlaků z vnější a vnitřní strany.

**Střední dělicí stěna levého a pravého žlabu** byla provedena z prefabrikátů „1“. Stěna byla z obou stran stabilizována nadbetonovanou deskou. Poruchy střední stěny nebyly závažné.



*Obr. 3.: Mohutná trhлина v betonu, přetrhnutí výztuže ve vnitřní patě pravé stěny (šipka) [1]*

**Pravá stěna žlabu** byla provedena z prefabrikátů „J“. Stěna z vnější strany zůstala volná. Při užívání pravého žlabu se objevily závažné poruchy – výrazné vyklánění a praskání jednotlivých dílců, hojně masivní nepravidelné trhliny šíře několika desítek milimetrů a v nich přetrhaná výztuž – *Obr. 3*. Bylo též konstatováno, že průzkumem ověřené vyztužení dílců [1] není optimální. Minimálně by bylo vhodné u každého dílce u jeho volných okrajů (u těch, které se napojují na další dílec) doplnit výztuž po výšce sponami tvaru U.



*Obr. 4.: Vytržená kotevní deska z betonu – krátké kotevní železo (šipka), na ni navařený spojovací plech*

## 5. Přepočet žlabu

V podkladech, uvedených v [1], se konstatuje, že projektant opěrné stěny z dílců musí posoudit a zajistit její stabilitu pro dané zatížení, její osazení v daných geologických poměrech a porovnat dovolené ohybové momenty v nebezpečných průřezech s vypočítanými ohybovými momenty a dále musí posoudit přípustnou šířku trhlin. Bylo zjištěno, že hodnoty dovolených momentů byly řešeny pomocí podle normy ČSN 73 1201 (včetně změn), schválené 11.08.1986, vydané 01.01.1988, účinné od 01.10.1988 a zrušené 01.04.2010. Výpočet byl tedy proveden podle již neplatné normy.

V současné době platí norma ČSN EN 1992-1-1 (včetně změn), vydaná 01.11.2006, s účinností od 01.12.2006.

V podkladu [1] je uvedeno průzkumem stanovené vyztužení prefabrikátů. Jednalo se o výztuž R (10 505, B 500 B, BSt 500). Zkouškami v laboratoři byly zjištěny vlastnosti betonářských ocelí – viz *Tab. 1* [4].

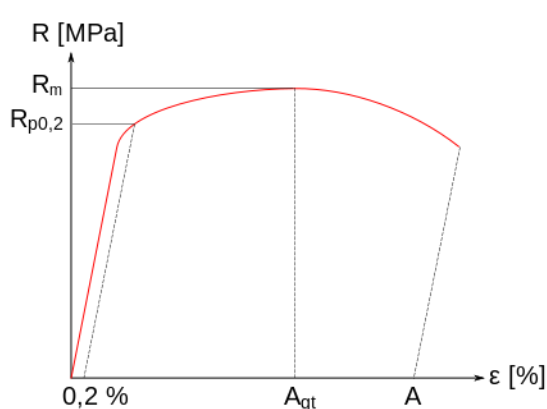
Dále se předpokládalo:

Mez kluzu/mez 0,2 → 490 MPa, mez pevnosti → 720 MPa (viz ČSN ISO 13822). Poměrné protažení  $\varepsilon = \Delta l/l \geq 0,05$ ; Vztah  $R/\varepsilon$  dle *Obr. 5*.

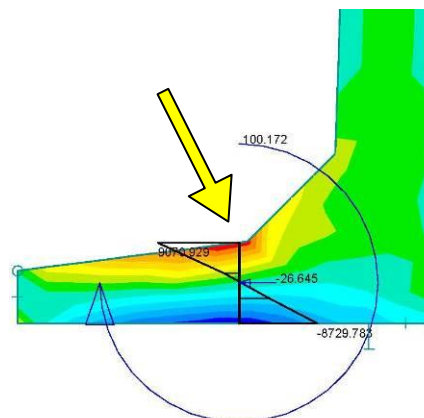
*Tab. 1.: Vlastnosti betonářských ocelí*

Výrobek	Pruty a vyrované svitky			Svařované sítě			Požadavek nebo hodnoty kvantilu [%]
	A	B	C	A	B	C	
Třída tažnosti							–
Charakteristická mez kluzu $f_{yk}$ nebo $f_{0,2k}$ [MPa]	400 až 600						5
Minimální hodnota $k = (f_t/f_y)_k$	$\geq 1,05$	$\geq 1,08$	$\geq 1,15$ $< 1,35$	$\geq 1,05$	$\geq 1,08$	$\geq 1,15$ $< 1,35$	10
Charakteristická hodnota poměrného přetvoření při maximální síle $\varepsilon_{yk}$ [%]	$\geq 2,5$	$\geq 5,0$	$\geq 7,5$	$\geq 2,5$	$\geq 5,0$	$\geq 7,5$	10
Ohybatečnost	Zkouška ohybem/zpětným ohybem			–			
Pevnost ve smyku	–			$0,3 A f_{yk}$ (A je průřezová plocha drátu)			Minimum
Maximální odchylka od jmenovité hmotnosti drátu [mm] (jednotlivý prut nebo drát) [%]							5
							$\pm 6,0$ $\pm 4,5$

Krytí výztuže bylo proměnné (40 mm 1x, 50 mm 6x, 60 mm 1 x, 80 mm 1x); ve výpočtech se uvažuje krytí → 50 mm. Beton prefabrikátů byl pak popsán jako C25/30 HV4 (HV4 → nejnižší stupeň vodotěsnosti podle již neplatné normy - průnik vody by nenastal při tlaku do 4 atm/24 h).



*Obr. 5.: Pracovní diagram ocelí válcovaných za studena ( $R \rightarrow \sigma$ ,  $A \rightarrow \varepsilon$ )*



*Obr. 6.: Průběhy normálových sil a výsledný moment  $M_{ek} > M_{uk}$  v rozhodujícím průřezu (šipka)*

Jako zatížení byly uvažovány hnůj, senáž, siláž a kejda. Žlab byl řešen pro všechna tato zatížení a navíc i na poježdění kolovým nakladačem o vlastní hmotnosti cca 80 kN po horním povrchu skladovaného materiálu. Při celkové prohlídce žlabu [1] bylo také zjištěno, že kolový nakladač při poježdění náplně žlabu velmi často a téměř všude narážel koly na vrchol opěrných stěn z prefabrikátů. Svědčí o tom hojně otěry pneumatik, viditelné na vnitřním povrchu dílců stěn – *Obr. 7*. Toto zatížení, které je v [9] přesně definováno (náraz kolového nakladače do horní části opěrných stěn lze nahradit vodorovnou silou hodnoty 12 kN, tj. silou rovnou 15% vlastní hmotnosti nakladače).



*Obr. 7.: Otěry pneumatik (šipka) od nárazů kolového nakladače, poježdějícího po skladovaném materiálu*

Připomíná se, že vzhledem k nerovnoměrnosti nárazů kol do horních částí desek byly stěny namáhány výrazně nesourodě. Tak došlo k dalším deformacím a k vychýlení stěn z dílců „ $\perp$ “ ze svislice a k jejich následnému popraskání po výšce šikmými trhlinami.

Konstrukce byla řešena běžným výpočtem, který byl ověřen modelováním a výpočtem na počítači [14].

Bylo prokázáno, že v posuzovaných případech a v nebezpečném průřezu muselo dojít k porušení opěrné stěny „ $\perp$ “, což se také ve skutečnosti stalo.

Např. pro kombinaci zatížení od vlastní tíhy dílce, tlaku siláže (navrstvené po horní hranu opěrné stěny) a nadbetonovanou desku nad dolním křídlem dílce **konstrukce se poruší**  $\rightarrow M_{ek} = 100,171 \text{ kNm} > M_{uk} = 89,80 \text{ kNm}$  ( $M_{uk}$  je mezní kritický moment při porušení 6  $\phi$  R12 v kritickém průřezu (tj. v místě trhliny a ruptury výztuže) – viz *Obr. 1, 2, 3, 6*. Pro jinou kombinaci zatížení od vlastní tíhy dílce, tlaku siláže (navrstvené po horní hranu opěrné stěny), tlak kolového nakladače a nadbetonovanou desku nad dolním křídlem dílce **konstrukce se poruší**  $\rightarrow M_{ek} = 123,694 \text{ kNm} > M_{uk} = 89,80 \text{ kNm}$ .

## 6. Návrh opatření

Bylo doporučeno rychle zamezit rozvíjení poruch a provést nezbytné úpravy žlabu:

1. U levé opěrné stěny zajistit revizi a zpevnění ocelových spojovacích prvků mezi jednotlivými prefabrikáty. Vnější zához zeminou neodstraňovat.
2. Střední dělicí stěnu ponechat. Provést revizi a zpevnění ocelových spojovacích prvků mezi jednotlivými prefabrikáty.
3. U pravé stěny vyměnit všechny porušené prefabrikáty a nahradit je novými dílci. Provést revizi a zpevnění ocelových spojovacích prvků mezi jednotlivými prefabrikáty.
4. U všech stěn zamezit nárazy hutnicích mechanismů do stěn.
5. Plnění zásobníku omezit jen po horní líc stěny.
6. Všeobecně užívat žlab šetrně.
7. Na rekonstrukci žlabu zpracovat projekt úpravy (včetně statického výpočtu).
8. Součástí přepočtu by měl být inženýrskogeologický posudek podzákladí.

Vzhledem k tomu, že i přes značné úsilí nebylo získáno montážní doporučení pro instalaci dílců „ $\perp$ “, a „ $\lrcorner$ “, není znám předpis o podélném spojování dílců. To, co bylo nalezeno, nebudí z více důvodů důvěru:

- Uložení kotevních desek (pro podélné vzájemné spojení dílců) v betonu je nevyhovující – krátká kotevní výztuž, nepropojení kotevní výztuže s výztuží dílce.
- Vzájemné propojení dílců přivařením plechu na kotevní desky není dostatečné (plech je příliš tenký, svary nepříliš kvalitní).
- Ve výztuži dílce nebyly použity vodorovné ukončovací spony tvaru U.



## 7. Závěr

Firma, která žlab projektovala [2], současně stavbu prováděla. Pro stavění byla použita jen DPS, tj. nebyla zpracována DP (dokumentace prováděcí), nebyl též ze strany projekční firmy zajištěn statický výpočet tak, aby dílce pro silážní žlab vyhovovaly na stabilitu i na únosnost (tj. na účinky všech materiálů, které měly být ve žlabu skladovány, nebyla uvažována možnost nárazu nakladače do stěn žlabu). Technická zpráva v DPS nevymezila způsob používání žlabu – byla příliš stručná. Mimo to v DPS jsou navrženy jiné dílce, než byly použity na vlastním žlabu.

Projekční firma je za vady žlabu odpovědná. Byly-li na stavbu dodány jiné dílce, než bylo uvedeno v [2], pak bylo na ní provést přepočty a pokud by dílce nevyhovely, pak měla dodávku dílců odmítnout. To s ovšem nestalo. Není jasné, kdo prováděl stavební dozor, tedy kdo schválil použití těchto prefabrikátů [15].

Dodavatel dílců je pouze vyrobil. Za skutečnost jak a kde se prefabrikát umístí (dobře či vadně) jejich výrobce neodpovídá. I když přípustné ohybové momenty prefabrikátu „J“ byly počítány podle již neplatné normy, pak to neznamena, že by uvedené hodnoty byly vadné. Výrobce dílců by však měl prefabrikáty přepočítat podle dnes platného Eurokódu tak, aby jejich hodnoty únosnosti byly korektní. Bylo by však účelné upravit i jejich výztuž (viz výše).

## Poděkování

Příspěvek byl zpracován za podpory výzkumného záměru MSM 0021630519 „Progresivní spolehlivé a trvanlivé nosné stavební konstrukce“ a specifického výzkumu FAST-J-14-2386 Průhyby železobetonových desek.

## Literatura a podklady

[1] Zpráva o provedení stavebního průzkumu stěn silážního žlabu. VUT FAST, ÚSZ, Veveří 95, 602 00 Brno (L. Hobst, O. Anton, P. Cikrle, V. Heřmánková 06.03.2014)

[2] Projekt žlabu: DSP (dokumentace na stavební povolení).

[3] Stavební zákon 183/2006 a jeho prováděcí předpisy (včetně změn a doplňků). ČKAIT Praha 2007

- [4] Kolektiv: Navrhování betonových konstrukcí. Příručka k ČSN EN 1992-1-1 a ČSN EN 1992-1-2. ČKAIT Praha 2010
- [5] Pume, D., Čermák, F. a kol.: Průzkumy a opravy stavebních konstrukcí. ARCH Praha 1993
- [6] Bažant, Z., Klusáček, L.: Statika při rekonstrukcích. 5 vydání, CERM Brno 08/2010
- [7] Masopust, J.: Navrhování základových a pažících konstrukcí. Příručka k ČSN EN 1997, ČKAIT Praha 2012
- [8] Majdúch, D., Aringer, K.: Oporné múry a podzemné stěny. ALFA Bratislava 1982
- [9] ON 73 4514 „Projektování staveb pro skladování siláže a senáže.“ MZVž ČSR, MPVz SSR, Agroprojekt Praha 1988
- [10] Zich, M. a kol.: Příklady posouzení betonových prvků dle Eurokódů. Dashöfer Holding Ltd. Praha 2010
- [11] Lavický, M. a kol.: Betonové konstrukce. Přehled teorie a příklady výpočtu prvků podle ČSN 73 1201. CERM Brno 1998
- [12] Geologická mapa ČSSR, mapa předčtvrtohorních útvarů, M 1 : 200 000
- [13] Geologická mapa ČR, M 1 : 50 000
- [14] IDEA StatiCA
- [15] Zich, M., Bažant, Z.: Hodnocení staveb z hlediska statiky. Stavitel, Praha 06-07/2011

Všechny tč. platné ČSN a EN (včetně změn a doplňků), zejména s přihlédnutím k:

ČSN ISO 13822 „Zásady navrhování konstrukcí - Hodnocení existujících konstrukcí“

ČSN EN 1991 „Zatížení stavebních konstrukcí“

## **Kontakt**

Doc. Ing. ZDENĚK BAŽANT, CSc., tel: 00420 541 147 862, e-mail: bazant.z@fce.vutbr.cz, Ústav betonových a zděných konstrukcí, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno

Ing. JIŘÍ STRNAD, Ph.D., tel: 00420 541 147 863, e-mail: strnad.j@fce.vutbr.cz, Ústav betonových a zděných konstrukcí, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno

## **STANOVENÍ MECHANICKÝCH VLASTNOSTÍ NEKONVENČNÍCH VÝZTUŽÍ**

### **INVESTIGATION OF MECHANICAL PROPERTIES OF NON-CONVENTIONAL REINFORCEMENT**

**Tomáš Bittner, Petr Bouška, Miroslav Vokáč,  
Milan Rydval, Šárka Nenadálová**

ČVUT v Praze, Kloknerův ústav

***Anotace:***

*V rámci řešení výzkumného projektu SGS14/171/OHK1/2T/31 byly v Kloknerově ústavu provedeny mechanické zkoušky vzorků skleněné textilní výztuže. Tyto zkoušky byly provedeny z důvodu potřeby stanovit základní mechanické veličiny, kterými jsou pevnost v tahu a modul pružnosti. Skleněná textilní výztuže byla poskytnuta firmou V. FRAAS.*

***Annotation:***

*Mechanical tests of samples of textile glass reinforcement were performed in the Klokner Institute within solution of the research project SGS14/171/OHK1/2T/31. These tests were carried out because of the need to determination elementary mechanical quantities that are tensile strength and modulus of elasticity. Textile glass reinforcement was produced by the V. FRAAS, GmbH, Germany.*

***Klíčová slova:*** *skleněná textilní výztuž, pevnost v tahu, modul pružnosti, TRC, osnova, útek*

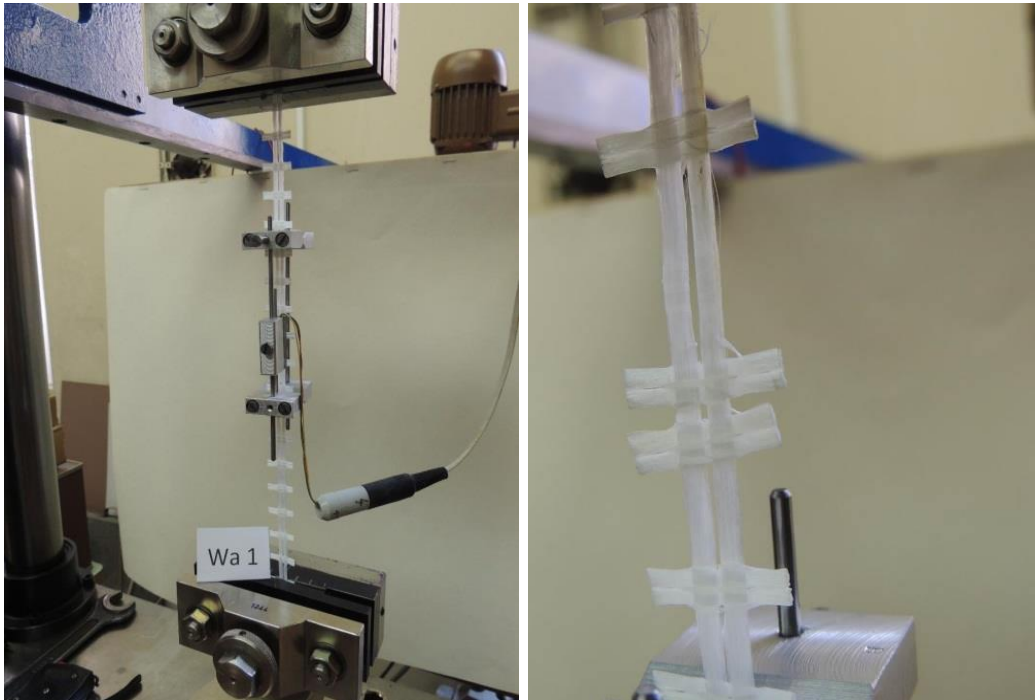
***Keywords:*** *Textile Glass Reinforcement, Tensile Strength, Modulus of Elasticity, Warp, Weft*

## 1. Úvod

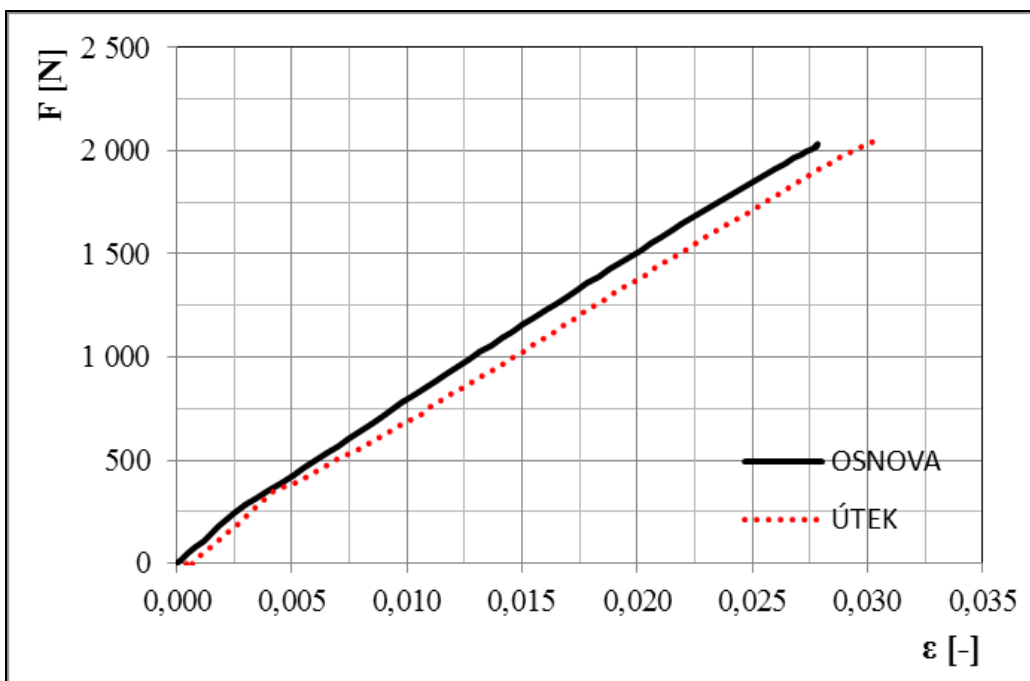
Mechanické zkoušky textilní skleněné výztuže byly provedeny celkově na 12 ti vzorcích. Všechny vzorky byly vyrobeny z jednoho kusu 2D síť dodané firmou V. FRAAS, kde prvních 6 vzorků bylo odebráno ze směru hlavní nosné výztuže, tzv. osnovy a zbylých 6 vzorků bylo ze směru příčného, tzv. úteku. Jemnost dodané textilní skleněné výztuže byla 2400 TEX [g/km]. Před zahájením samotných zkoušek, bylo nutné vzorky vhodně připravit. Příprava vzorků spočívá ve vystřížení zkušebních těles z 2D sítě do tvaru podélného prutu délky cca 400 mm. Takto připravená tělesa byla následně koncována pomocí dvousložkového tmelu Stado ResiFix 3E. Koncová úprava byla provedena do tvaru plochy, která následně po zatvrdnutí umožňuje upnutí do zkušebních čelistí zatěžovacího stroje. Desky čelistí zkušebního stroje byly opatřeny protiskluzovou úpravou, především z důvodu znemožnění vytržení vzorku při samotné tahové zkoušce.

## 2. Experimentální část

Připravené vzorky byly vloženy do čelistí zkušebního stroje a utaženy tak, aby při zkoušce nedošlo k vytržení vzorků. Na tyto vzorky byl následně osazen snímač přetvoření (*viz Obr. 1*), který zaznamenává změnu vzdálenosti mezi dvěma tupými břity snímače na stanovené bázi 95 mm. Samotný průběh zkoušky byl kontinuálně zaznamenáván pomocí automatické měřicí ústředny, kde byla zaznamenávána závislost působící síly na čase zkoušky a průběhu přetvoření. Vzorky byly zatěžovány rovnoměrně. Rychlost zatěžování byla 0,05 mm/s. Z průběhu zkoušek byly následně zpracovány grafické výstupy (*viz Obr. 3*). V grafu jsou jako příklad zobrazeny hodnoty naměřené na dvou vzorcích. Jeden ze vzorků je ve směru osnovy a druhý ve směru příčném (útekovém). Důležitým sledovaným faktorem je způsob a místo porušení vzorků. Pokud se vzorek poruší přímo pod tupým břitem snímače, lze předpokládat, že zkouška mohla být ovlivněna a tento vzorek by měl být z vyhodnocení vyloučen. Způsob správného porušení vzorku je zachycen na obrázku (*viz Obr. 2*). Ze zapsaných dat je následně hodnocen modul pružnosti skleněné textilní výztuže a napětí na mezi pevnosti.



Obrázek 1.: Vzorek před zkouškou    Obrázek 2.: Vzorek po zkoušce



Obrázek 3.: Průběhu tahové zkoušky textilní skleněné výztuže

### 3. Vyhodnocení

Z výsledků provedených zkoušek je hodnocena textilní skleněná výztuž a to jak ve směru hlavním (osnovním), tak ve směru příčném (útekovém). Hodnocení je provedeno z hlediska dosaženého modulu pružnosti textilní skleněné výztuže a z hlediska mezního napětí, které bylo dosaženo v okamžiku přetržení vzorků. Pro výpočet těchto veličin bylo využito jemnosti zkoušené textilní skleněné výztuže, která činí 2400 TEX [g/km]. Výsledné hodnoty budou následně využity při numerickém modelování prvků z TRC (textile reinforced concrete). Z důvodu neznámé plochy skleněných textilních vláken, ale známé jemnosti je přepočten proveden následujícím způsobem. Kde je nejdříve vyjádřeno mezní napětí při porušení (*viz Rov. 1*) a za pomoci stanovené hodnoty napětí a naměřených přetvoření mezi tupými břity snímače je následně dopočten modul pružnosti textilní skleněné výztuže (*viz Rov. 2*). Průměrné stanovené veličiny jsou zobrazeny v tabulce (*viz. Tab. 1 a 2*).

$$\sigma[\text{kPa}] = \frac{F[\text{kN}]}{\text{TEX}[\text{kg/m}]} \cdot \rho[\text{kg/m}^3] \quad (1)$$

$$E[\text{GPa}] = \frac{\sigma[\text{GPa}]}{\varepsilon[-]} \quad (2)$$

Kde:

$\sigma$  je maximální dosažené napětí [kPa],

$F$  je maximální dosažená síla [kN],

$\text{TEX}$  je jemnost skleněné textilní výztuže [kg/m],

$\rho$  je objemová hmotnost skla [kg/m<sup>3</sup>],

$E$  je modul pružnosti [GPa],

$\varepsilon = \Delta l / l$  je přetvoření [-, %].

*Tabulka 1.: Vyhodnocení maximálního napětí při porušení a modulu pružnosti pro vzorky z osnovního směru (Wa1 – Wa6)*

OZN.	Síla F [kN]	Napětí $\sigma$ [MPa]	Přetvoření $\epsilon$ [-]	Modul pružnosti E [GPa]
Wa1	2,081	2168,02	0,028	77,43
Wa2	1,999	2082,08	0,027	77,11
Wa3	2,086	2172,40	0,029	74,91
Wa4	2,234	2326,56	0,030	77,55
Wa5	2,288	2383,54	0,031	76,89
Wa6	2,013	2096,35	0,028	74,87
Průměrná hodnota dosaženého napětí [MPa]				2204,8
Průměrná hodnota modulu pružnosti [GPa]				76,5

*Tabulka 2.: Vyhodnocení maximálního napětí při porušení a modulu pružnosti pro vzorky z útekového směru (We1 – We6)*

OZN.	Síla F [kN]	Napětí $\sigma$ [MPa]	Přetvoření $\epsilon$ [-]	Modul pružnosti E [GPa]
We1	2,234	2327,19	0,033	70,52
We2	2,012	2095,42	0,030	69,85
We3	2,161	2250,63	0,032	70,33
We4	2,086	2172,92	0,030	72,43
We5	2,028	2112,60	0,030	70,42
We6	2,054	2139,69	0,031	69,02
Průměrná hodnota dosaženého napětí [MPa]				2183,1
Průměrná hodnota modulu pružnosti [GPa]				70,4

#### 4. Závěr

Na základě tabulek s výsledky lze stanovit modul pružnosti E a tahovou pevnost skleněné textilní výztuže, jak pro osnovní, tak pro příčný směr odděleně, jako průměr ze 6 ti vzorků. Oba směry nabývají přibližně stejné tahové pevnosti, která dosahuje hodnoty asi 2200 MPa, rozdíl mezi jednotlivými směry je jen velmi malý, což bylo možno ostatně předpokládat, neboť oba směry 2D sítě mají stejnou jemnost, tj. 2400

TEX. Při hodnocení modulu pružnosti je patrný rozdíl, který dosahuje asi 6,1 GPa. Tento rozdíl však není způsoben materiálovými vlastnostmi, nýbrž způsobem výroby samotné 2D tkaniny. Osnovní směr je tvořen „dráty“ tkaniny, které jsou příčné, kdežto útekový směr je tvořen tak, že vlákna jsou proplétána kolem směru osnovního. Z tohoto důvodu při tahové zkoušce dochází nejdříve k napřimění úteku ve směru zkoušky a až následně k samotnému protahování. Mezní přetvoření vzorků textilní skleněné výztuže dosahuje pro osnovní směr přibližně 2,9 % a pro útekový směr přibližně 3,1 %. Z publikovaného grafu lze říci, že chování textilní skleněné výztuže je lineární a to až do samotného porušení.

## Poděkování

Tento příspěvek byl zpracován v Kloknerově ústavu ČVUT v Praze s podporou výzkumného projektu SGS14/171/OHK1/2T/31.

## Literatura

- [1] ČSN EN ISO 13934 - 1 - Textilie - Tahové vlastnosti plošných textilií - část 1: Zjišťování maximální síly a tažnosti při maximální síle pomocí metody Strip
- [2] ČSN EN ISO 13934 - 2 - Textilie - Tahové vlastnosti plošných textilií - část 2: Zjišťování maximální síly pomocí metody Grab
- [3] POSPÍŠIL a kol.: Příručka textilního odborníka, SNTL Praha 1981
- [4] High-Performance Structural Fibers for Advanced Polymer Matrix Composites, ISBN 978-0-309-09614-0, The National Academies Press 2005
- [5] KIEBLING, MATTHES: Textil - Fachwörterbuch, Berlin 1993, ISBN 3-7949-0546-6

## Kontakt

Ing. TOMÁŠ BITTNER, tel: 00420 224 353 547, e-mail: tomas.bittner@klok.cvut.cz, ČVUT Kloknerův ústav, Šolínova 7, 166 08 Praha 6 - Dejvice.



7. – 8. 10. 2014

Ústav stavebního zkušebnictví, Fakulta stavební, VUT v Brně

---

Doc., Ing. PETR BOUŠKA, CSc., tel: 00420 224 353 561, e-mail: petr.bouska@klok.cvut.cz, ČVUT Kloknerův ústav, Šolínova 7, 166 08 Praha 6 - Dejvice.

Ing. MIROSLAV VOKÁČ, Ph.D., tel: 00420 224 353 509, e-mail: miroslav.vokac@klok.cvut.cz, ČVUT Kloknerův ústav, Šolínova 7, 166 08 Praha 6 - Dejvice.

Ing. MILAN RYDVAL, tel: 00420 224 353 547, e-mail: milan.rydval@klok.cvut.cz, ČVUT Kloknerův ústav, Šolínova 7, 166 08 Praha 6 - Dejvice.

Ing. ŠÁRKA NENADÁLOVÁ, tel: 00420 224 353 547, e-mail: sarka.nenadalova@klok.cvut.cz, ČVUT Kloknerův ústav, Šolínova 7, 166 08 Praha 6 - Dejvice.



KONFERENCE  
ZKOUŠENÍ A JAKOST  
VE STAVEBNICTVÍ

---

## **INDIKÁTORY VÝZTUŽE – OŽIVENÍ TRADIČNÍ METODY**

### **REBAR LOCATORS - RECOVERY OF TRADITIONAL METHOD**

**Petr Cíkrle, Ondřej Anton, Věra Heřmánková**

VUT v Brně, Fakulta stavební,  
Ústav stavebního zkušebnictví

***Anotace:***

*Pro lokalizaci výztuže v betonu používáme řadu metod. Mezi ně patří i hledače založené na elektromagnetickém principu. Nový Profometer PM-6 přináší pokrok v měření i zobrazování výztuže.*

***Annotation:***

*To locate rebar in concrete use a variety of methods. Detectors based on the electromagnetic principle we use most often. New Profometer PM-6 brings progress in measuring and displaying rebar.*

***Klíčová slova:*** výztuž, indikátor, měření, krytí, průměr

***Keywords:*** rebar, indicator, measuring, cover, diameter

## 1. Úvod

Ve stavební praxi se často setkáváme s potřebou najít a lokalizovat výztuž v železobetonové konstrukci. U nově budovaných konstrukcí jde především o kontrolu jakosti provedení – např. dodržení minimální krycí vrstvy betonu, případně o vyloučení hrubých chyb ve vyztužení. Při průzkumech již existujících konstrukcí bývá úkol složitější, neboť nemusí být k dispozici výkresy a je třeba zjistit kompletní vyztužení prvků ve všech staticky důležitých průřezech. Dále se výztuž lokalizuje v případech, kdy je nutné v konstrukci vyvrtat prostupy nebo odebrat vzorky. Jedná se o velmi rozmanitou činnost, volba metod a obtížnost provedení se liší dle typu železobetonových prvků a důvodu měření. Vyhnout se výztuži při vrtání otvoru pro hmoždinku dokáže i laik s levným detektorem, ve většině případů jsou však zapotřebí profesionální přístroje a značné zkušenosti obsluhy.

Mezi metody pro lokalizaci výztuže patří zejména radiografie, elektromagnetické indikátory, metoda georadaru (GPR) a metoda destruktivní - odseknutí krycí vrstvy. Tento příspěvek pojednává o indikátorech založených na elektromagnetickém principu, které pro vyhledávání výztuže využíváme nejčastěji.

## 2. Metoda elektromagnetických indikátorů

### 2.1. Princip metody

Metoda původně využívala magnetických vlastností hledaného materiálu. Starší přístroje vyhodnocovaly změnu magnetického odporu magnetického obvodu. Stabilita měření byla ovlivněna jednak závislostí magnetických vlastností jádra vyhledávací cívky na teplotě, a též rušivými účinky cizích magnetických polí včetně magnetického pole země.

V poslední době je využívána metoda založená na pulsně – indukční technologii, která má cívky vyhledávací hlavy bez magnetického jádra a tudíž je odolná vůči výše uvedeným vlivům. Princip metody je popsán v [1], porovnání citlivosti přístrojů je uvedeno např. v [3]. Metoda má oporu i v platných normách, zejména v ČSN 73 2011 [4], která je však zaměřena spíše na starší typy přístrojů.

## 2.2. Využití metody, omezující faktory

Největší výhodou metody elektromagnetických indikátorů je její čistě nedestruktivní charakter, navíc bez působení škodlivého záření. Na druhou stranu má ovšem i určitá omezení.

K nejčastějšímu využití metody v praxi patří:

- Zjištění, zda je beton vůbec vyztužen.
- Ověření správného umístění výztuže.
- Kontrola kvality nově prováděných konstrukcí, zejména z hlediska dodržení předepsané krycí vrstvy betonu.
- Odhad průměru výztuže (při dodržení určitých podmínek).
- Stanovení množství a polohy výztuže při průzkumu existujících železobetonových konstrukcí, od nichž nejsou k dispozici výkresy.
- Lokalizace výztuže v případech, kdy je nutné v konstrukci vyvrtat prostupy nebo odebrat vzorky.

Mezi omezující faktory patří:

- Dosah přístrojů – při použití běžných sond 60 mm až 100 mm, při použití hloubkových sond 150 mm až 200 mm.
- Ovlivnění sousední výztuží – pokud jsou vložky „příliš“ blízko sebe (v závislosti na průměru výztuže a velikosti krycí vrstvy).
- Nelze zjistit výztuž v druhé rovnoběžné vrstvě.
- Nelze stanovit druh výztuže a míru koroze výztuže.
- Blízkost silných elektromagnetických polí, např. od elektrické trakce. Tato elektromagnetická pole mohou měření přímo znemožnit.

Kromě toho nelze opomenout skutečnost, že ve složitějších případech vyztužení je k úspěšnému měření zapotřebí značných zkušeností obsluhy.

## 2.3. Přehled dříve používaných přístrojů

Pro lepší pochopení změn, ke kterým v současnosti v přístrojové technice dochází, je vhodné provést reminiscenci dříve používaných typů profesionálních indikátorů, zejména od firem Proceq a Hilti.

**Profometer 2** je starší typ přístroje, používaný od 80. let 20. století. Ačkoliv se jedná o neforemnou a těžkou skříňku s indikací výchylky pomocí ručičkového ampérmetru, je dodnes u některých uživatelů oblíben – jednak pro tu ručičkovou indikaci výchylky, jednak pro hloubkovou sondu se směrovým účinkem. Pro běžné hloubky byl vybaven rovněž základní bodovou sondou.

**Profometer 3** (Obrázek 1) byl ve své době přelomovým typem, neboť přinesl několik kvalitativních vylepšení:

- Velikost snímaných vířivých proudů kvantifikoval pomocí číselné škály od 0 do 1999, což umožnilo precizní vyhledávání lokálních maxim (středů výztuže) a rovněž kalibraci pro přesnější stanovení krytí výztuže ovlivněné sousední výztuží.
- Relativní vyhledávání pomocí zvukového signálu při přejetí výztuže.
- Rychlé vyhledávání míst s menším než požadovaným krytím, opět pomocí zvukové signalizace.
- Kromě základní a hloubkové sondy rovněž možnost připojení průměrové sondy (ovšem s omezenými možnostmi použití).

Přes tyto výborné vlastnosti však nebyl Profometer 3 příliš dobře hodnocen běžnými uživateli, neboť postrádal jednoduchou indikaci nárůstu výchylky – veškeré vyhledávání se řídilo pouze sledováním narůstající a klesající číselné hodnoty na malém displeji.

Nedostatek v indikaci výchylky nahradil nový typ **Profometer 4**. Na čtvercovém displeji přístroje se kromě aktuální hodnoty krytí výztuže (tedy vzdálenosti od výztuže, pokud průměr odpovídal nastavení a v blízkosti nebyla žádná jiná výztuž) objevil i černý pruh, rostoucí při přibližování se k výztuži a klesající při oddalování – viz Obrázek 4. Jinak vybavení přístroje sondami zůstalo stejné jako u předchozího typu. Zlepšila se sice indikace výztuže při běžném vyhledávání, na druhou stranu ovšem zmizela největší výhoda Profometru 3 – kvantifikace intenzity signálu prostřednictvím číselné škály.



Obrázek 1: Profometer 3 s průměrovou, bodovou a hloubkovou sondou.



Obrázek 2: Profometer 4 - indikace výchytky a krytí.

**Profometer 5** a **Profometer 5+** svou koncepcí v podstatě navázaly na Profometer 4, přičemž hlavní změna spočívá v návratu k sondě se směrovým účinkem namísto dosavadních bodových sond. Jinak ostatní parametry, zejména přesnost určení krytí či způsob zobrazení, zůstaly prakticky beze změn.

Doposud se jednalo o výčet přístrojů firmy Proceq. Konkurence ovšem nezhálela. Firma Hilti přišla na trh s přístrojem **Ferrosan**, který postupně inovovala. Koncepce přístroje směřovala od počátku k plošnému skenování výztuže a okamžitému zobrazení první vrstvy výztuže v obou směrech. Vzhledem k vysoké ceně a rozměrům zařízení však bylo jeho rozšíření omezené a neznamenal přímé ohrožení role tradičních detektorů. Zvýšení konkurence v této oblasti paradoxně přinesli výrobci levnějších přístrojů, např. firma Bosch, jejíž jednoduché a levné přístroje umí kromě výztuže nalézt také elektrické vodiče pod napětím. Na rychle rostoucí trh s levnými detektory zareagovala jak firma Proceq přístrojem **Profoscope**, tak i firma Hilti přístrojem **PS 35 Ferrodetektor**. Ta však zabodovala více systémem **X-scan PS1000** na bázi georadaru. Na rozdíl od elektromagnetických indikátorů tento radar umožňuje znázornit výztuž i ve více vrstvách nad sebou, včetně prostorového uspořádání [2].

V reakci na překotný vývoj v oblasti lokalizátorů výztuže i firma Proceq přichází v roce 2014 s novou generací elektromagnetických indikátorů **Profometer PM-6**.

### 3. Profometer PM-6 – nová úroveň zpracování výsledků

#### 3.1. Popis přístroje

Šestá generace přístrojů Profometer PM-6 (typ 600, 630, 650) se od předchozích typů výrazně odlišuje. Přístroj Profometer PM-6 (Obrázek 3) využívá moderní dotykový displej umožňující okamžité zobrazení průběhu měření, což přispívá ke kontrole postupu měření v reálném čase. Sonda je integrovaná (bodová, směrová, hloubková a průměrová), lze ji snadno vložit do rámečku (měřiče dráhy) se čtyřmi kolečky. Kromě tradiční zvukové signalizace je přímo na sondě i světelná signalizace – dvě šipky a kruh, která usnadňuje lokalizaci výztuže i v náročných podmínkách stavby. Po přejetí výztuže šipka ukáže směr, kterým je třeba se vrátit, v případě vystředění sondy přesně nad výztuží se rozsvítí červený kruh. V tom okamžiku lze nejen výztuž zakreslit, ale rovněž změřit její průměr. Ovládací tlačítko je přitom jak na dotykovém displeji, tak i na boku sondy. Všechny tyto detaily přispívají k většímu komfortu obsluhy přístroje.



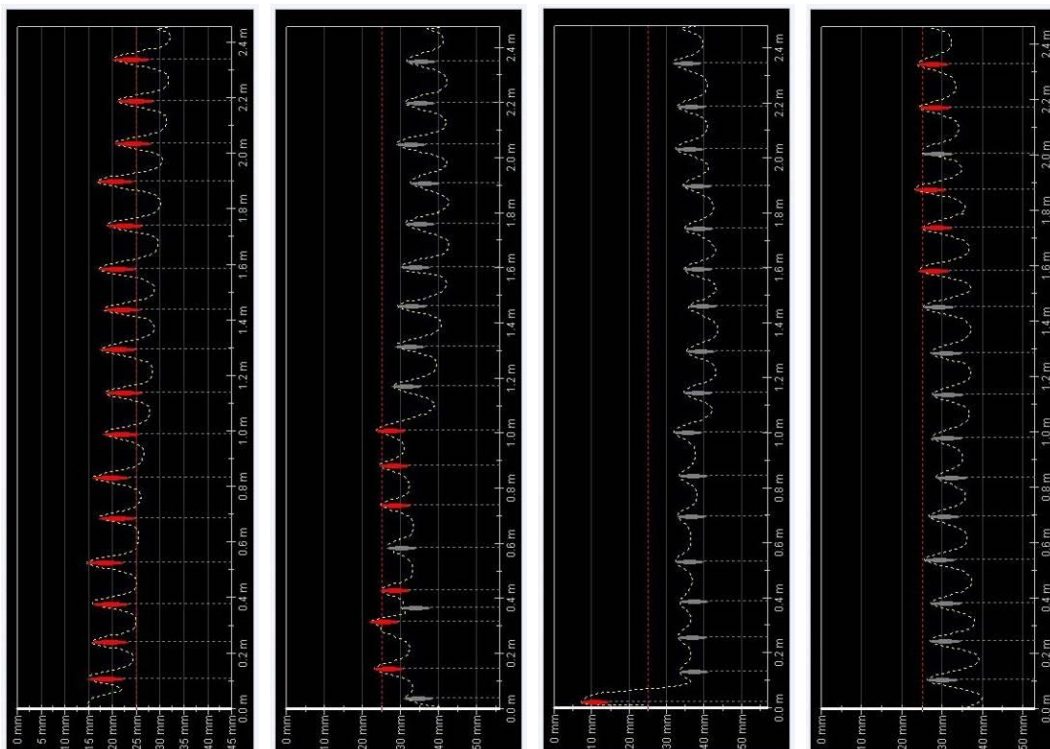
*Obrázek 3: Profometer PM-6 s dotykovým displejem a integrovanou sondou; svítící šipky pomáhají lokalizovat výztuž, na displeji lze ihned kontrolovat správnost měření pomocí křivek intenzity signálu.*



K dispozici pro testování byl přístroj Profometer PM-630, který má kromě základního vyhledávacího režimu rovněž liniové skenování v jedné nebo více liniích. Vyšší model PM-650 má navíc k dispozici plošné křížové skenování pro vykreslení výztuže v obou směrech. Jednotlivé funkce lze nejlépe vysvětlit na příkladech z praxe.

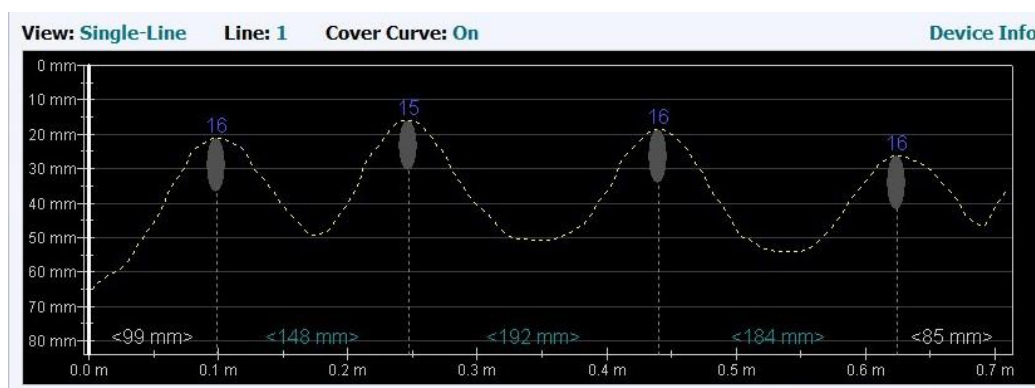
### 3.2. Praktické příklady využití

Prvním příkladem využití přístroje Profometer PM-630 je stanovení počtu a roztečí třmínek v obdélníkovém sloupu o výšce 2,5 m. Současně byla pro známý průměr třmínek stanovena tloušťka krycí vrstvy betonu, přičemž krytí menší než 25 mm je zvýrazněno červeně. Třmínky byly změřeny ze všech čtyř stran, doba měření nepřesáhla 5 minut. Z výsledků uvedených na Obrázku 4 lze vidět nejen rozmístění třmínek po výšce, ale rovněž deformaci armovacího koše v rámci sloupu.



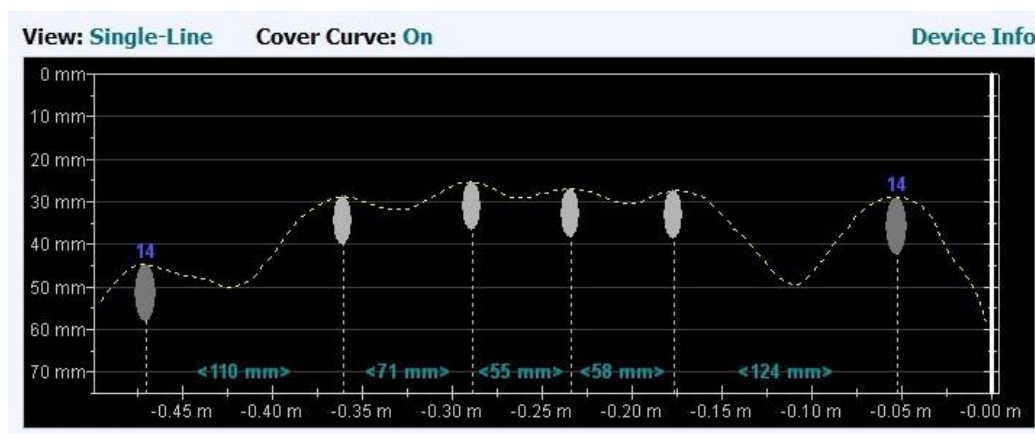
Obrázek 4: Výsledky měření roztečí a krytí třmínek na čtyřech stranách železobetonového sloupu. Červeně jsou zvýrazněny třmínky s krycí vrstvou menší než 25 mm, ze skenů je patrná deformace armokoše.

Dalším příkladem je měření průměru prutů hlavní svislé výztuže kruhového sloupu – viz Obrázek 5. Měření proběhlo v místě se vzdáleností třmínek větší než 150 mm.



Obrázek 5: Měření množství a průměru prutů hlavní výztuže.

Měření průměru výztuže na Obrázku 5 bylo úspěšné, protože vzdálenost měřených prutů i třmínek byla dostatečná (větší než doporučená). V případě větší hustoty výztuže přístroj PM-630 umožňuje provést korekci měření průměru výztuže pro vzdálenost sousedních prutů 5 cm až 13 cm. Pro měření průměru krajních prutů hlavní výztuže na spodním povrchu železobetonového průvlaku (Obrázek 6) byla nastavena korekce na vzdálenost 11 cm. Měření ostatních prutů je třeba provést zvlášť s novým nastavením korekční vzdálenosti.



Obrázek 6: Měření množství a průměru prutů hlavní výztuže v průvlaku.

Zjištění množství prutů v podobných typech prvků (průvlaky, trámy) má své limity – pokud je výztuž příliš blízko sebe, nelze jednotlivé pruty

---

rozeznat. Rovněž stanovení průměru výztuže je problematické nejen vzhledem k vlivu sousedních prutů a třmínků, ale také podle druhu betonu. Při testování přístroje na novém kvalitním betonu měl přístroj tendenci průměr prutu nadhodnotit.

#### 4. Závěr

Cílem příspěvku bylo zhodnotit nový přístroj Profometer PM-630 ve srovnání s předchozími typy elektromagnetických indikátorů výztuže, v podmínkách reálných průzkumů existujících i nových staveb. Při práci v terénu byly zjištěny klady i zápory tohoto přístroje.

Mezi největší přínosy patří:

- Integrovaná sonda se snadným vsazením do měřiče dráhy.
- Světelné ukazatele na sondě pro snadné vystředění sondy.
- Snadné měření průměru výztuže pomocí tlačítka na sondě.
- Okamžité znázornění hledané výztuže na liniovém skenu včetně křivky krytí nebo intenzity signálu. Jedná se o důležitý kontrolní mechanismus, pomocí něhož lze eliminovat „šumy“.
- Záznam dat včetně údajů o roztečích a velikosti krytí.
- Přehledný displej s intuitivním ovládáním.
- Grafické znázornění výsledků.
- Možnost korekce sousední výztuže při měření průměru.
- Zvýšení rychlosti měření.

Přístroj má však i své negativní stránky:

- Stále se jedná o metodu elektromagnetickou, která má své limity.
- Drobnou slabinou se zdá být software pro vyhodnocení naměřených grafů i dat, na jehož vylepšení již firma Proceq jistě pracuje.

Přes uvedené nedostatky Profometer PM-6 představuje skutečně výraznou kvalitativní změnu proti předchozím typům Profometer 3, 4, 5 a 5+. Přístroj lze rozhodně doporučit pro složité případy diagnostiky výztuže, např. v kombinaci s pokročilým radarovým systémem. Běžný uživatel pravděpodobně více využije některý z méně složitých přístrojů.

## Poděkování

*Tento příspěvek byl zpracován za podpory projektu MŠMT AdMaS ED2.1.00/03.0097.*

## Literatura

[1] CIKRLE, P.; ANTON, O.; DANĚK, P.; KUCHARCZYKOVÁ, B.; MISÁK, P., NDT Zkoušení ve stavebnictví. Příručka kurzu ČŽV., ISBN 978-80-214-4198-9, VUT v Brně FAST, Brno, 2010

[2] ANTON, O.; CIKRLE, P.; HEŘMÁNKOVÁ, V., Zkušenosti s georadarem při stavebně technických průzkumech, článek v TZB-info, ISSN 1801-4399, TZB-info, Praha, 2014

[3] KOCÁB, D.; CIKRLE, P.; POSPÍCHAL, O.; ODEHNALOVÁ, P., Porovnání citlivosti indikátorů výztuže, příspěvek na konferenci Zkoušení a Jakost ve stavebnictví 2009, ISBN 978-80-214-3951-1, VUT v Brně, Brno, 2009

[4] ČSN 73 2011 Nedestruktivní zkoušení betonových konstrukcí, 2012.

## Kontakt

Ing. PETR CIKRLE, Ph.D., Ústav stavebního zkušebnictví, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno tel: 00420 541 147 7814, e-mail: cikrle.p@fce.vutbr.cz.

Ing. ONDŘEJ ANTON, Ph.D., Ústav stavebního zkušebnictví, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno tel: 00420 541 147 7823, e-mail: anton.o@fce.vutbr.cz.

Ing. VĚRA HEŘMÁNKOVÁ, Ph.D., Ústav stavebního zkušebnictví, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno tel: 00420 541 147 7817, e-mail: hermankova.v@fce.vutbr.cz.

## ZJIŠŤOVÁNÍ NÁCHYLNOSTI ASFALTOVÝCH POJIV K DEFORMACI POMOCÍ MSCR TESTU

### DETERMINATION OF SUSCEPTIBILITY OF ASPHALT BINDERS TO DEFORMATION USING MSCR TEST

**Pavel Coufalík, Ondřej Dašek**

Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební  
Ústav pozemních komunikací

***Anotace:***

*Příspěvek se zabývá náchylností asfaltových pojiv ke vzniku trvalých deformací. Jsou představeny zkušební metody, které se běžně používají pro popis odolnosti asfaltových pojiv vůči trvalým deformacím a dále je popsán nový zkušební test MSCR. V závěrečné části jsou publikovány výsledky zkoušky MSCR na vybraných pojivech používaných v ČR.*

***Annotation:***

*The article deals with the susceptibility of asphalt binders to permanent deformation. Commonly used test methods suitable for description of binder resistance to permanent deformation are summarized. MSCR test method is also described. MSCR test results of chosen binders used in the Czech Republic are introduced in the final section of the article.*

***Klíčová slova:*** *Asfalt, reologie, MSCR, dynamický smykový reometr, vratná duktilita, komplexní smykový modul, fázový úhel.*

***Keywords:*** *Bitumen, rheology, MSCR, dynamic shear rheometer, elastic recovery, complex shear modulus, phase angle.*

## 1. Úvod

Mezi nejčastější poruchy, se kterými se můžeme setkat na asfaltových vozovkách po celém světě, patří trvalé deformace, které lze charakterizovat jako odchylku povrchu vozovky příčného nebo podélného řezu od původní polohy. Jedná se o poruchu, která je přirozeným jevem u stavebních materiálů a nelze ji zcela vyloučit. Ovšem při optimálním návrhu lze tento problém co nejvíce eliminovat [1]. Ke vzniku trvalých deformací nejvíce dochází v průběhu letních měsíců. Asfaltové pojivo se zvyšující se teplotou snižuje viskozitu (měkne) a při dopravním zatížení, které působí tlakovou silou vůči vozovce, dochází k vytlačování směsi ve směru nejnižšího odporu, což je mimo jízdní stopu vozidel.

Na vznik trvalých deformací má kromě vysoké teploty vliv více faktorů. Základem je především intenzita těžké nákladní dopravy, která tvořila v roce 2010 ve skladbě dopravního proudu na dálnicích v České republice průměrně 26,7 % [2]. Dalším významným prvkem, který ovlivňuje náchylnost na vznik trvalých deformací, je rychlost a zastavování dopravního proudu. Z tohoto důvodu se můžeme nejčastěji setkat s trvalými deformacemi v místech křižovatek nebo autobusových zastávek. Například návrhová metoda používaná v ČR pro konstrukci vozovky dle TP 170 uvažuje při návrhové rychlosti nižší než 50 km/h prakticky zdvojnásobení uvažované intenzity dopravy oproti úsekům s návrhovou rychlostí vyšší než 50 km/h. [3]

Mezi další faktory, které ovlivňují odolnost vozovky vůči vzniku trvalých deformací, patří vlastní návrh asfaltové směsi. Je důležité použít nejen kvalitní materiály (asfalt, kamenivo a případně vhodné přísady), ale také navrhnout odolnou směs a dodržet technologické zásady při výrobě, pokládce a zhutnění. [1]

V současné době existují zkušební metody, které hodnotí odolnost asfaltové směsi vůči trvalým deformacím. Mezi nejčastěji používané patří zkouška pojíždění kolem dle ČSN EN 12697-22 [4] a cyklická zkouška triaxiálním tlakem dle ČSN EN 12697-25 [5]. Obě tyto zkoušky charakterizují odolnost asfaltové směsi vůči trvalým deformacím jako celku. Ovšem jak ukazuje Obrázek 1, mohou u dvou shodných asfaltových směsí, které se liší pouze použitým asfaltovým pojivem, vzniknout naprosto odlišné výsledky trvalých deformací. Na Obrázku 1 je v levé části zachycena vozovka neporušená trvalými deformacemi a v pravé části byla zjištěna hloubka trvalé deformace 15 mm. Tento fakt je dán tím, že na vozovce v levé části bylo použito pojivo modifikované

polymerní přísadou a na pravé straně nemodifikovaný silniční asfalt. Proto je vhodné při návrhu asfaltové směsi hodnotit vlastnosti asfaltového pojiva z hlediska vzniku deformace.



Obrázek 1.: Trvalé deformace při použití rozdílných asfaltových pojiv [6]

## 2. Používané zkušební metody pro zjišťování odolnosti asfaltových pojiv vůči trvalým deformacím

V následující kapitole budou popsány základní zkušební metody, které se používají pro určení náchylnosti asfaltového pojiva vůči trvalým deformacím.

### 2.1. Stanovení bodu měknutí metodou kroužek a kulička

Zkušební postup patří mezi základní zkoušky asfaltových pojiv a je popsán v normě ČSN EN 1427 – Asfalty a asfaltová pojiva – Stanovení bodu měknutí – Metoda kroužek a kulička. Při zkoušce se na dva kotoučky z asfaltového pojiva umístěné v mosazných kroužcích osadí ocelová kulička. Kroužky jsou řízenou rychlostí zahřívány v kapalné lázni až do propadu kuličky vzorkem asfaltu do hloubky  $(25,0 \pm 0,4)$  mm. [7] Čím je zjištěná teplota propadu kuličky vyšší, tím je asfaltové pojivo více odolné proti účinku vyšších teplot, a tudíž odolává lépe vzniku trvalých deformací.

## 2.2. Zkouška vratné duktility

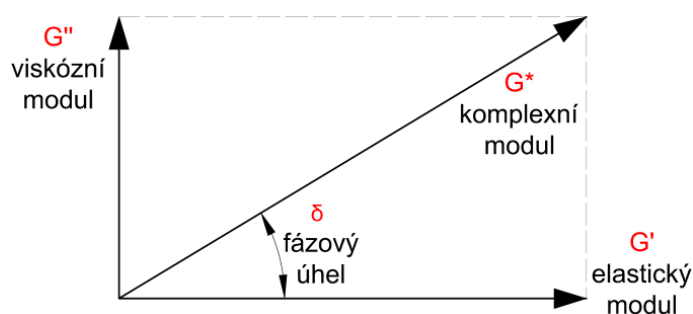
Zkouška stanovení vratné duktility, která se provádí dle ČSN EN 13398 [8], probíhá tak, že asfaltové těleso se protahuje při zkušební teplotě 25 °C předepsanou rychlostí 50 mm/min na délku 200 mm. Takto získané vlákno asfaltového pojiva se uprostřed přestřihne, čímž se získají dvě poloviny vlákna (polovlákná). Díky elastickým vlastnostem pojiv mají polovlákná tendenci navracet se do původního tvaru (zkracovat se). Po uplynutí 30 minut se měří zkrácení polovláken a vyjadřuje se jako procento z délky protažení.

Zkouška stanovení vratné duktility se stala vhodným nástrojem pro stanovení množství a kvality polymerní přísady v asfaltovém pojivu. Avšak pro určení odolnosti asfaltového pojiva vůči trvalým deformacím se jeví zkouška jako nedostačující. [9]

## 2.3. Zjišťování odolnosti asfaltového pojiva vůči trvalým deformacím pomocí komplexního modulu $G^*$ a fázového úhlu $\delta$

Po zavedení dynamického smykového reometru (dále DSR) do silničářské praxe se začaly prosazovat pokročilejší metody, které výstižněji popisují vlastnosti asfaltových pojiv. Jednou z metod vypovídající o vhodnosti asfaltového pojiva je zjišťování komplexního smykového modulu  $G^*$  a fázového úhlu  $\delta$ .

Komplexní smykový modul  $G^*$  se skládá z elastické (vratné) složky  $G'$  a viskózní (nevratné) složky  $G''$ . Úhel, který svírá komplexní modul tuhosti  $G^*$  a elastická složka  $G'$  se nazývá fázový úhel  $\delta$ . Čím je fázový úhel vyšší tím je i vyšší viskózní (nevratná) část  $G''$  vzhledem k elastické (vratné) části  $G'$ . Obrázek 2 zobrazuje vztah mezi jednotlivými komponenty [10]. Pro hodnocení odolnosti asfaltového pojiva vůči trvalé deformace byl následně v USA doporučen parametr  $G^*/\sin \delta$ .



Obrázek 2.: Složky komplexního smykového modulu [10]



V roce 2002 byla ve Virginii v USA realizována testovací vozovka, která se skládala z dvanácti pruhů, přičemž každý z nich obsahoval jiné asfaltové pojivo. Následně byly jednotlivé pruhy zatěžovány přístroji, které simulovaly dopravní zatížení [11]. Při následném porovnání hloubky trvalé deformace, která byla zjištěna na pokusném úseku a poměru  $G^*/\sin \delta$  byl zjištěn velmi nízký koeficient korelace  $R^2 = 0,13$ . [12]

Reakcí na slabou vypovídající hodnotu parametru  $G^*/\sin \delta$  bylo navržení modifikovaného parametru  $[G^*/(1 - (1/[\tan(\delta) \cdot \sin(\delta)])]$ , který by lépe vystihoval akumulaci deformace především u modifikovaných asfaltů [13]. Ovšem ani tato metoda se nakonec neosvědčila a byla vyvinuta nová zkušební metoda Multiple Stress Creep-Recovery Test (dále MSCR), která důvěryhodněji popisuje vztah mezi hloubkou trvalé deformace vozovkové vrstvy a výsledkem zkoušky.

### 3. Multiple Stress Creep-Recovery Test (MSCR)

Zkouška Multiple Stress Creep Recovery (dále MSCR) byla vyvinuta v USA a v současné době se transformuje do evropských norem s označením EN 16659 Asfalty a asfaltová pojiva – MSCR [14]. Test se provádí v DSR v modu creep a recovery za předpokladu, že umožňuje zjistit odezvu pojiva v nelineární oblasti zatížení a je tedy schopen lépe rozklíčovat změny u jednotlivých pojiv, které mohou nastat v nelineární oblasti.

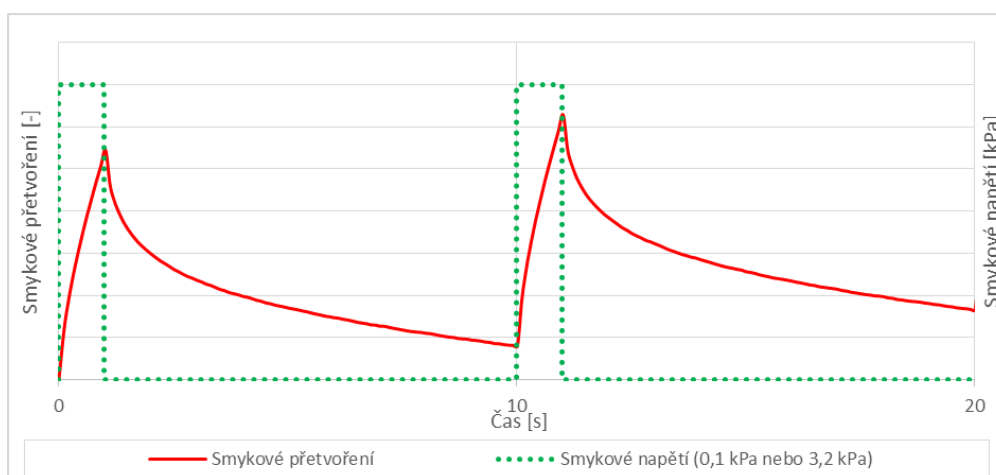
Výstupem zkoušky MSCR je parametr nazvaný nevratná smyková poddajnost  $J_{nr}$ , která byla obdobně jako parametr  $G^*/\sin \delta$  srovnána s hloubkou trvalé deformace u výše zmíněného pokusného úseku. V tomto případě vyšel korelační součinitel  $R^2 = 0,82$ , což dokazuje vyšší vypovídající hodnotu než zjišťování odolnosti asfaltového pojiva vůči trvalým deformacím pomocí komplexního smykového modulu  $G^*$  a fázového úhlu  $\delta$ . [12]

Alternativou ke zkoušce MSCR mohou být zavedené zkoušky Low shear viscosity dle ČSN P CEN/TS 15324 [15] a viskozita získaná v režimu pomalého toku při nulovém smyku Zero shear viscosity dle ČSN P CEN/TS 15325 [16]. Tyto zkoušky již byly přijaty do evropských norem, ovšem jejich časová náročnost je staví oproti testu MSCR do značné nevýhody a z tohoto důvodu se jejich uplatnění nachází spíše v oblasti výzkumu [17].

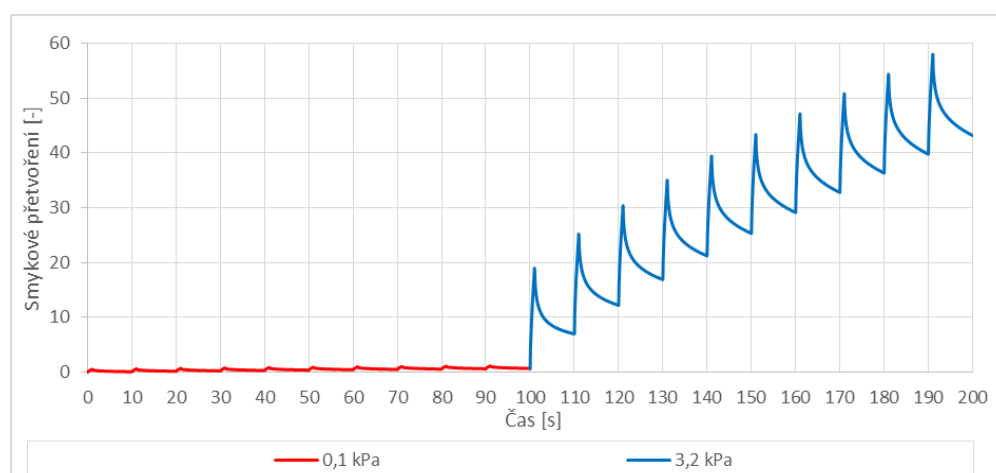
Postup zkoušky MSCR lze rozdělit na dvě části, kdy každá z nich zahrnuje 10 cyklů. Jednotlivé cykly se skládají ze zatížení po dobu 1 sekundy a následného odlehčení po dobu 9 sekund (Obrázek 3). Prvních 10 cyklů zkoušky probíhá při zatížení smykovým napětím 0,1 kPa a ihned

následuje 10 cyklů při smykovém napětí 3,2 kPa. Obrázek 4 zobrazuje příklad kompletního průběhu zkoušky MSCR.

Zkušební teplotu lze vybrat dle uvážení ze sady teplot 40 °C, 50 °C, 60 °C a 70 °C, které doporučuje norma EN 16659 [14], ostatní teploty mohou být provedeny pro srovnávací účely. V České republice se jeví jako nejvhodnější teplota 50 °C z toho důvodu, že se při této teplotě provádí zkouška pojíždění kolem dle normy dle ČSN EN 12697-22 [4]. Ovšem dle názoru části odborné veřejnosti je tato teplota nízká a nedokáže přesvědčivě určit náchylnost asfaltových pojiv k tvorbě trvalých deformací. Proto se v současné době hovoří o zvýšení teploty pro zkoušku trvalých deformací na 60 °C, která se používá například ve Francii. [18]



Obrázek 3.: Průběh dvou cyklů MSCR testu



Obrázek 4.: Průběh testu MSCR

Prvním parametrem, který lze získat ze zkoušky MSCR, je nevratná smyková poddajnost  $J_{nr}$  s jednotkou 1/kPa. Ta se nejprve vypočítá pro 10 zatěžovacích cyklů při smykovém napětí 0,1 kPa a stejným způsobem pro zatěžovací kroky naměřené při napětí 3,2 kPa. [14]

$$J_{nr}(0,1kPa, N) = \left( \frac{\varepsilon_{10}}{0,1} \right) \quad (1)$$

$$J_{nr}(3,2kPa, N) = \left( \frac{\varepsilon_{10}}{3,2} \right) \quad (2)$$

Čím je hodnota nižší, tím je pojivo odolnější vůči trvalým deformacím. Nevratná smyková poddajnost  $J_{nr}$  je závislá na velikosti smykového napětí a teplotě. Při srovnání průběhu smykového napětí a nevratné smykové poddajnosti lze vyzorovat, že průběh závislosti má tvar obrácené hokejky. Na počátku je hodnota  $J_{nr}$  přibližně konstantní, ale po překročení limitního napětí je zaznamenán strmý nárůst hodnoty  $J_{nr}$ . Tento zlom se většinou nachází v přechodu do nelineární viskoelastické oblasti daného asfaltového pojiva [17]. U MSCR testů prováděných při teplotě 60 °C leží mnohdy tento bod až za hranicí smykového napětí 3,2 kPa a to zejména u silničních asfaltů nižší a střední gradace a dále u modifikovaných asfaltů. Z tohoto důvodu se tedy jeví vhodné provádět test i při vyšším napětí než 3,2 kPa. [19]

Dalším krokem je výpočet průměrné smykové poddajnosti pro prvních 10 testovacích cyklů probíhajících při napětí 0,1 kPa a následně pro druhou sadu testovacích cyklů, které probíhají při napětí 3,2 kPa. [14]

$$J_{nr;0,1kPa} = \frac{1}{10} \sum (J_{nr}(0,1kPa, N)) \quad (3)$$

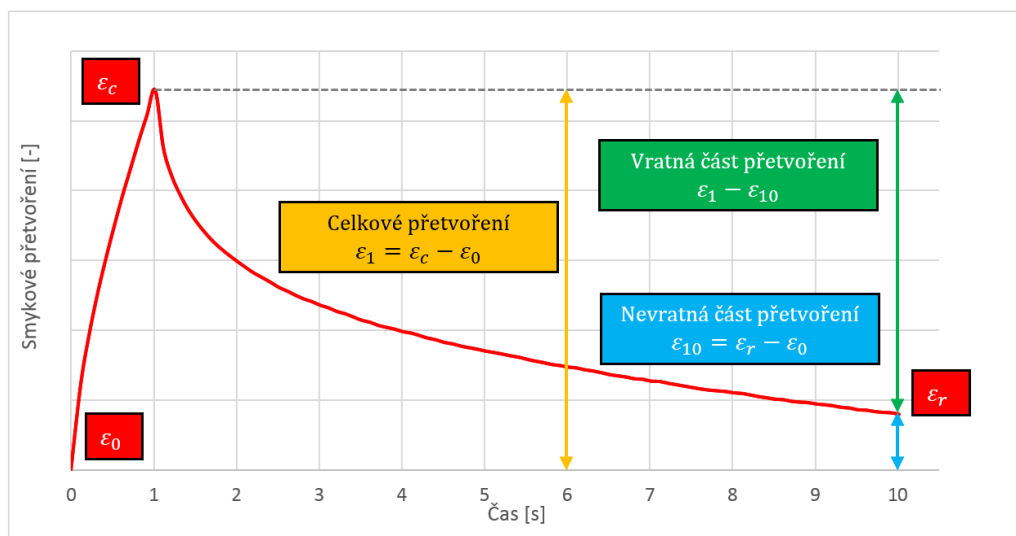
$$J_{nr;3,2kPa} = \frac{1}{10} \sum (J_{nr}(3,2kPa, N)) \quad (4)$$

Výsledným a následně hodnotícím parametrem zkoušky MSCR může být procentuální rozdíl ve smykové poddajnosti získané nejprve při napětí 0,1 kPa a následně při napětí 3,2 kPa.

$$J_{nr,diff} = \frac{J_{nr;3,2kPa} - J_{nr;0,1kPa}}{J_{nr;0,1kPa}} \cdot 100 \quad (5)$$

Dalším výstupem zkoušky MSCR je elastické zotavení, které se označuje jako  $R_N$  s jednotkou %. S rostoucí hodnotou této veličiny roste návratnost

pojiva do původního stavu. Je tedy zřejmé, že čím je tato hodnota vyšší, tím je pojivo více elastické a mělo by více docházet k pružnému navrácení pojiva resp. vrstvy vozovky do původního tvaru. Význam jednotlivých veličin zobrazuje Obrázek 5. [14]



Obrázek 5.: Průběh přetvoření

$$R_N(0,1kPa, N) = \left( \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_{10}}{\varepsilon_1} \right) \cdot 100 \quad (6)$$

$$R_N(3,2kPa, N) = \left( \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_{10}}{\varepsilon_1} \right) \cdot 100 \quad (7)$$

Následně lze vypočítat průměrné elastické zotavení pro měření při hodnotě 0,1 kPa a taktéž pro hodnoty měřené při hodnotě 3,2 kPa. [14]

$$R_{0,1kPa} = \frac{1}{10} \sum (R_N(0,1kPa, N)) \quad (8)$$

$$R_{3,2kPa} = \frac{1}{10} \sum (R_N(3,2kPa, N)) \quad (9)$$

Závěrem lze vypočítat procentuální rozdíl v elastickém zotavení získaného při napětí 0,1 kPa a 3,2 kPa. [14]

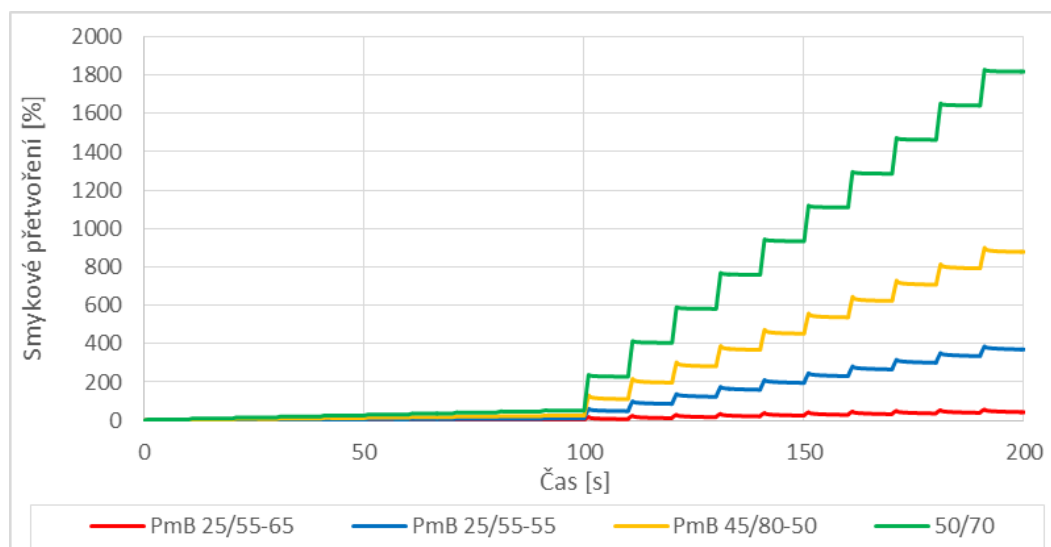
$$R_{diff} = \frac{R_{0,1kPa} - R_{3,2kPa}}{R_{0,1kPa}} \cdot 100 \quad (10)$$

Při hodnocení odolnosti pojiv vůči deformaci pomocí MSCR testu je vhodné provést tuto zkoušku po procesu simulovaného stárnutí. Tento fakt je dán tím, že asfaltové pojivo během výroby asfaltové směsi a následně během své doby životnosti stárne (podléhá termooxidační degradaci) a je tudíž důležité vědět, jakým způsobem ovlivní stárnutí vlastnosti asfaltového pojiva. [17]

Jelikož se MSCR test v Evropě teprve zavádí, nejsou v současnosti nastaveny žádné požadavky na hodnoty, které jsou výsledkem testu MSCR. Ve Spojených státech amerických byl již zaveden MSCR test do oficiální klasifikace asfaltových pojiv pro orgány státní správy a výrobce asfaltových směsí, i když ještě zcela nejsou dořešena úskalí tohoto testu.

#### 4. Výsledky testu MSCR na pojivech používaných v České Republice

V následujícím textu jsou představeny výsledky MSCR testu čtyř asfaltových pojiv stejného výrobce, která se běžně používají v ČR. Jedná se o tři polymerem modifikované asfalty a jeden silniční asfalt. Z Obrázku 6 je patrné, že nejnižší míru smykového přetvoření a tedy nejvyšší vratnou část přetvoření mají pojiva s nejvyšším stupněm modifikace. Jsou tedy nejodolnější vůči vzniku trvalých deformací.



Obrázek 6: Průběh přetvoření pro jednotlivá asfaltová pojiva

V Tabulce 1 jsou vypsány jednotlivé výsledky zkoušky MSCR zjišťované při teplotě 50 °C a 60 °C. Z parametrů je patrné, že s vyšším stupněm polymerní modifikace roste elastické zotavení  $R_N$  a naopak klesá nevratná smyková poddajnost  $J_{nr}$ . Lze tedy říct, že z vybraných pojiv jsou pro odolnost pojiv vůči trvalým deformacím vhodnější modifikovaná pojiva. Tato pojiva jsou na trhu nabízena s vyšší cenou.

Tabulka 1.: Výsledky testu MSCR u vybraných asfaltových pojiv

		PmB 25/55-65	PmB 25/55-55	PmB 45/80-50	50/70
$R_{0,1kPa}$ [%]	50°C	92,3	40,4	24,0	8,9
	60°C	81,0	33,2	9,3	2,3
$R_{3,2kPa}$ [%]	50°C	79,3	30,6	20,4	5,5
	60°C	67,9	18,7	4,3	-0,2
$J_{nr0,1kPa}$ [1/kPa]	50°C	0,00	0,09	0,24	0,51
	60°C	0,05	0,44	1,33	2,97
$J_{nr3,2kPa}$ [1/kPa]	50°C	0,01	0,11	0,26	0,55
	60°C	0,09	0,59	1,53	3,26
$R_{diff}$ [%]	50°C	14,1	24,2	15,0	38,2
	60°C	16,1	43,6	53,9	108,2
$J_{nr,diff}$ [%]	50°C	183,8	22,9	7,6	6,6
	60°C	91,0	34,0	15,1	9,7

## 5. Závěr

Článek pojednává o zkušebních metodách asfaltových pojiv, které zjišťují odolnost asfaltových pojiv vůči trvalým deformacím. Nejprve jsou představeny v ČR běžně používané metody zkoušení. Jelikož tyto metody nevystihují dostatečně odolnost pojiva vůči deformaci, byla vynalezena ve Spojených státech amerických nová zkušební metoda označovaná MSCR, která by měla důvěryhodněji popsat tuto vlastnost asfaltového pojiva. V současné době probíhají v Evropě jednání o přijetí této zkoušky do řady norem EN, ovšem nejsou zatím stanoveny požadavky. Z tohoto důvodu je nezbytné provést souhrnné srovnání jednotlivých pojiv pomocí tohoto testu a stanovit normové meze. Jako předloha mohou sloužit předpisy, které se již běžně používají ve Spojených státech amerických. V další části příspěvku jsou uvedeny výsledky testu MSCR na asfaltových pojivech, která se běžně používají v České republice. Z testu jsou dobře

patrné rozdíly mezi jednotlivými pojivy týkající se náchylnosti jednotlivých pojiv k plastické deformaci.

Závěrem lze konstatovat, že se zkušební metoda MSCR jeví jako vhodná pro vyhodnocování odolnosti asfaltových pojiv vůči trvalým deformacím a je namístě ji zahrnout ke zkušebním metodám používaným v ČR.

## Poděkování

Příspěvek vznikl s podporou projektu TA03030381 „Nové zkušební metody asfaltových pojiv a směsí umožňující prodloužení životnosti asfaltových vozovek“ a s finanční pomocí EU „OP Výzkum a vývoj pro inovace“, projekt reg. č. CZ.1.05/2.1.00/03.0097, v rámci činnosti regionálního centra AdMaS „Pokročilé stavební materiály, konstrukce a technologie“.

## Literatura

[1] ZDRÁLEK, Petr. Srovnání a posouzení různých způsobů zkoušení odolnosti asfaltových směsí proti tvorbě trvalých deformací. In: Juniorstav 2007: 9. odborná konference doktorského studia = 9th professional Conference of Postgraduate Students : sborník anotací : 24.1.2007. 1. vyd. Brno: Vysoké učení technické, 2007, s. 152. ISBN 978-80-214-3337-3.

[2] Celostátní sčítání dopravy 2010. Ředitelství silnic a dálnic ČR [online]. 2010 [cit. 2014-07-04]. Dostupné z: <http://www.rsd.cz/doc/Silnicni-a-dalnicni-sit/Intenzita-dopravy/celostatni-scitani-dopravy-2010>

[3] TP170. Navrhování vozovek pozemních komunikací. Brno: Ministerstvo dopravy České republiky, 2004. Dostupné z: <http://www.pjpk.cz/TP%20170.pdf>.

[4] ČSN EN 12697-22. Česká technická norma: Asfaltové směsi - Zkušební metody pro asfaltové směsi za horka - Část 22: Zkouška pojíždění kolem. Praha: Český normalizační institut, 2005.

[5] ČSN EN 12697-25. Česká technická norma: Asfaltové směsi - Zkušební metody pro asfaltové směsi za horka - Část 25: Cyklická zkouška v tlaku. Praha: Český normalizační institut, 2006.

[6] Danny. Simple Talking Points for Sharing Why Your State Should Be Implementing MSCR. 2011, 38 s.

- [7] ČSN EN 1427. Asfalty a asfaltová pojiva – Stanovení bodu měknutí - Metoda kroužek a kulička. Praha: Český normalizační institut, 2007.
- [8] ČSN EN 13398. Česká technická norma: Asfalty a asfaltová pojiva - Stanovení vratné duktility modifikovaných asfaltů. Praha: Český normalizační institut, 2004.
- [9] GIERHART, Danny. Simple Talking Points for Sharing Why Your State Should Be Implementing MSCR. 2011, 38 s.
- [10] Mezger 141 - MEZGER, Thomas G. The rheology handbook: for users of rotational and oscillatory rheometers. 3rd rev. ed. Hanover, Germany: Vincentz Network, 2011. ISBN 38-663-0864-7.
- [11] QI, Xicheng, Al-Khateeb AL-KHATEEB a Aroon SHENOY. Performance of the FHWA's ALF Modified-Binder Pavements. In: Proceedings of the 10th International Conference on Asphalt Pavements (ICAP). Quebec, 2006.
- [12] TECHBRIEF. The Multiple Stress Creep Recovery (MSCR) Procedure. 2011, 9 s.
- [13] A. Shenoy: "Refinement of the Superpave specification parameter for performance grading of asphalt", Journal of transportation engineering, VOL. 127, no. 5, p.357, 2001.
- [14] prEN 16659. European Standard: Bituminen and Bituminous Binders - Multi Stress Creep and Recovery Test (MSCRT). Brusel: European Committee for Standardization, 2013.
- [15] ČSN P CEN/TS 15324. Asfalty a asfaltová pojiva - Stanovení ekvivalentní teploty založené na viskozitě při nízkém smyku na dynamickém smykovém reometru v nízkofrekvenčním oscilačním modu. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2009.
- [16] ČSN P CEN/TS 15325. Asfalty a asfaltová pojiva - Stanovení viskozity při nulovém smyku v režimu pomalého toku smykovým reometrem (SSR). Praha: Český normalizační institut, 2008
- [17] STOKLÁSEK, Svatopluk. Kapitola 3: MSCR - Multiple Stress Creep-Recovery Test. Brno, 2014.
- [18] P. Bureš, J. Fiedler, Z. Komínek: „ Reologické vlastnosti asfaltových pojiv a směsí za středních a vysokých teplot“, sborník konference „Asfaltové Vozovky 2011“, České Budějovice, 2011.
- [19] S. Dreessen, J.P. Planche: "Seeking for a relevant binder test method for rutting prediction", Conference proceedings Enviroad 2009, Warsaw 2009.



7. – 8. 10. 2014

Ústav stavebního zkušebnictví, Fakulta stavební, VUT v Brně

---

## **Kontakt**

Ing. PAVEL COUFALÍK, tel: 00420 541 147 350, e-mail: cofalik.p@fce.vutbr.cz, Ústav pozemních komunikací, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.

Ing. ONDŘEJ DAŠEK, Ph.D., 00420 541 147 343, e-mail: dasek.o@fce.vutbr.cz, Ústav pozemních komunikací, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.



KONFERENCE  
ZKOUŠENÍ A JAKOST  
VE STAVEBNICTVÍ

---

## **VYUŽITIE ALTERNATÍVNYCH METÓD KONTROLY KVALITY ZEMNÝCH KONŠTRUKCIÍ**

### **USE OF ALTERNATIVE METHODS OF QUALITY CONTROL OF EARTH CONSTRUCTION**

**Dominika Ďureková, Katarína Zgútová**

Katedra technológie a manažmentu stavieb,  
Stavebná fakulta, Žilinská univerzita v Žiline

***Anotace:***

*V príspevku sú prezentované najnovšie poznatky autorov zistené experimentálnym meraním v oblasti hodnotenia kvality zemných konštrukcií. Výskum je zameraný na možnosť využitia zariadení Humboldt H4140 a Clegg CIST 882 pri kontrole kvality zemných konštrukcií.*

***Annotation:***

*In the paper there are presented the latest findings of the authors observed by experimental measurements in the evaluation of the quality of earth constructions. Research is focused on the possibility of using the device Humboldt H4140 and Clegg CIST 882 for quality control of earth structures.*

***Kľúčová slova:*** geosonda Humboldt, LDD, Clegg CIST 882, únosnosť zemnej konštrukcie

***Keywords:*** Humboldt geogauge, LDD, Clegg CIST 882, bearing capacity of earth structure

## 1. Úvod

Väčšina z bežne používaných prístrojov slúžiacich na kontrolu kvality zemných konštrukcií neurčuje objemovú hmotnosť alebo vlhkosť, čo sú dva najdôležitejšie parametre pri určovaní kvality zhutnenia. Väčšina z týchto zariadení určuje pevnosť a tuhosť.

Aby bolo možné stanoviť vzťah medzi údajmi zistenými rôznymi prístrojmi, je potrebné vyhodnotiť citlivosť zistených parametrov pri zmene typov pôdy, vlhkosti a miery zhutnenia. Počas nášho experimentu sme používali tri rôzne zariadenia. Dve z nich sa používajú na Slovensku len zriedka, a posledný, ktorý sme použili na porovnanie s našimi výstupmi je bežne používaná LDD 100.

## 2. Popis používaných prístrojov

### 2.1. CBR prístroj podľa Clegga - model CIST 882

Prístroj na meranie zhutnenia zemín podľa Clegga WS 32830 model CIST/882 predstavuje jednoduchý spôsob merania kvality konštrukcie povrchových a podkladových vlastností vrstiev, umožňuje kontrolu pri zemných prácach a zaistenie jednotného zhutnenia rozsiahlych oblastí. Prístroj na meranie zhutnenia je možné tiež využívať k vyhľadávaniu nedostatočne zhutnených oblastí [3]. Prístroj (obr.1) tvorí:

- padajúce kladivo so vstavaným senzorom zhutnenia,
- vodiaci valec z integrovanou základovou doskou a prídavné držadlo,
- merač z digitálnym displejom a spojovacím káblom.

Tieto časti sa dajú ľahko zostaviť do ľahkej prenosnej jednotky (obr. 1). Špeciálne zhutňujúce kladivo o váhe 4,5 kg sa pohybuje vo vertikálnom vodiacom valci. Po uvoľnení z určitej výšky kladivo padá vo valci a dopadá na povrch základovej dosky, pri tom je miera zbrzdzenia určená silou závislou od zhutnenia materiálu v mieste zhutňovania. Signál z presného akcelerometru, kde je zaznamenaný maximálny pokles rýchlosti kladiva, situovanom na padajúcom kladive je prenesený pomocou spojovacieho kábla na digitálny displej. Prístroj využíva princíp dynamickej metódy s využitím rázového zaťaženia [3].



Obrázok 1.: Prístroj Clegg CIST 882

## 2.2. Geosonda Humboldt H 4140

Humboldt je ručne prenosný merací prístroj, ktorý poskytuje rýchle a presné spôsoby merania deformačných charakteristík zemných konštrukcií. Skúšobná metóda je podľa výrobcu charakterizovaná ako dynamická metóda s využitím princípu metódy mechanickej impedancie. Geosonda meria mechanicú impedanciu skúšanej vrstvy, resp. meria vibračný tlak prenášaný na povrch vrstvy a výsledný povrchový priehyb ako funkciu frekvencie. Mechanická impedancia je veličina, ktorá charakterizuje odpor prostredia proti zmene jeho tvaru, alebo odpor prostredia proti pohybu telesa v ňom. Geosonda počas merania generuje elektromagnetickú energiu na úrovni 25 frekvencií v rozsahu od 100 Hz do 196 Hz, v jednom meracom intervale. Pri tom vykazuje veľmi malé posuny k zemi ( $< 1.27 \times 10^{-6} \text{ m}$ ) (obr. 2). Tuhosť je meraná pri každej frekvencii a priemer pri 25 frekvencii sa zobrazí na displeji. Tento proces vyhodnocovania trvá približne 70 sekúnd. Pri týchto nízkych frekvenciách je impedancia na povrchu kontrolovaná tuhosťou a úmerná modulu pružnosti v šmyku [1].

Výstupné parametre každého meracieho intervalu sú:

- Youngov modul pružnosti v zmysle Hookovho zákona pre izotropný, lineárne pružný materiál.
- tuhosť.



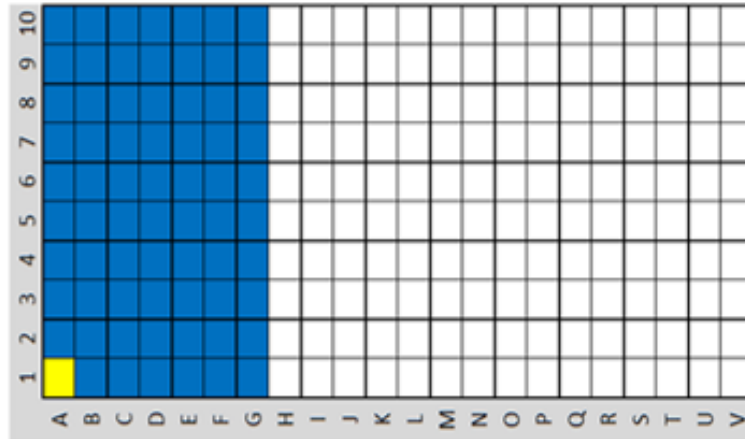
*Obrázok 2.: Geosonda Humboldt H4140*

### **2.3. Ľahká dynamická doska LDD 100**

Dynamická zaťažovacia skúška s použitím Light-Weight Deflectometer (LWD) bola vyvinutá ako skúšobný postup pre stanovenie dynamického modulu pretvárnosti  $E_{VD}$  zemín a nesúdržných materiálov. Toto zariadenie sa bežne používa v slovenských podmienkach.

## **3. Skúšobné pole**

Experiment prebiehal na skúšobnom poli, ktoré sa nachádza na pôde Žilinskej univerzity v Žiline. Rozmery skúšobného poľa sú 11x5m. Pred začiatkom experimentu sme skúšobné pole očistili od väčších kameňov odstránili sme drobné nerovnosti a vyznačili sme si sieť štvorcov, následne sme na každom štvorci vykonali meranie pomocou LDD 100 a určili sme najhomogénnejšiu časť poľa (obr. 3,4).



Obrázok 3.: Skúšobné pole s vyznačenou najhomogénnejšou časťou



Obrázok 4.: Povrchový graf skúšobného poľa

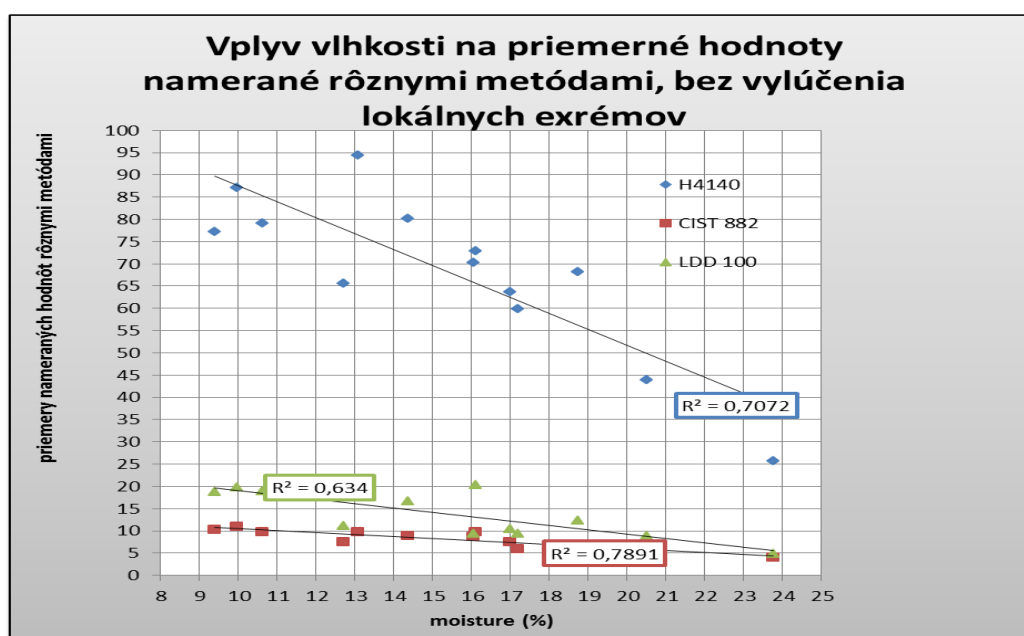
Taktiež bolo potrebné určiť základné parametre zeminy, a teda sa vykonala skúška zrnitosti, hustomerná skúška, medza tekutosti a medza plasticity. Okrem základného rozboru bola taktiež vykonaná skúška Proctor Standard.

Týmito laboratórnymi skúškami sme určili, že sa jedná o zeminu íl so strednou plasticitou F6-CI a maximálna objemová hmotnosť

$\rho_{d,max} = 1,637\text{g/cm}^3$  pri optimálnej vlhkosti 15,907 %.

## 4. Výstupy experimentálních meraní

Experimentálne meranie prebiehali od 20.5.2013 do 27.5.2014 pri rôznych teplotách a rôznych vlhkostiach podložia (tab. 1). Bolo nevyhnutné aby celý merací súbor bol realizovaný v priebehu jedného dňa z dôvodu zmeny klimatických a pôdnnych podmienok, iba v takomto prípade bolo možné určiť štatistickou analýzou korelačnú závislosť medzi jednotlivými meraniami. Všetky meracie dni sú znázornené v tabuľke (tab.1, obr. 5).



Obrázok 5.: Závislosť nameraných hodnôt zistených rôznymi metódy od vlhkosti



Tabuľka 1.: Meracie dni, priemerné hodnoty, a korelačné závislosti

dátum	T °C	w %	Priem. hod. $E_{vd}$ , zistená LDD100	Priem. hod. $E_h$ , zist.H 4140	Priem. hod. CIV, zist. CIST 882	Záv. H/LDD	Záv. H/LDD
20.5. '13	18	16,12	20,35	72,83	9,75	0,7732	0,8584
24.5. '13	10	20,5	8,93	43,85	5,37	0,8988	0,8321
29.5. '13	18	18,74	12,37	68,18	6,77	0,9037	0,8702
19.6. '13	29	10,62	19,00	79,11	9,69	0,7719	0,7762
2.7. '13	25	12,72	11,23	65,67	7,54	0,8064	0,7786
4.10. '13	0	13,09	16,65	80,24	8,9	0,6677	0,8504
9.10. '13	10	14,38	18,64	94,45	9,75	0,7960	0,8593
9.5. '14	12	17,20	9,42	59,90	5,86	0,8187	0,8951
13.5. '14	14	23,87	4,87	25,68	3,99	0,7992	0,5417
22.5. '14	26	17,01	10,50	63,78	7,56	0,8520	0,8530
23.5. '14	25	16,06	9,32	70,26	8,65	0,6032	0,7434
26.5. '14	24	9,4	18,86	77,26	10,34	0,9196	0,6786
27.5. '14	18	9,96	19,81	87,16	19,81	0,8048	0,7371
Priemerné hodnoty			13,84	68,34	8,77	0,8012	0,7903

Závislosť od vlhkosti bola stanovená aj pre vlhkostné intervaly, táto závislosť je zobrazená v tabuľke 2.

Tabuľka 2.: Závislosti nameraných hodnôt od vlhkostných intervalov

Zemina – íl so strednou plasticitou F6 - CL				
Vlhkostný interval /prístroj	9-12,99%	13-15,99%	16-18,99%	19-24%
H4140	0,7716- 0,9196 Priemer: 0,8256	0,6677- 0,7960 Priemer: 0,732	0,6032- 0,9037 Prieme: 0,790	0,7992 – 0,8988 Priemer: 0,845
Clegg CIST 882	0,6786- 0,7786 Priemer: 0,7426	0,8540- 0,8593 Priemer: 0,8549	0,7434- 0,8951 Priemer: r: 0,844	0,5417 – 0,8321 Priemer: 0,687

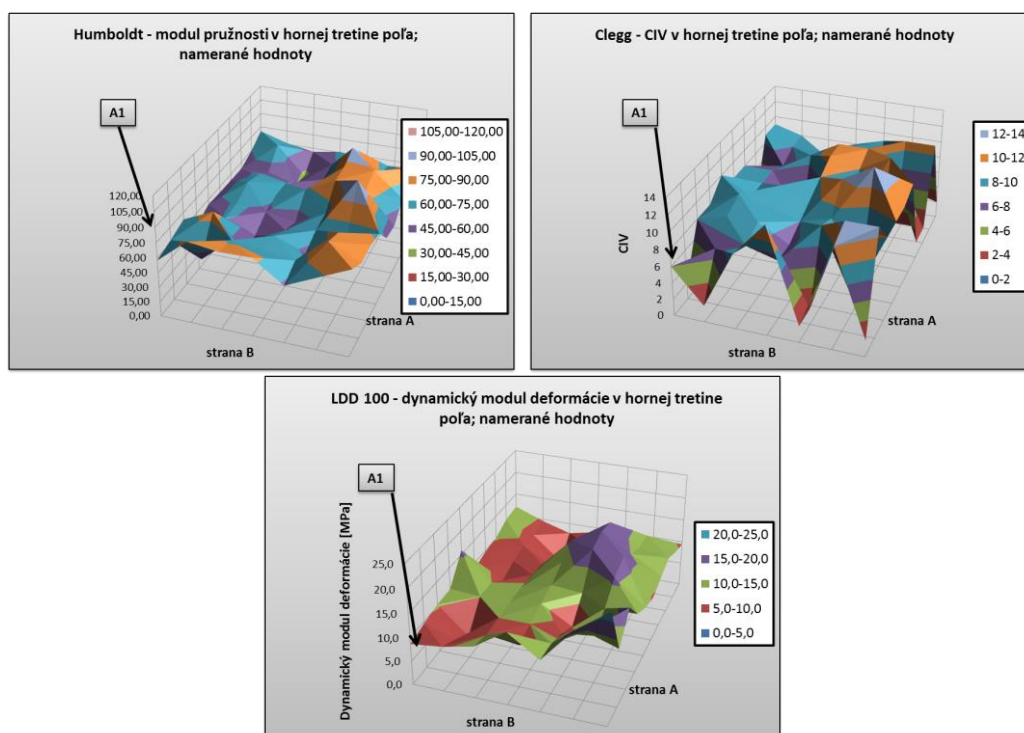
Pre každý vlhkosťný interval boli zisťované nasledujúce charakteristiky (príklad pre interval 9 – 12,99%):

- počet meracích dni, teplota a vlhkosť zeminy (tab. 3),

Tabuľka 3.: Počet meracích dni, teplota a vlhkosť zeminy

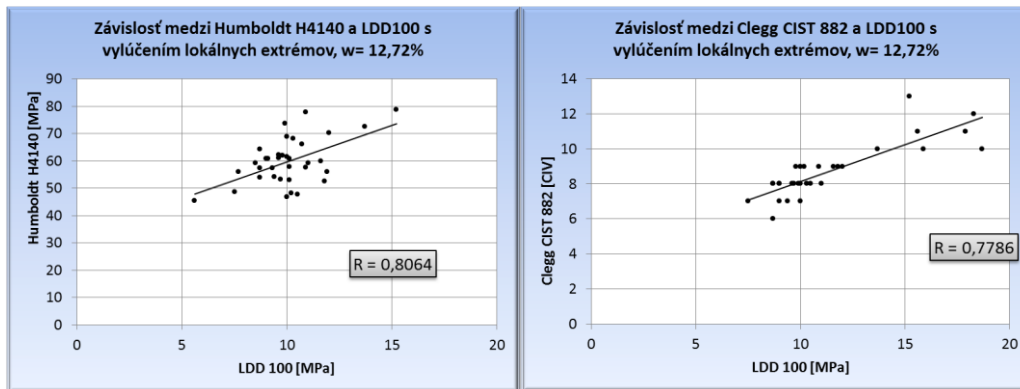
označenie	dátum	teplota	vlhkosť
1.	19.6. '13	29	10,62
2.	2.7. '13	25	12,72
3.	26.5. '14	24	9,4
4.	27.5. '14	18	9,96

- povrchové grafy pre každý deň a každý prístroj, priemerné namerané hodnoty pre každý deň a každý prístroj (obr. 6 - príklad pre deň 2.7.2013)



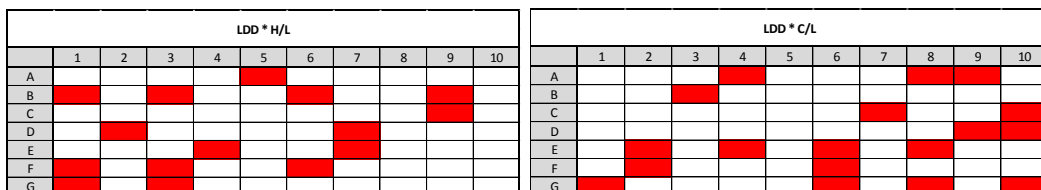
Obrázok 6.: Príklad povrchových grafov, dátum 2.7.2013

- korelačné závislosti medzi alternatívnymi metódami a a LDD 100 pre každý deň (obr. 7 – príklad pre deň 2.7.2013 )



Obrázok 7.: Závislosti medzi alternatívnymi metódami a a LDD 100 – dátum 2.7.2013 (vľavo H4140/LDD100, vpravo CIST 882/LDD100)

- lokálne extrémny a vysvetlenie (obr. 8)



Obrázok 8.: Lokálne extrémny vyznačené červenou farbou – vľavo závislosť H4140/LDD100, vpravo závislosť CIST 882/LDD100

Vysvetlenie vzniku lokálnych extrémny:

- H41410: lokálne extrémny vznikali hlavne na miestach, kde zemina bola povrchovo rozrušená (vrchné 3 – 5 cm), čo spôsobilo, že merací prstenec prístroja správne nedosadol.
- CIST882: lokálne extrémny vznikali najmä v miestach, kde zrná pôdy mali väčšie rozmery (viac ako 32 mm), čo spôsobilo, že prístroj zaznamenal hodnotu CIV z jedného zrna a nie zo zeminy.

## 5. Závěr

Na základe výsledkov nášho výskumu v oblasti návrhu a kontroly kvality zemných konštrukcií odporučiť nasledovné:

Humboldt H4140:

Podmienky použitia: Okrem nášho výskumu bol vykonaný podobný výskum v Illinois, kde zistili, že metóda je vhodná pre piesčité a ílovité zeminy, pričom lepšie výsledky boli zistené na íloch. Kamenité zeminy hodnotené neboli.

Z nášho výskumu vyplýva, že metódu je možné použiť na ílovitých pôdach a vyššie korelácie sú získané pri vlhkosti 15% a viac.

Výrobca deklaruje vhodnosť použitia prístroja na súdržné a nesúdržné zeminy, hydraulickými spojivami stmelené podkladové vrstvy, asfaltové vrstvy a podobné materiály, pričom nie je definovaná veľkosť maximálneho zrna skúšaného materiálu.

Clegg CIST882:

Výskum z Illinois uvádza, že prístroj je možné použiť pri ílovitých, piesčitých aj kamenitých zeminách, pričom závislosti sú tým lepšie, čím je maximálne zrno menšie.

Z nášho výskumu vyplýva, že prístroj je možné použiť pri ílovitých zeminách. Závislosť stúpa s vlhkosťou vyššou ako 13%.

V brožúre výrobcu je uvedené len, že prístroj je možné použiť na celý rozsah pôd a tiež na podložie tvorené úlomkami hornín.

Z osobnej skúsenosti z meraní môžeme napísať, že hodnotené prístroje sa veľmi jednoducho používajú a merania sú veľmi rýchle, dlhodobým používaním prístrojov sme zistili nasledujúce plusy a mínusy (Tab. 4, 5).

*Tabuľka 4.: Plusy a mínusy prístroja Humboldt H 4140*

Plusy	Mínusy
Rýchle výsledky - len 75 sekúnd na jedno meranie	Citlivý na proces sadania
Jednoduché použitie	Citlivý na rozrušenie v horných 3 až 5 cm
Ľahký transport (10 kg prístroj, 17 kg s puzdrom)	Citlivý na okolité otrasy
Pracuje podľa americkej normy ASTM D6758	Dosah merania je len 220 až 310 mm do hĺbky
	Vysoké vstupné náklady

*Tabuľka 5.: Plusy a mínusy prístroja Clegg CIST 882*

Plusy	Mínusy
Rýchle výsledky – 4 buchnutia kladivom Jednoduchý na použitie Ľahký transport Pracuje podľa americkej normy ASTM D5874 Relatívne nízke vstupné náklady	Neukladá dáta Citlivý na okolité otrasy Citlivý na rozrušenie vo vrchných 3 až 5 cm Nie je možné merať pri frakcií 63 mm a viac (berie hodnotu CIV len z jedného zrna)

## Literatura

- [1]HUMBOLDT MFG. CO., Geogauge™ User Guide, Model H – 4140. Norridge, IL. 60706, U.S.A., 2007.
- [2]Decký, M.; Drusa, M.; Zgutova, K.; Vangel, J.; Trojanova, M.; Benc, G.; Starsi, B. 2009. Navrhovanie a kontrola zemných konštrukcií inžinierskych stavieb. Scientific monograph. University of Zilina. Zilina: BTO print. ISBN 978-80-970139
- [3]Clegg, B, 2011, Impact Soil Tester, viewed 9.2.2011, [http://www.clegg.com.au/information\\_list12.asp](http://www.clegg.com.au/information_list12.asp)
- [1]STN 73 6192:2011-04 Shock load test of flexible pavements and subgrades, 2011.
- [4]STN 73 6133 Construction of roads. The body of roads, 2010 Gas Research Institute, The Team of Authors. Evaluation of Soil Compaction Measuring Devices, March 2005
- [5]Decký, M. - Drusa, M. - Pepucha, Ľ. - Zgútová, K.: Earth Structures of Transport Constructions. Pearson Education Limited 2013, Edinburg Gate, Harlow, Essex CM20 2JE. Edited by Martin Decký, ISBN 978-1-78399-925-5.

## Kontakt

Ing. Dominika Ďureková, tel: +421415135867, e-mail: dominika.durekova@fstav.uniza.sk  
Doc. Dr. Ing. Katarina Zgútová, tel: +421 41 5135858, e-mail: katarina.zgutova@fstav.uniza.sk

*Tento článok vznikol s podporou grantovej agentúry VEGA 1/0485/12*



## **STANOVENÍ PŘÍTOMNOSTI INHIBITORŮ KOROZE V ZATVRDLÝCH MALTÁCH**

### **DETERMINING THE PRESENCE OF A CORROSION INHIBITOR IN HARDENED MORTARS**

**Michaela Fiedlerová, Luboš Taranza,  
Rostislav Drochytka, Michael Tupý**

Ústav technologie stavebních hmot a dílců,  
Fakulta stavební, VUT v Brně

***Anotace:***

*Přítomnost inhibitorů koroze v materiálovém složení jednotlivých materiálů je inovativní prvek, významně se podílející na prodloužení životnosti železobetonových konstrukcí i samotného sanačního zákroku. Omezená kontrola a vysoká cena modifikujících přísad však vede k nedodržení předepsaného dávkování a tím k limitování jejich funkce.*

***Annotation:***

*The presence of corrosion inhibitors in the composition of building materials is an innovative feature that significantly contributes to the prolongation of the life cycle of reinforced concrete and the rehabilitation procedure itself. Limited control and the high cost of modifying additives result in failure of prescribed dosage and thus limited function.*

***Klíčová slova:*** *Inhibitory koroze, primární, sekundární, terciární, ninhydrinové činidlo, migrující inhibiční látky*

***Keywords:*** *Corrosion inhibitors, primary, secondary, tertiary, ninhydrin agent, migrating inhibiting substances*

## 1. Úvod

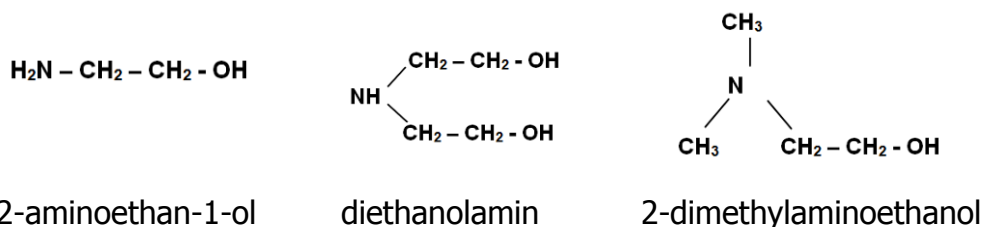
Inhibitory koroze jsou látky se schopností snižovat korozní rychlost. Mechanismus inhibice koroze spočívá v blokování anodické či katodické reakce vytvořením pasivního ochranného filmu na povrchu ocelové výztužné vložky. Vedle pasivace výztuže mohou inhibitory koroze zlepšovat nepropustnost betonu nebo zvyšovat jeho alkalitu, což vede krom zamezení koroze výztuže i ke zpomalení karbonatací betonu [1]. Inhibiční látky jsou do betonu zakomponovány primárně, tj. formou příměsí či přísady přidané do čerstvého betonu během míchání, nebo sekundárně, tj. aplikací tzv. migrujících inhibitorů, zakomponovaných v materiálech, které se aplikují na již zhotovenou konstrukci.

Komerčně využívanými inhibitory koroze jsou například hexamin, dimethylethanolamin, cinnamadehyd, kondenzační produkty aldehydů a aminů (iminy), fenylethylamin, chromany, dusitany, fosforečnany, hydrazin, kyselina askorbová atd. Inhibiční látky přidané do betonu nesmí negativně ovlivňovat jeho vlastnosti (snižování pevnosti v tlaku, vznik nežádoucích chemických reakcí mezi inhibitorem koroze a použitými přísadami, napěnění, zpracovatelnost apod.) a proto musí být vhodně zvolen druh a dávkování inhibitoru. Dávkování inhibičních látek nesmí také přílišně zdražovat betonovou záměs, proto se pohybuje v řádu desetin až jednotek %. Hodnota pH inhibitoru by měla být shodná s pH zdravého betonu [1]. Jedny z nejúčinnějších a nejvyužívanějších inhibitorů koroze jsou organické aminy, proto se i naše práce zabývala stanovením aminů ve směsi zatvrdlých malt.

### 1.1. Aminy

Aminy jsou organické sloučeniny formálně odvozené od amoniaku náhradou jednoho, dvou nebo tří vodíků za alkylovou nebo arylovou skupinu a jsou charakteristické svým nepříjemným zápachem. Podle počtu uhlovodíkových zbytků navázaných na atom dusíku se aminy dělí na primární, sekundární a terciární. Toto odstupňování značí, kolik vodíků na aminoskupině je substituováno za alkylový (či arylový) zbytek, konkrétní příklady jsou poukázány na Obrázku č. 1.





Obrázek 1.: Inhibitorů koroze s různými typy aminů; Zleva: primární, sekundární, terciární [2]

Dále se rozdělují do dvou tříd: aromatické aminy obsahující v konfiguraci benzenové jádro a alifatické, kdy atomy uhlíku tvoří přímý řetězec, rozvětvený řetězec nebo non-aromatický kruh (alicyklické). Aromatický kruh snižuje alkalitu aminu, v závislosti na jeho substituentech.



Obrázek 2.: Zleva: aromatické aminy (anisidin); alifatické aminy (butan) [2]

Vlastní důkaz obsahu inhibitoru na bázi aminů (obsahující aminoskupiny) je možno stanovit již podle rozpouštění dusíkaté organické látky ve vodě a ve zředěné kyselině chlorovodíkové. Rozpouští-li se podstatně lépe ve zředěné kyselině chlorovodíkové než ve vodě, s vysokou pravděpodobností se jedná o amin nebo jeho sůl. K přesnější identifikaci a rozlišení jednotlivých typů aminů je třeba provést test s kyselinou dusitou nebo *p*-toluensulfochloridem (HINSBERGŮV test) [3,4].

- Reakce s kyselinou dusitou: důkazem jednotlivých typů aminů může být vývin plynného dusíku (primární alifatické aminy), vznik azobarviva (primární aromatické aminy), vznik zelené staženiny (smíšené alifaticko-aromatické terciární aminy) apod. [4-7].
- Reakce s *p*-toluensulfochloridem: primární a sekundární aminy reagují s tímto činidlem za tvorby N-substituovaných sulfonamidů; oproti tomu terciární aminy nereagují. To umožňuje jejich vzájemné rozlišení.
- Barevné reakce: reakcí s anhydro-bis-indandionem (bindonem) vzniká fialové (primární alifatické aminy), zelené (aromatické) nebo modré (aromatické) zbarvení dle charakteru zkoušené látky.

- Isonitrilová reakce: primární alifatické i aromatické aminy reagují s chloroformem a hydroxidem sodným za tvorby karbylaminu, který je charakteristický silným zápachem. [5,6].
- Tvorba hořčičného oleje: zapáchající isothiokyanatan je důkazem primárních aminů.
- Důkaz terciárních aminů: terciární aminy nereagující s kyselinou dusitou se identifikují reakcí s kyselinou kyanoželeznatou v kyselém prostředí za vzniku kyanoželeznatanu alkylamonného nebo reakcí methylijodidem za tvorby kvartérních jodidů.

Metodika stanovení aminů je široká [8,9,10], avšak neposkytuje komplexní metodu, jež by jednoduše identifikovala přítomnost a koncentraci všech typů aminů. Mimo to, problematicky se jeví i fakt, že pro lidi pracující ve stavebnictví je ryze chemická či analytická odbornost značně cizí. To je doplněno faktem, že ve stavebnictví často chybí i laboratorní vybavení, které je nezbytné pro výše zmíněné analytické metody. Právě analytická chemie není v běžné stavební praxi dostupná.

## **2. Experimentální část - Stanovení přítomnosti inhibitorů koroze v zatvrdlých maltách**

Cílem výzkumu bylo nalezení rychlé a snadné metody, jež umožní stanovení přítomnosti a koncentrace inhibitorů koroze ve vzorku betonu přímo na in-situ (obdobně jako fenofalein test), popř. jiným jednoduchým laboratorním postupem. Nejvhodnějším důkazem je zbarvení, které by identifikovalo druh aminu a spektrum barvy jeho koncentraci. Cílem autorů tak bylo vytvořit jednoduchou metodu, která by umožnila jednoduše stanovit přítomnost aminů běžně ve stavební praxi. Na základě těchto požadavků byla vybrána metodika stanovení přítomnosti aminů pomocí ninhydrinového činidla. To však stanovuje pouze primární aminy, avšak ty jsou jako inhibitory koroze nejrozšířenější.

### **2.1. Příprava a materiálové složení zkušebních vzorků**

Materiálové složení zkušebních vzorků pro přípravu filtrátu vycházelo z normové betonové směsi (cement  $450 \text{ kg}\cdot\text{m}^{-3}$ , kamenivo  $1350 \text{ kg}\cdot\text{m}^{-3}$ , voda  $225 \text{ kg}\cdot\text{m}^{-3}$ ). Vedle referenční záměsi byli receptury modifikovány příměsí inhibitorů koroze v práškové či tekuté formě o koncentraci 4% z hmotnosti cementu. Cca 10g vzorku bylo mechanicky homogenizováno

v kulovém mlýně po dobu 30 s. Ze vzorku byl proveden výluh v destilované vodě, která je ideálním polárním rozpouštědlem neobsahující zbytky organických látek, které by mohli negativně ovlivnit výslednou reakci.

## 2.2. Příprava ninhydrinového činidla

K 0,4 g ninhydrinu rozpuštěného ve 30 ml absolutního etanolu (byl použit 96%) bylo přidáno 10 ml acetátového pufru (115.5 ml 1M-kyseliny octové + 100 ml 1M-hydroxidu sodného). Pufr měl pH = 5.5.

## 2.3. Stanovení fixačního indexu

1,0 ml roztoku vzorku (odpipetováno) o koncentraci 400 mg/litr byl smíchán s 0,5 ml ninhydrinového činidla. Poté se roztok ve zkumavce nechal za varu reagovat ve vodní lázni po dobu 15 minut (zkumavka se vařila v kádince s vodou). Po ochlazení směsi ve studené vodě se roztok vzorku doplnil cca 50% etanolem do objemu 5,0 ml. Následně bylo porovnáno a porovnáno zbarvení vzorků. Pro přesné určení koncentrace přítomných aminů je možné použít metodu měření absorpance světla spektrofotometricky při vlnové délce 570 nm.

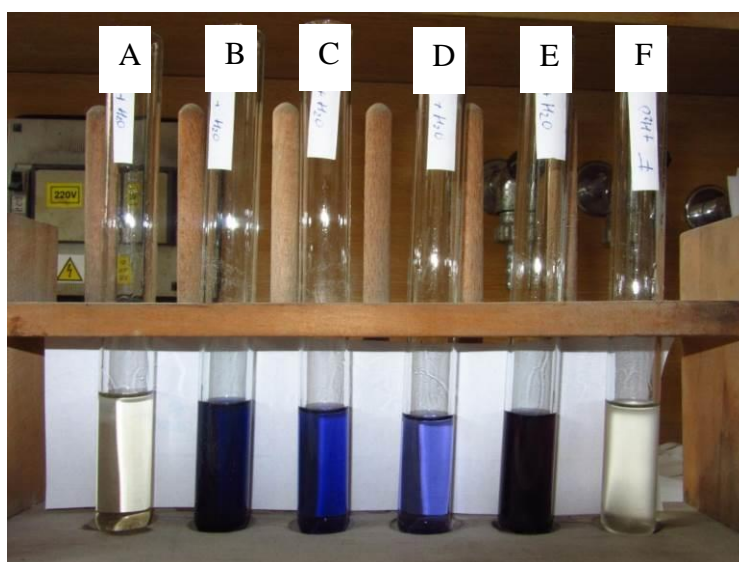
## 2.4. Vyhodnocení

Důkazem přítomnosti aminů ve vzorku za použití ninhydrinového činidla je barevná reakce v odstínech modré – fialové barvy. Pro vyhodnocení byla stanovena stupnice zbarvení 0 (bez reakce) – 6 (intenzivní modré zbarvení – přítomnost inhibitoru). Vyhodnocení:

Před samotným experimentem byly otestovány jednotlivé složky betonu (kamenivo, cement) na přítomnost aminů, aby bylo možné vyloučit vliv jednotlivých složek na výslednou reakci. Vzorek A byl referenční bez přídavku inhibitoru – ten s ninhydrinovým činidlem nereagoval. Stejně tak nebyla pozorována reakce u vzorku F, kde byl použit pouze terciární amin - ninhydrinové činidlo detekuje pouze přítomnost primárních aminů. V případě, že jsou inhibitory koroze složeny ze sloučeniny aminů primárních a sekundárních/terciárních, dochází ke slabé reakci, jako je tomu v případě C a D. Příměs inhibitorů koroze ve vzorku C a D byla přidána v práškové formě, což může být důvodem nerovnoměrného rozmíchání v čerstvé betonové směsi. Výsledky stanovení aminů ninhydrinovým testem jsou uvedeny v Tabulce č.1. Stanovení přítomnosti daného typu aminu (inhibitoru koroze) a jeho koncentrace ve vzorku betonu daná intenzitou zbarvení je viditelná na Obrázku č.3.

*Tabulka č.1: Vyhodnocení intenzity zbarvení daného typu aminu po reakci s ninhydrinovým činidlem*

Zkušební vzorek	Hodnocení (0 - 6):	Typ aminu
A – referenční	0	nepřítomen
B	5	prim + sekund + terc
C	4	primár + sekund
D	3	primár + sekund
E	6	prim + sekund + terc
F	0	terciární



*Obrázek 3.: Intenzita zbarvení po reakci s ninhydrinovým činidlem*

### 3. Závěr

Cílem experimentální práce bylo nalezení vhodné metodiky ke stanovení přítomnosti a koncentrace inhibitorů koroze na bázi aminů, jež by byla aplikovatelná ve stavební praxi ke kontrole nově realizovaných i sanovaných železobetonových konstrukcí. I když se metoda stanovení ninhydrinovým testem ukázala pro primární typy aminů jako funkční a její stanovení v laboratorních podmínkách bylo velmi jednoduché, ve stavební praxi je její provedení komplikovanější. To je způsobeno nutností odebrání vzorku a jeho vařením s uvedeným činidlem. Bude však

---

provedena hlubší analýza k nalezení metodiky, jež by mohla být jednoduše aplikována v praxi a pokud možno poskytovala i komplexní možnost stanovení primárních, sekundárních i terciárních aminů.

## Poděkování

Prezentovaná výzkumná studie byla vypracována za podpory z prostředků státního rozpočtu prostřednictvím Ministerstva průmyslu a obchodu, projektu FR-TI3/290 „Ucelený systém materiálů nové generace pro sanace železobetonových konstrukcí s využitím technologie inhibitorů koroze“. Výzkum byl částečně spolufinancován i z projektu CZ.1.07/2.3.00/30.0005 – Podpora tvorby excelentních týmů mezioborového výzkumu na Vysokém učení technickém v Brně.

## Literatura

- [1] FIEDLEROVÁ, M.; DROCHYTKA, R.; TARANZA, L.: Degradace správkových hmot vlivem působení agresivního síranového prostředí. In SANACE BETONOVÝCH KONSTRUKCÍ 2014, Brno, Ústav THD, Vysoké učení technické, 2004. ISBN 978-80-905471-1-7.
- [2] [http://en.wikipedia.org/wiki/Aromatic\\_amine](http://en.wikipedia.org/wiki/Aromatic_amine)
- [3] KOLSKÁ, Z., Analytická chemie, část 1, Univerzita Jana Evangelisty Purkyně v Ústí nad Labem, Přírodovědecká fakulta, str. 33, 2007.
- [4] Organická analýza funkční analýza, Ústav chemických léčiv, Farmaceutická fakulta, str.62-65, 2008.
- [5] BERKA, A.; FETL, L.; NĚMEC, I.: Příručka k praktiku z kvantitativní analytické chemie, Praha/Bratislava, SNTL – Nakladatelství technické literatury a Alfa, 1985.
- [6] <http://anl.zshk.cz/vyuka/dukazy-funkcnich-skupin.aspx>
- [7] HANUSEK, I.: Organická chemie II, Pardubice, Univerzita Pardubice, Fakulta chemicko-technologická, 2003.
- [8] WAGNER, CH., RUSSELL, W., PETERS, E.; The analysis of aliphatic amine mixtures; determination of secondary plus tertiary amines by the azomethine-acidimetric method. Determination of amines by azomethine acidimetric method. str. 2611 – 2614, 1947.
- [9] WAGNER, CH., RUSSELL, W., PETERS, E.; The analysis of Aliphatic Amine Mixtures; Determination of tertiary aliphatic amines in the

presence of primary and secondary amines and ammonia. The analysis of aliphatic amines mixtures. str. 2609 – 2610, 1947.

[10] CRITCHFIELD, F., JOHNSON, J.; Determination of aliphatic primary and secondary plus tertiary amines. Str. 957-959. 1957.

## **Kontakt**

Ing. Et Ing. MICHAELA FIEDLEROVÁ, tel: 00420 739 655 957, e-mail: fiedlerova.m@fce.vutbr.cz, Ústav technologie stavebních hmot a dílců, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.

Ing. LUBOŠ TARANZA, tel: 00420 541 147 521, e-mail: taranza.l@fce.vutbr.cz, Ústav technologie stavebních hmot a dílců, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.

prof. Ing. ROSTISLAV DROCHYTKA, CSc., MBA tel: 00420 541 147 500, e-mail: drochytka.r@fce.vutbr.cz, Ústav technologie stavebních hmot a dílců, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.

Ing. MICHAEL TUPÝ, Ph.D., tel: 00420 541 148 514, e-mail: tupy.m@fce.vutbr.cz, Ústav technologie stavebních hmot a dílců, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.

## **POLNÍ ZKOUŠKY OBKLADOVÝCH DESEK Z HPC**

### **FIELD TESTS OD HPC CLADDING PANELS**

**Josef Fládr<sup>1</sup>, Pavel Mañas<sup>2</sup>**

<sup>1</sup> Fakulta stavební, ČVUT v Praze  
Katedra betonových a zděných konstrukcí

<sup>2</sup> Univerzita obrany v Brně  
Katedra ženíjných technologií

***Anotace:***

*Vysokohodnotné betony jsou speciální betony s velmi vysokou tlakovou pevností. Této pevnosti je dosaženo pomocí ztužení cementové struktury ocelovými drátky. Tento cementový kompozit je schopen pohltit velké množství energie a proto dosahuje výborných výsledků při zatížení výbuchem.*

***Annotation:***

*High-performance concretes are special concretes with very high compressive strength. The strength is achieved by stiffening the structure of the material by steel fibers. Presented cementitious composite is able to absorb high amount of energy. Therefore it reaches excellent performance in blast tests.*

***Klíčová slova:*** *Vysokohodnotný beton, polní zkoušky, průstřel, průraz*  
***Keywords:*** *Hight Performance Concrete, Field Test, Penetration, Impact*

## 1. Motivace

Po 11. září 2001 (útok na World Trade Center, New York, USA) se do povědomí lidí dostala globální hrozba, terorismus. Tím vznikla potřeba dodatečné ochrany budov důležitých pro chod státu a objektů kritické infrastruktury. Příslušníci Armády české republiky od té doby byli nasazeni do více jak 25 zahraničních operací [1]. Ve většině z těchto misí bylo zapotřebí řešit ochranu vojsk pomocí budování obvodového perimetru a ochranných staveb. Od té doby do současnosti nebyly uspokojivě řešeny otázky plánovaného rychlého ukrytí živé síly na dočasných základnách.

V současnosti používané materiály pro balistickou ochranu jsou ve většině případů na bázi kovových materiálů, různých necementových kompozitních materiálů a betonů. U ochranných staveb je používán především beton, zejména z důvodu schopnosti pohltit energii tlakové vlny.

Beton, konstrukční materiál široce používaný ve stavebnictví, má i dvě podstatné nevýhody. Je to jednak nízká pevnost při namáhání tahem, jednak křehký charakter jeho porušení. Tyto nevýhody jsou v běžných konstrukcích odstraněny klasickým vyztužením v podobě samostatných ocelových prutů nebo sítí. Tak jsou obě nevýhody betonu odstraněny, neboť vhodně umístěná výztuž je schopna zachytit jak výslednici tahových napětí, tak i zabránit křehkému porušení jednotlivých prvků konstrukce.

Umístěním prutové výztuže se sice změní chování konstrukce, avšak vlastnosti samotného betonu v konstrukci zůstávají stejné. Zvětšení tahové pevnosti a změny křehkého charakteru porušení betonu lze dosáhnout pouze přímým ztužením jeho struktury. Těmto vlastnostem nejlépe odpovídá drátkobeton.

Vhodnější variantou drátkobetonu se jeví použití UHPC (ultra high performance concrete). Hlavní výhodou UHPC je velmi vysoká pevnost, která umožňuje zmenšit průřezy konstrukcí a snížit tak vlastní hmotnost konstrukce a vykazuje výrazně delší trvanlivost konstrukce. Předpokládá se, že přidáním kovových vláken do UHPC se zvýší i balistická odolnost.



## 2. Materiál HPC

Ve složení materiálu na bázi UHPC je nejdůležitější složkou kamenivo, kde nejvhodnější je kamenivo z vyvřelých hornin (čedič). Kromě vhodného mineralogického složení je důležitá křivka zrnitosti použitého kameniva. Ideální čára zrnitosti by se měla přibližovat idealizované čáře zrnitosti podle Bolomeye. Tato čára je platná pro drobné a hrubé složky kameniva. Při dodržení této čáry zrnitosti je zaručeno, že kamenivo bude tvořit pevnou kostru vyráběného materiálu. Zhotovená kostra kameniva je ztužena ocelovými drátky. Ocelové drátky musí být vyrobeny z vysokopevnostní oceli (pevnost v tahu kolem 200 MPa). Další významnou složkou je jemné (filler) kamenivo, které spolu s cementem vyplňuje malé póry a zabraňuje vzniku vzduchových dutin. Při výrobě UHPC je nutné dodržet co nejnižší vodní součinitel  $w$ , protože velké množství vody zvyšuje pórovitost.



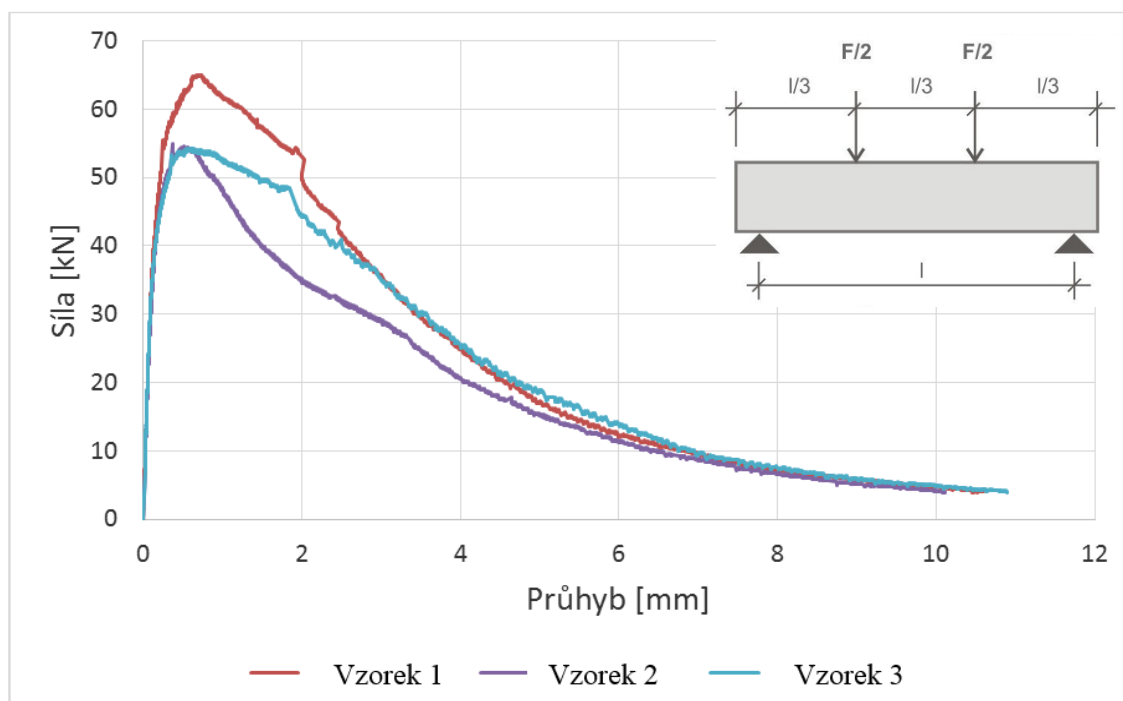
Obrázek 1.: Ukázka struktury UHPC

Technologie míchání je nedílnou součástí výrobního procesu UHPC. UHPC obsahuje větší množství velmi jemných částic, které vytvářejí hutnou

strukturu výsledného materiálu – kompozitu. Při nevhodném rozmíchání směsi mají tyto jemné částice tendenci vytvářet shluky, které znehodnocují kvalitu kompozitu. Prvním krokem je míchání složek bez přidání vody. Doba míchání a pořadí přidávání jednotlivých složek je otázkou know-how výrobních podniků a laboratoří. Tato doba i pořadí závisí na parametrech jednotlivých složek a ovlivňuje vlastnosti výsledného kompozitu. Doba míchání může být ovlivněna přidáváním příměsí nebo změnou vodního součinitele. Reologie čerstvé směsi je často vyžadovaná vlastnost, rozhodující pro některé typy cementových kompozitů.

## 2.1. Ověřování betonových vlastností

Ze směsi UHPC použité pro výrobu zkušebních desek byla vyrobena zkušební tělesa, na kterých byly testovány základní materiálové vlastnosti jako tah za ohybu na trámcích o rozměru 150x150x700 mm (viz obr. 2), osový tlak na krychlích o hraně 150x150x150 mm, osový tlak na válcích rozměru 150x300 mm a příčný tah na krychlích o hraně 150x150x150 mm. Všechny zkušební tělesa byla vyráběna a testována na Fakultě stavební, ČVUT v Praze.



Obrázek 2.: Ukázka diagramu síla / průhyb pro trámce 150/150/700

Tabulka 1. Osový tlak na krychlích 150x150x150 mm

Vzorek	Rozměr [mm]	Hmotnost [kg]	Objemová hmotnost [kg.m <sup>-3</sup> ]	Síla [kN]	Pevnost [MPa]
<b>O2.1</b>	153,8	<b>9,140</b>	<b>2641</b>	<b>3200</b>	<b>138,7</b>
	150				
	150				
<b>O2.2</b>	150,4	<b>9,195</b>	<b>2717</b>	<b>3000</b>	<b>133,0</b>
	150				
	150				
<b>O2.3</b>	151,5	<b>9,090</b>	<b>2667</b>	<b>3040</b>	<b>133,8</b>
	150				
	150				
<b>Průměr</b>		<b>9,14</b>	<b>2679,2</b>		<b>135,2</b>

Tabulka 2.: Osový tlak na válcích 150x300 mm

Vzorek	Rozměr [mm]	Hmotnost [kg]	Objemová hmotnost [kg.m <sup>-3</sup> ]	Síla [kN]	Pevnost [MPa]
<b>O2.1</b>	150	<b>14,342</b>	<b>2696</b>	<b>2320</b>	<b>131,3</b>
	301				
<b>O2.2</b>	150	<b>14,494</b>	<b>2725</b>	<b>2240</b>	<b>126,8</b>
	301				
<b>O2.3</b>	150	<b>14,211</b>	<b>2672</b>	<b>2220</b>	<b>125,6</b>
	301				
<b>Průměr</b>		<b>14,35</b>	<b>2710,6</b>		<b>127,9</b>

Tabulka 3.: Příčný tah na krychlích 150x150x150 mm

Vzorek	Rozměr [mm]	Hmotnost [kg]	Objemová hmotnost [kg.m <sup>-3</sup> ]	Síla [kN]	Pevnost [MPa]
<b>O2.1</b>	151	<b>9,124</b>	<b>2686</b>	<b>520</b>	<b>14,6</b>
	150				
	150				
<b>O2.2</b>	151	<b>9,316</b>	<b>2742</b>	<b>500</b>	<b>14,1</b>
	150				
	150				
<b>O2.3</b>	150,5	<b>8,986</b>	<b>2657</b>	<b>445</b>	<b>12,6</b>
	149,8				
	150				
<b>Průměr</b>		<b>9,14</b>	<b>2713,8</b>		<b>13,7</b>

### 3. Polní zkoušky

Při experimentu byly použity panely rozměrů 0,05x1,0x1,0 m a 0,1x1,0x1,0 m. Panely byly umístěny do stojanů vyrobených z dřevěných trámů. Trámy byly fixovány proti posunu pomocí ocelových kolíků. Panely nebo sendvič byly testovány třemi různými náložemi viz obrázek 3. Náloživo mělo pokaždé různou gramáž, aby testy pokryly co nejširší spektrum chování materiálu. Nálož byla složena ze ženíjních náložek TNT. Náloživo, instalaci a odpálení zabezpečovala 15. ženíjní brigáda Armády ČR. Panely byly před zatížením výbuchem a po zatížení zdokumentovány pomocí ultrazvukového měření, které probíhalo v měřické síti o velikosti 100/100 mm.



*Obrázek 3.: Ukázka zkoušeného panelu po testu*

## **4. Vyhodnocení zkoušek**

Vyhodnocení zkoušek prováděla Katedra ženižních technologií, UO Brno ve spolupráci s Katedrou betonových a zděných konstrukcí, Fakulta stavební ČVUT v Praze.

### **4.1. Testy průrazem**

V květnu 2013 byly na VVP Březina – Hanácká Louka provedeny testy odolnosti desek UHPC proti průrazu výbuchem PINp 10. Celkem bylo provedeno 11 testů, přičemž jedna deska byla opatřena sítí pro možnost prozvučení desky před a po zatížení výbuchem PINp 10. Podle výsledků prozvučení je nutné konstatovat, že deska byla vyrobena s laboratorní kvalitou. Po zatížení se výsledky prozvučení příliš nezměnily. To svědčí

o výborné kvalitě vyrobené desky a o velmi dobré odolnosti desky vůči průrazu. Přesto, že desky byly téměř vždy probity kontaktním výbuchem PINp 10, nedošlo k celkové destrukci desek, jak tomu bylo u předešlých testů desek z prostého betonu a z drátkobetonu. Na obrázku 4 je možné vidět desku z prostého betonu tl. 150 mm pevnosti C70/85, desku z drátkobetonu tl. 150 mm pevnosti C80/95 a desku z UHPC tl. 50 mm. U všech desek bylo použito stejné nálož 100 g PINp 10.

Lze konstatovat, že při menší tloušťce desky je materiál odolnější než desky z prostého betonu nebo z drátkobetonu. Oproti desce z prostého betonu C70/85 tl. 150 mm a desce z drátkobetonu C80/95 se deska, vyjma místo, kde vybuchla nálož, neporušila. Deska z UHPC materiálu se svými vlastnostmi blíží ocelové desce.



a)

b)



c)

*Obr. 4 Ukázka desek po výbuchu zatížených 100g P1Np 10 na desce Prostý beton tl. 150 C 70/85; b) drátkobeton tl. 150 C 80/95; c) UHPC tl. 50 C 120/140*

## 5. Závěr

Hlavní výhodou UHPC je velmi vysoká pevnost v tlaku, která umožňuje zmenšit průřezy konstrukčních prvků a snížit tak vlastní hmotnost celé konstrukce a stavba vykazuje výrazně delší trvanlivost. Další nespornou výhodou je zvýšená odolnost materiálu vůči dynamickému zatížení.

Výsledky provedených testů potvrzují schopnost materiálu lépe odolávat jak kontaktnímu výbuchu, tak i účinkům tlakové vlny výbuchu v porovnání s prostým betonem a drátkobetonem při dávce vláken 30 kg na 1m<sup>3</sup> betonu) (FRC – fibre reinforced concrete).

Jako další krok by měly následovat testy balistické odolnosti tohoto materiálu dle STANAG 2280 na zkušebních vzorcích. Dále by měla být provedena optimalizace materiálového modelu UHPC a tvaru nového úkrytu v programovém prostředí ANSYS – AUTODYN. Následovat bude výroba prototypů úkrytu a polní testy těchto úkrytů dle STANAG 2280.

## Poděkování

Realizace tohoto projektu byla provedena za finanční podpory výzkumného projektu SGS13/120/OHK1/2T/11 Cementové kompozity v extrémních podmínkách a GAČR 14-19561S Cementové kompozity v náročných podmínkách prostředí.

## Literatura

[1] <http://www.mise.army.cz/historie-misi/historie-zahranicnich-misi-3699/>

[2] Aïtcin, P.-C.: High-Performance Concrete. 1st Ed. New York, 1998, 591 p. ISBN 04-191-9270-0.

[3] Scheydt, J.S.; Müller, H.S.: Microstructure of Ultra High Performance Concrete (UHPC) and its Impact on Durability. In: Ultrahigh Performance Concrete (UHPC): Proceedings of 2nd International Symposium on Ultra High Performance Concrete. Kassel, 2008. ISBN 978-3- 89958-376-2.

[4] Stanag 2280 mc mileng (edition 1) -design threat levels and handover procedures for temporary protective structures, 2008.

## **Kontakt**

Ing. JOSEF FLÁDR, tel: +420 224354624, e-mail: josef.fladr@fsv.cvut.cz,  
Katedra betonových a zděných konstrukcí, Fakulta stavební, ČVUT  
v Praze, Thákurova 7/2077, 166 29 Praha 6

plk. doc. Ing. PAVEL MANAS, PhD., tel: +420 973 442 552, e-mail:  
pavel.manas@unob.cz, Katedra ženižních technologií, Univerzita obrany,  
Brno, Kounicova 65, 612 00 Brno



## ZATĚŽOVACÍ ZKOUŠKA VELKOROZPONOVÉ STŘEŠNÍ KONSTRUKCE PAVILONU D

### THE LOAD TEST OF THE EXHIBITION PAVILION'S LARGE-SPAN ROOF STRUCTURE

František Girgler<sup>1</sup>, Jana Růžičková<sup>2</sup>, Petr Daněk<sup>1</sup>,  
Petr Štěpánek<sup>1</sup>, Vojtěch Kostih<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební,  
Veveří 331/95, 602 00 Brno

<sup>2</sup> BESTEX spol. s r. o., Rybnická 21, 634 00 Brno

**Anotace:**

*Příspěvek prezentuje poznatky s problematikou predikce odezvy velkorozponové střešní konstrukce na působící statické zatížení. Zatěžovací zkouška, která byla provedena v rámci ověřování funkčnosti instalovaného monitorovacího systému, měla za cíl několika na sobě nezávislými metodami stanovit odezvu konstrukce na definované zatížení.*

**Annotation:**

*The paper deals with prediction of the large-span roof structure response on the applied static load. The loading test was carried out for verifying of the installed monitoring system functionality. The determination of the structure response to defined load by the mutually independent methods was the goal of the described loading test.*

**Klíčová slova:** velkorozponová střešní konstrukce, zatěžovací zkouška, monitorovací systém

**Keywords:** long-span roof structure, loading test, monitoring system

## 1. Úvod

V současnosti rekonstruovaná budova bývalého pavilonu D areálu Brněnských veletrhů a výstav (vizualizace finálního stavu "Moravian science centra Brno" viz obrázek 1) je vybavena aktivním monitorovacím systémem proti přetížení střešní konstrukce. Jak bylo prezentováno v článku [8], původní střešní konstrukce po provedení přepočtu v souladu s normou [6] nevyhovovala požadavkům na normou [1] požadovanou míru spolehlivosti. Přepočet prokázal zásadní nárůst nároků EN norem ([1] až [4]) na míru zatížitelnosti konstrukce.

Při návrhu opatření bylo využito možnosti, kterou nabízí oborová norma [5]. Tato umožňuje provozovat i nevyhovující konstrukci v režimu tzv. "řízení rizik při provozu konstrukce", přičemž v této souvislosti je nutnou podmínkou aktivní monitoring jejího chování. Instalovaný monitorovací systém identifikuje překročení (z hlediska statické spolehlivosti) mezní hodnoty působícího zatížení a upozorní na nutnost snížení jeho hladiny. V případě střešní konstrukce je tato úvaha možná při aplikaci na zatížení sněhem.

Pro vyhodnocení výstižnosti využitého numerického modelu bylo nutno provést zatěžovací zkoušku konstrukce, která poskytla spolehlivou informaci o skutečné odezvě střechy na přesně definované zatížení. Zjištěné údaje byly následně porovnány s numerickým modelem pro stanovení opravného (převodního) koeficientu.



*Obrázek 1.: Objekt pavilonu "D" - navrhovaný stav "Moravian science centra Brno"*

## 2. Stručný popis konstrukce

Ocelová konstrukce zastřešení pavilonu D byla navržena a realizována v 70. letech minulého století. Z hlediska statického uspořádání se jedná o příhradovou desku o půdorysném rozměru 108,0 x 46,5 m (osově), horní úroveň střešní konstrukce se nachází 18,3 m nad terénem. Konstrukce zastřešení je podporována 8 vnitřními sloupy, které jsou v obou směrech osově vzdáleny 30,0 m, přičemž střešní deska přesahuje základní rastr nosných sloupů o 8,25 m v příčném směru, ve směru podélném pak 8,25 m a 9,75 m. Okraj střechy a opláštění objektu (nosné sloupky obvodového pláště) je řešeno pomocí kyvných prutů uchycených ke střední styčnickové rovině příhradoviny.

Samotná nosná střešní příhradovina je sestavena z jednotlivých dílensky svařovaných jehlanů (čtyřstěnů), které jsou tvořeny svařenými ocelovými trubkami různých dimenzí (obrázek 2). Na místě stavby je potom konstrukce z těchto jehlanů spojena za pomoci montážních šroubovaných styčnicků. Celková výška střešní příhradoviny je 2,4 m, což definuje osovou vzdálenost horní a spodní roviny prutů.



Obrázek 2.: Prostorový systém střešní příhradové konstrukce objektu

Pro spolehlivý provoz střešní konstrukce je speciálně navržen monitorovací systém, který pracuje na principu nepřímého měření působícího zatížení - je snímána odezva konstrukce a z ní následně dopočítáváno působící zatížení. Presentovaný příspěvek se však z důvodu omezeného obsahu nevěnuje popisu tohoto systému, stejně jako neuvádí jeho základní funkční principy. Tomuto tématu se podrobně věnují články v jiných odborných periodikách (například [8]).

### **3. Zatěžovací zkouška - metodika provedení**

Cílem zatěžovací zkoušky bylo ověření použitého statického modelu a též funkčnosti a přesnosti instalovaného měřicího systému, neboť průhyby konstrukce určené instalovaným systémem byly ověřeny dalšími dvěma nezávislými měřeními.

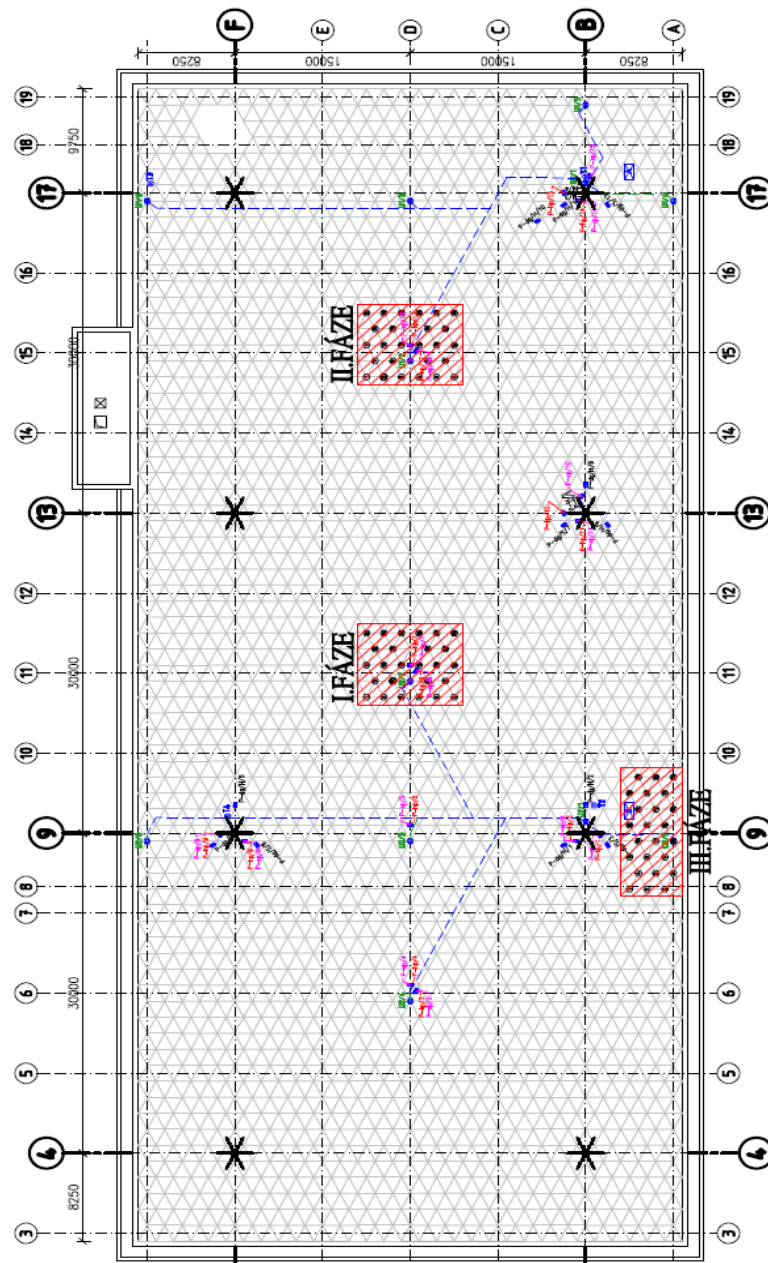
Před zatěžovací zkouškou byla na numerickém modelu konstrukce stanovena velikost zkušebního zatížení vnášeného v definovaných zatěžovacích fázích. Zatížení bylo na model střešní konstrukce aplikováno do neúčinnějších poloh a v takovém množství, aby vyvolaný průhyb byl dobře měřitelný. Bylo rozhodnuto, že k zatížení střechy budou použity plastové sudy, které se na střeše naplní zatěžovacím médiem - vodou. Maximální přípustné zatížení stanovené statickým výpočtem, aby nedošlo k lokálnímu přetížení střešní konstrukce, bylo 260 kg na jeden styčník. Celkové množství vody na střeše při jedné fázi zatěžovací zkoušky bylo až 6760 litrů.

Pro komplexní ověření odezvy konstrukce a systémem měřených hodnot byla zatěžovací zkouška provedena postupně ve třech různých polohách (tzv. zatěžovacích fázích; viz obrázek 3). Zatěžovací sestava byla postupně umístěna ve vnitřním poli (Fáze I.), v krajním poli (Fáze II.) a na konzole střešní konstrukce (Fáze III.). Každá fáze měla za cíl ověřit funkčnost monitorovacího systému v jiné části konstrukce, resp. jiném měřicím okruhu (pro detailní popis systému viz např. [8]).

Důležitým výstupem provedeného statického výpočtu byla též predikce hodnot, které by měly být v jednotlivých fázích zatěžovací zkoušky dosaženy. Porovnání teoretických a reálně dosažených hodnot je uvedeno v závěru článku.

Nezávislé ověření měřicího systému bylo provedeno především pomocí externího měření potenciometrickými snímači (instalovány po celou dobu provádění zkoušky), které měřily změnu dráhy mezi pevně definovanou základnou (podlahou pavilonu) a prohýbající se střešní konstrukcí. Takto ověřováno bylo deformační chování konstrukce ve všech místech, kde

jsou osazeny váhové členy měřicího systému. Byly tak získány údaje, které jsou přímo srovnatelné s údaji indikovanými instalovaným monitorovacím systémem. Jako doplňující měření sloužilo geodetické zaměření celé plochy dolního pásu střešní roviny, které bylo provedeno pro první a druhou fázi zatěžovací zkoušky.



Obrázek 3: Rozmístění zkušebního zatížení (I. až III. Fáze) na střeše

První fáze zatěžovací zkoušky byla provedena 19. dubna se sudy umístěnými v extrémní pozici pro vyvození maximálního průhybu v poli uprostřed (střed cca průnik modulových os D-11 - viz obrázek 3). Druhá fáze zatěžovací zkoušky proběhla 20. dubna dopoledne a sudy byly umístěny v prvním poli střešní konstrukce (modulové osy D-15, provádění zkoušky je ilustrováno na obrázku 4). Při třetí poloze zatěžování byly sudy umístěny na konzolu nad průsečík modulových os A-9, přičemž tato fáze probíhala v odpoledních hodinách téhož dne.

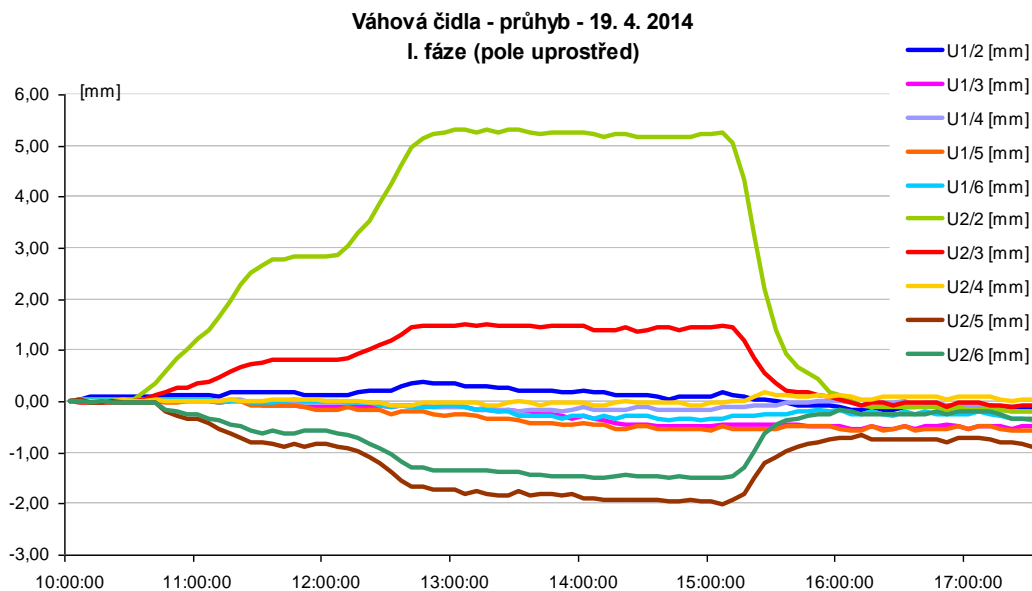
Naplňování sudů probíhalo rovnoměrně vzhledem k statickému působení na konstrukci. Plnění bylo prováděno ve dvou úrovních. Po dosažení poloviny objemu všech sudů byla provedena technologická pauza pro ustálení čtení měřicího systému. Poté bylo pokračováno v napouštění sudů po maximální hladinu. Při dosažení požadovaného zatížení došlo k další přestávce nutné k ustálení měřicího systému a také ke geodetickému zaměření spodní roviny střechy. Po dokončení všech měření byly sudy vyprázdněny a ze střešní konstrukce odklizeny.



*Obrázek 4: Zatěžovací stand - rozmístění sudů a jejich plnění*

#### 4. Výsledky získané ze zatěžovací zkoušky

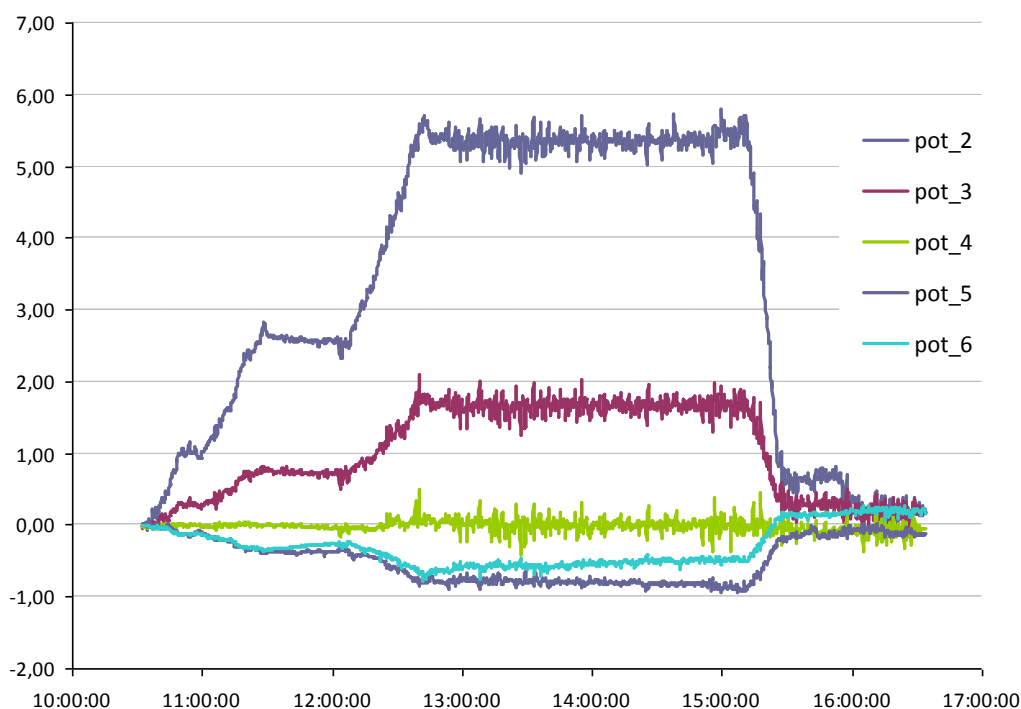
Průhyby byly kontinuálně měřeny čidly váhových členů instalovaného měřicího systému (graf zaznamenaného měření je pro Fázi I. uveden na obrázku 5, průběh pro další fáze zde není s ohledem na rozsah článku uveden). Kontrolní měření prováděné odporovými potenciometry externě osazenými na konstrukci je pro příklad uvedeno na obrázku 6 (I. fáze). Jednorázově před a po provedení příslušné fáze zatěžovací zkoušky bylo provedeno geodetické zaměření spodní roviny střešní konstrukce (pouze pro I. a II. fázi zatěžovací zkoušky). Získané výsledky z geodetického měření jsou v rámci článku uvedeny v závěrečném vyhodnocení (porovnání výsledků).



Obrázek 5: Naměřené hodnoty průhybů z váhových členů - I. fáze zatěžování (19. 4. 2014)

V průběhu zatěžovací zkoušky bylo kontinuálně (v cca hodinových intervalech) prováděno měření směru a rychlosti větru. Rychlost větru ovlivňuje získané hodnoty především u měření potenciometry. U měření prováděných váhovými členy je vliv špičkové rychlosti větru negován pomalou reakční dobou čidla a dochází tak k vyhlazení výkmitů konstrukce způsobené nárazem větru. Je však nutno si uvědomit, že odečtené hodnoty ovlivňuje střední rychlost větru, která sáním způsobuje

nadzvedávání konstrukce a působí tak proti směru vloženého zatížení. Tento efekt je třeba v rámci provozu měřicího systému zohlednit. Ovlivnění měřených výsledků větrem je dobře patrné především v sobotu 19. 4. 2014 na záznamu z potenciometrických snímačů (obrázek 6), kdy bylo působení větru intenzivnější než-li následující den.



*Obrázek 6: Průhyby z instalovaných potenciometrů při I. fázi zatěžování (19.4. 2014)*

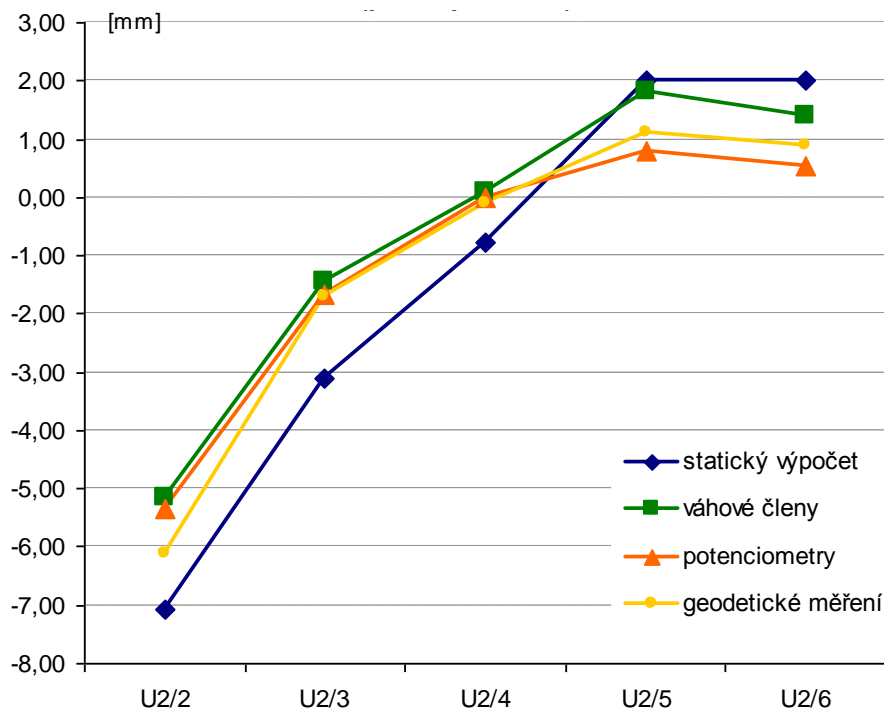
## 5. Diskuze dosažených výsledků a závěr

Porovnání teoretických hodnot s naměřenými údaji je provedeno na následujících grafech (obrázek 7, obrázek 8 a obrázek 9; pozn.: spojnice jednotlivých bodů nezobrazují reálnou deformaci konstrukce, slouží pouze pro zvýraznění rozdílů). Z uvedených grafů je dobře patrná shoda experimentálně měřených dat získaných z potenciometrů, váhovými členy a geodeticky. Při srovnání je zřejmé, že tuhost numerického modelu je nižší než tuhost skutečné konstrukce. Tento trend je dobře patrný ve všech provedených zatěžovacích fázích (polohách). Nižší tuhost

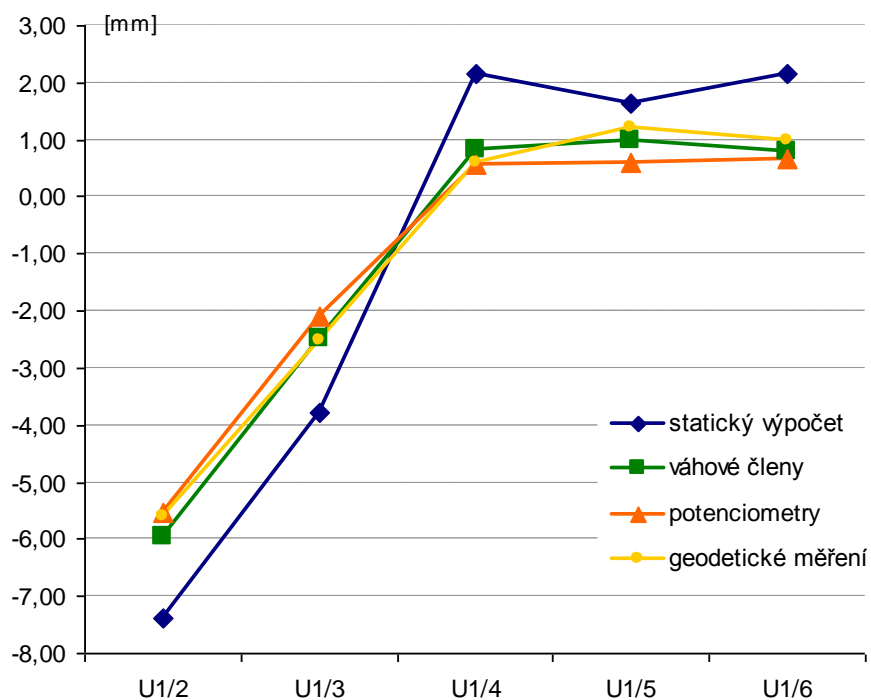


konstrukce z numerického modelu jde především na vrub přijatým zjednodušujícím podmínkám při jeho tvorbě.

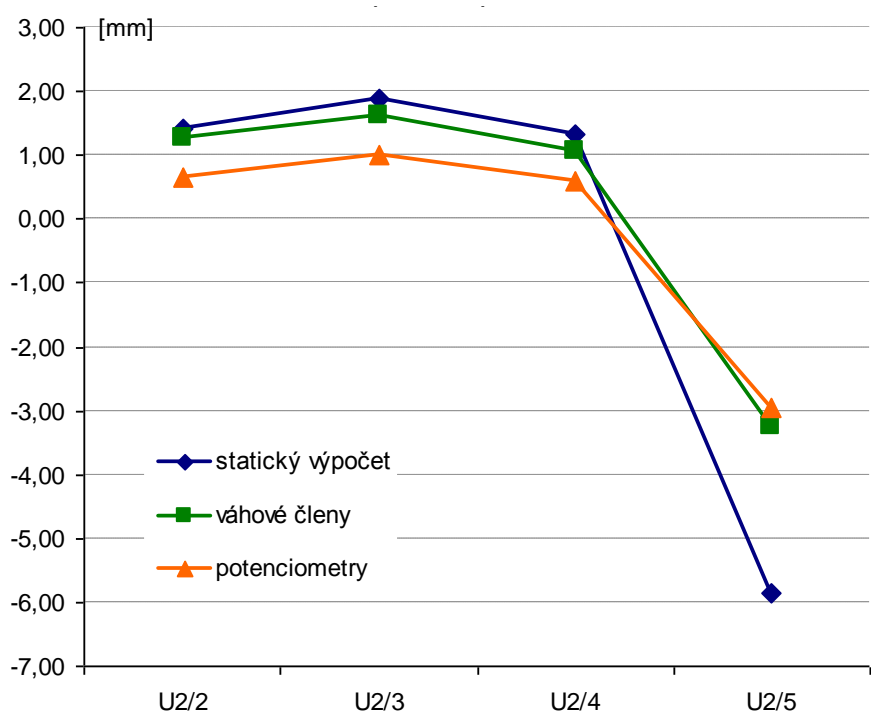
Výrazný rozdíl je především patrný při určení průhybů na konzole střešní konstrukce. Zde při tvorbě numerického modelu nebyla zohledněna tuhost obvodového pláště, která, jak je z výsledků dobře patrné, výrazně ovlivňuje získané hodnoty a snižuje průhyby konstrukce.



Obrázek 7: Porovnání teoretických hodnot s měřnými údaji - I. fáze ZZ



Obrázek 8: Porovnání teoretických hodnot s měřenými údaji - II. fáze ZZ



Obrázek 9: Porovnání teoretických hodnot s měřenými údaji - III. fáze ZZ

Z výše uvedeného srovnání hodnot průhybů stanovených potenciometry a instalovanými čidly je dobře patrná funkčnost navrženého systému, která byla zatěžovací zkouškou ověřena. Hodnoty indikované instalovanými čidly jsou srovnatelné s hodnotami získanými potenciometrickým měřením. Správnost potvrdilo i nezávislé měření prováděné pomocí velmi přesné nivelace, které s oběma měřeními velmi dobře korelovalo. Numericky predikované hodnoty vykazovaly ve všech měřených bodech větší (absolutně) průhyby, které jsou způsobeny ve výpočtu přijatými zjednodušeními.

## Poděkování

Při zpracování návrhu monitorovacího zařízení bylo spolupracováno s týmem profesora Vejvody z ÚAM Vítkovice a Ing. Miroslavem Pohlem. Prezentované výsledky byly získány za finančního přispění projektu Technologické agentury České republiky TA02011368 "Systémy proti přetížení lehkých střešních konstrukcí klimatickým zatížením". Člen autorského kolektivu je navíc podpořen v rámci projektu MŠMT CZ.1.07/2.3.00/30.0005.

## Literatura

- [1] ČSN EN 1990 (73 0002) Zásady navrhování konstrukcí.
- [2] ČSN EN 1991-1-1 (73 0035) Zatížení konstrukci - Část 1-1: Obecná zatížení.
- [3] ČSN EN 1991-1-3 (73 0035) Zatížení konstrukci - Část 1-3: Obecná zatížení – zatížení sněhem.
- [4] ČSN EN 1991-1-4 (73 0035) Zatížení konstrukci - Část 1-4: Obecná zatížení – zatížení větrem.
- [5] ČSN 73 2604 (2012) Ocelové konstrukce - Kontrola a údržba ocelových konstrukcí pozemních a inženýrských staveb.
- [6] ČSN ISO 13822 (ČSN 73 0038) Hodnocení existujících konstrukcí.
- [7] ČSN 73 2030 (1994) Zatěžovací zkoušky stavebních konstrukcí - Společná ustanovení.
- [8] GIRGLE, F.; ŠTĚPÁNEK, P.; DANĚK, P.; RŮŽIČKOVÁ, J.; ŠVAŘÍČEK, L. Monitorovací systém proti přetížení lehkých střešních konstrukcí klimatickým zatížením. Materiály pro stavbu, 2014, roč. 20, č. 2, s. 46-50. ISSN: 1213- 0311.

## Kontakt

Ing. FRANTIŠEK GIRGLE, Ph.D., tel: 00420 541 147 871, e-mail: girgle.f@fce.vutbr.cz, Ústav betonových a zděných konstrukcí, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.

Ing. JANA RŮŽIČKOVÁ, tel: 00420 543 215 237, e-mail: bestex.ruzickova@bestex.cz, BESTEX spol. s r. o., Rybnická 21, 634 00 Brno

Ing. PETR DANĚK, Ph.D., tel: 00420 541 147 492, e-mail: danek.p@fce.vutbr.cz, Ústav stavebního zkušebnictví, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.

prof. RNDr. Ing. PETR ŠTĚPÁNEK, CSc., tel: 00420 541 147 848, e-mail: stepanek.p@fce.vutbr.cz, Ústav betonových a zděných konstrukcí, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.

Ing. VOJTĚCH KOSTIHA, tel: 00420 541 147 871, e-mail: kostiha.v@fce.vutbr.cz, Ústav betonových a zděných konstrukcí, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.

## **PŘEDBĚŽNÉ MĚŘENÍ KONCENTRACE DRÁTKŮ V DRÁTKOBETONOVÝCH SEGMENTECH OSTĚNÍ TUNELU**

### **PRELIMINARY MEASUREMENTS OF WIRE CONCENTRATION IN THE FIBRE-CONCRETE TUNNEL LINING SEGMENTS**

**Leonard Hobst<sup>1</sup>, Petr Bílek<sup>2</sup>,  
Jaromír Láník<sup>1</sup>, Jan Vodička<sup>3</sup>**

<sup>1</sup> VUT v Brně, Fakulta stavební, ÚSZK  
<sup>2</sup> VUT v Brně, Ústav soudního inženýrství  
<sup>3</sup> ČVUT v Praze, Fakulta stavební

***Anotace:***

*Praktické odzkoušení vyvinuté magnetické metody na stanovení koncentrace drátků v drátkobetonových konstrukcích. Magnetická sonda byla odzkoušena na lamely ostění tunelu, které bylo podrobena destruktivním zkouškám v Kloknerově ústavu ČVUT v Praze.*

***Annotation:***

*Practical testing of the developed magnetic methods for determining the concentration of wires in fibre-concrete structures. Magnetic probe was tested on the slat lining that has been subjected to destructive tests in Klokner Institute of the Czech Technical University in Prague.*

***Klíčová slova:*** *Nedestruktivní zkoušení, drátkobetonové konstrukce, homogenita drátkobetonu, magnetické metody, kalibrace.*

***Keywords:*** *Non-destructive testing, steel fibre-concrete structures, homogeneity of wire distribution, magnetic method, calibration*

## 1. Úvod

Drátkobetonové konstrukce patří k moderním typům konstrukcí, které nacházejí stále širší využití při výstavbě nových inženýrských děl. Drátkobeton se používá zvláště tam, kde se předpokládá, že na konstrukci budou působit ve zvýšené míře tahové síly. Drátkobetonové konstrukce proto mohou v mnoha případech nahradit konstrukce vyztužené klasickou betonářskou výztuží. Jednou z oblastí, kde se začal drátkobeton s výhodou uplatňovat jsou segmenty ostění u železničních tunelů. Důležitým předpokladem správného chování drátkobetonové konstrukce je, že navržené množství drátků je v objemu betonu rovnoměrně rozptýleno, že netvoří „shluky“, anebo naopak „řediny“. Pro stanovení koncentrace drátků v drátkobetonu byly vyvinuty různé metody, založené na rozličných fyzikálních základech. V zásadě se však používají dva principy, založené na specifických vlastnostech drátků:

1) vyšší objemová hmotnost drátků vzhledem k betonu

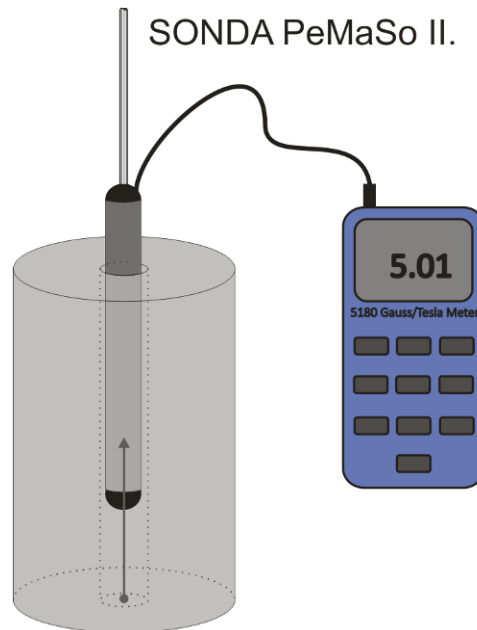
2) jiná magnetická permeabilita drátků vzhledem k betonu.

Tím, že vybrané lamely z ostění tunelu, byly podrobeny zatěžovacím zkouškám na Kloknerově ústavu ČVUT v Praze, bylo možné na odzkoušených lamelách ostění uskutečnit i srovnávací zkoušky na stanovení koncentrace drátků ve vybraných průřezech ostění.

## 2. Princip metody magnetické kontroly koncentrace drátků v drátkobetonu

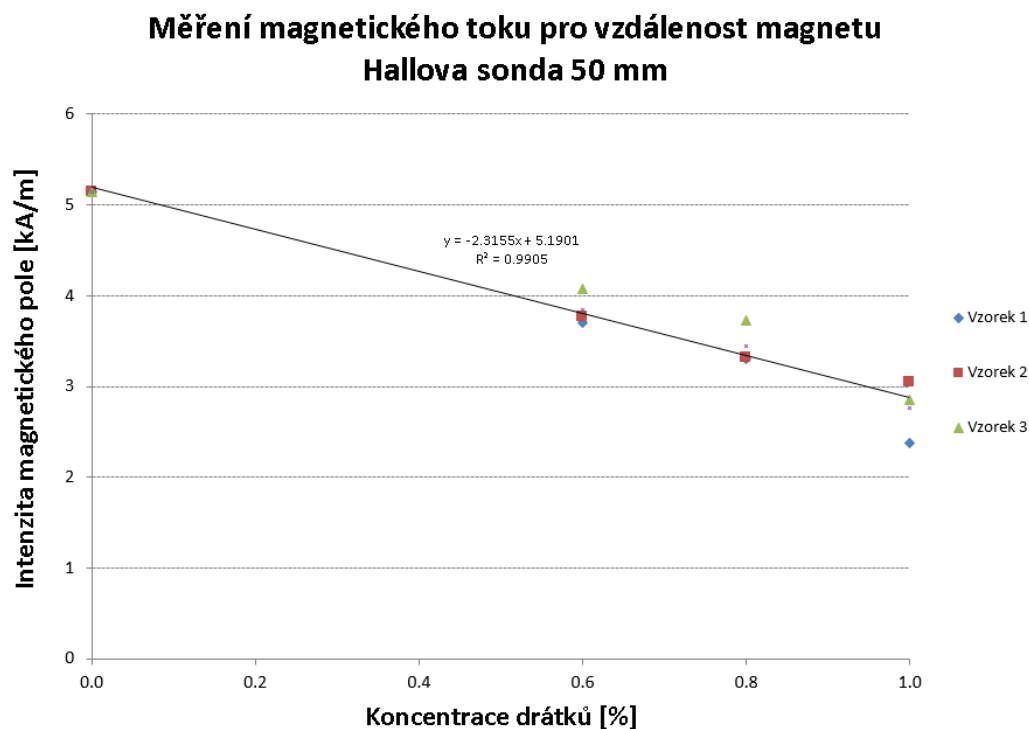
Vývojem metod na kontrolu koncentrace drátků v drátkobetonových konstrukcích se se zabývají pracovníci Ústavu stavebního zkušebnictví FAST VUT v Brně již po řadu let. Výsledkem výzkumu je „magnetická sonda“ [7], která využívá měření změny magnetického pole v okolí permanentních magnetů [1], která je vyvolána přítomností drátků (obr. 1).

Jistou nevýhodou této metody je to, že magnetická sonda se musí umisťovat při měření do předvrtaných otvorů v drátkobetonové konstrukci. Průměr vývrtu je 25 mm, což konstrukci vcelku nepoškozuje [3], [6]. Přesto se již nejedná o ryze nedestruktivní, ale semidestruktivní metodu. Vývrt do konstrukce však na druhé straně umožňuje sledovat změny v koncentraci drátků při posunu sondou podél vývrtu.



Obrázek 1.: Schéma sondy PeMaSo-2

Při vývoji sondy se optimalizoval počet permanentních magnetů a optimalizovala se vzdálenost povrchu permanentních magnetů od měřící Hallovy sondy. Pro takto optimalizovanou sestavu byla na základě kalibračního měření zhotovena kalibrační křivka [2], která umožňuje stanovit na základě údajů hodnoty magnetického pole stanovit koncentraci drátků v rozsahu 0 až 1% (obr. 2). Právě tato sonda byla využita při kontrole koncentrace drátků v lamelách ostění tunelu. Vlastní měření probíhalo ve dvou fázích. V první fázi byly z lamely ostění po destruktivní zkoušce odebrány jádrové vývrty  $\varnothing$  150 mm a délce 400 mm (celkem 10 vzorků). Do těchto vývrtů pak byly v laboratořích ÚSZK vyvrtány centrické otvory  $\varnothing$  25 mm a vlastní měření probíhá v laboratořích ústavu. V další fázi měření je připravována kontrola přímo na zkoušené konstrukci, kde ve zvolených místech budou odvrtány otvory  $\varnothing$  25 mm, ve kterých bude koncentrace drátků magnetickou sondou měřena.

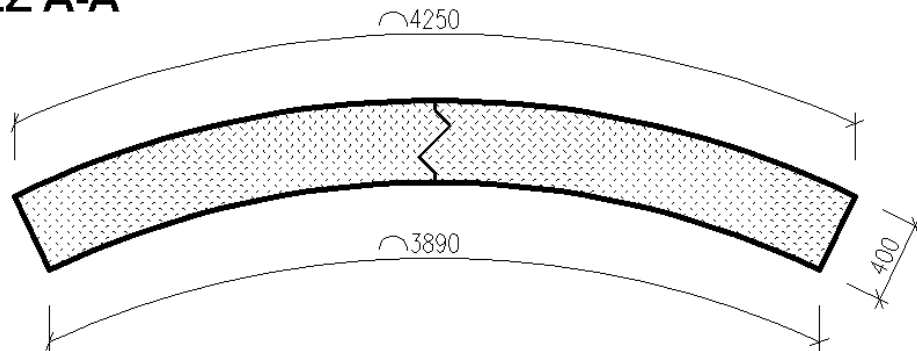
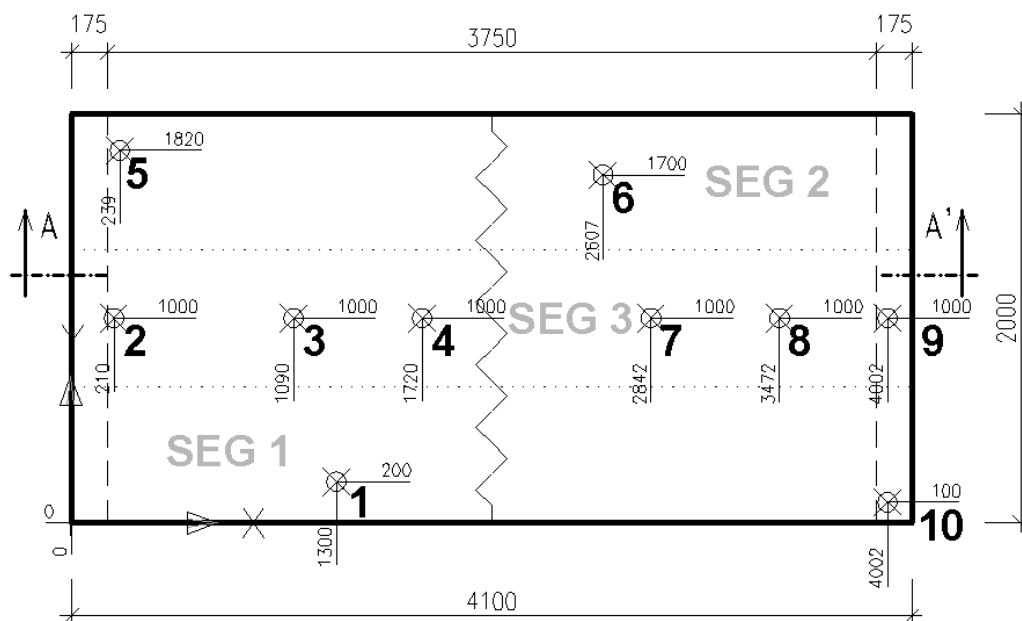


*Obrázek 2.: Korelace mezi úbytkem intenzity magnetického pole a rostoucí koncentrací drátků ve vzorcích*

### **3. Předběžné výsledky měření koncentrace drátků na vzorcích ostění**

Pro odběr válcových vzorků  $\varnothing$  150 mm byla použita lamela ostění, odzkoušená na lámací dráze. Původní rozměr lamely byl 2 m x 4,2 m x 0,4 m. Pro osazení na lámací dráhu musela být lamela podélně rozříznuta na 3 přibližně stejné díly, které byly během zkoušky uprostřed rozlomeny. Vzniklo tak 6 dílů z jedné lamely (obr. 3). Odběry válcových vzorků se uskutečnily v jednotlivých dílech a přesné umístění odběrných míst je opět vyznačeno v obr. 3. Postup při odběru vzorků je zobrazen na obr. 4.



**ŘEZ A-A'****PŮDORYS**

*Obrázek 3.: Rozložení odběrných míst na dílci*

V laboratořích ÚSZK byly vyvrtány centricky otvory  $\varnothing 25$  mm a jednotlivé vzorky byly proměřeny tak, že magnetická sonda byla posunována po „kroku“ 10 mm po celé tloušťce lamely (obr. 5).



*Obrázek 4.: Foto z odběru vzorků*

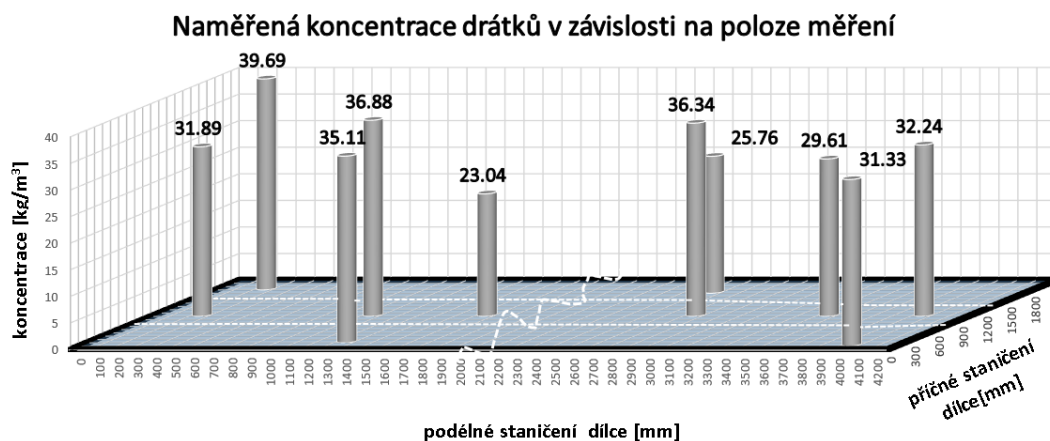


*Obrázek 5.: Měření odebraného vzorku č. 3*

Jednotlivá měření po délce vývrtu byla zprůměrována a výsledky byly vyneseny do tab. 1 a do grafu obr. 6.

*Tabulka 1.: Naměřené hodnoty koncentrací v jednotlivých vývrtech*

Vzorek	č. 1	č. 2	č. 3	č. 4	č. 5	č. 6	č. 7	č. 8	č. 9	č. 10
Intenzita magnetického pole [kAm]	4.94	5.05	4.88	5.36	4.78	5.26	4.90	5.13	5.04	5.07
Koncentrace [%]	0.45	0.41	0.47	0.29	0.51	0.33	0.46	0.38	0.41	0.40
Objemové množství drátků [kg/m <sup>3</sup> ]	<b>35.11</b>	<b>31.89</b>	<b>36.88</b>	<b>23.04</b>	<b>39.69</b>	<b>25.76</b>	<b>36.34</b>	<b>29.61</b>	<b>32.24</b>	<b>31.33</b>



*Obrázek 6.: Graf naměřené koncentrace v závislosti na poloze měření na dílci*

## 4. Závěr

Využití magnetických vlastností drátků, pro určování jejich koncentrace v drátkobetonové konstrukci, se jeví jako perspektivní metoda. Tato metoda se postupně dostává ze stádia laboratorního měření do praktických aplikací na stavbě. Další vývoj bude zaměřen na stanovení

vlivu jednotlivých typů drátků na výsledek měření a dále na vývoj speciálních pomůcek, které by umožnily na konstrukci provádět průběžná měření magnetickou sondou.

## Poděkování

Příspěvek vznikl v rámci řešení projektu specifického výzkumu FAST-S-14-2490, projektu CZ.1.05/2.1.00/03.0097, v rámci regionálního centra AdMaS „Pokročilé stavební materiály, konstrukce a technologie“ a dále projektu TE 01020168-CESTI, TAČR - centra kompetence.

## Literatura

- [1] BÍLEK, P.; HOBST, L. Ověřování homogenity drátkobetonu na kalibračních vzorcích vyvíjenou magnetickou metodou. *Sanace betonových konstrukcí*, 2012, roč. 2012, č. 1, s. 278-284. ISSN: 1211-3700.
- [2] HOBST, L.; BÍLEK, P.; ANTON, O.; VALA, J. Další vývoj magnetické metody pro testování homogenity drátkobetonové konstrukce. In *19. BETONÁŘSKÉ DNY 2012. Sborník ke konferenci*. Hradec Králové, ČBS Servis, s. r. o. 2012. p. 479 - 482. ISBN 978-80-87158-32-6.
- [3] ŠEPS, K.; VODIČKA, J. Únosnost vyztužených vláknobetonových prvků s vývrty malých průměrů. In *19. BETONÁŘSKÉ DNY 2012. Sborník ke konferenci*. Hradec Králové, ČBS Servis, s. r. o. 2012. p. 475 - 478. ISBN 978-80-87158-32-6.
- [4] HOBST, L.; BÍLEK, P. Various control methods developed for fibre-concrete structures. In *Recent advances in integrity-reliability-failure*. IRF. Funchal, Madeira, Portugal, INEGI. 2013. p. 721 - 730. ISBN 978-972-8826-27-7.
- [5] BÍLEK, P.; VALA, J.; VODIČKA, J.; HOBST, L. Nová srovnávací měření při kontrole homogenity drátkobetonu. In *Konference Zkoušení a jakost ve stavebnictví. Sborník recenzovaných příspěvků 2012*. Brno, Česká republika, knihovnicka.cz. 2012. p. 27 - 36. ISBN 978-80-214-4578-9.
- [6] VODIČKA, J.; HOBST, L.; ŠEPS, K.; České vysoké učení technické, Praha, CZ: Způsob zkoušení homogenity drátkobetonu na hotových drátkobetonových konstrukcích. 304 173, patent. 2013.

[7] HOBST, L.; BÍLEK, P.; ANTON, O.; Vysoké učení technické v Brně, Brno, CZ: Hlubková magnetická sonda na stanovení homogenity drátkobetonu. CZ 25427 U1, užitný vzor. 2013.

## **Kontakt**

Prof. Ing. LEONARD HOBST, CSc., VUT v Brně, Fakulta stavební, ÚSZK, Veveří 95, Brno, tel.: 541 147 836, e-mail: hobst.l@fce.vutbr.cz

Ing. et Ing. PETR BÍLEK, VUT v Brně, Ústav soudního inženýrství, Údolní 53, Brno, e-mail: petr.bilek@usi.vutbr.cz

Ing. JAROMÍR LÁNÍK, VUT v Brně, Fakulta stavební, ÚSZK, Veveří 95, Brno, e-mail: lanik.j@fce.vutbr.cz

Doc. Ing. JAN VODIČKA, CSc., ČVUT v Praze, Fakulta stavební, Katedra betonových a zděných konstrukcí, Thákurova 7, 166 29 Praha 6, e-mail: jan.vodicka@fsv.cvut.cz



**SKÚMANIE VPLYVU KORÓZIE OCELE NA  
SÚDRŽNOSŤ VÝSTUŽE S BETÓNOM POUŽITÍM  
URÝCHLENEJ METÓDY KORÓZIE**

**ANALYZING THE EFFECTS OF STEEL  
CORROSION ON BOND BETWEEN REBARS  
AND CONCRETE BY APPLICATION  
OF ACCELERATED CORROSION TEST**

**Ivan Hollý, Juraj Bilčík**

Katedra betónových konštrukcií a mostov,  
SvF STU v Bratislave

***Anotácia:***

*Chloridmi iniciovaná korózia výstuže patrí k najčastejším príčinám porúch železobetónových konštrukcií, vystavených pôsobeniu chloridov (mosty, parkovacie plochy, atď.). V príspevku je popísané skúmanie vplyvu korózie ocele na súdržnosť. Požadovaný stupeň korózie ocele sa dosahuje použitím urýchlenej metódy korózie výstuže.*

***Annotation:***

*Chloride-induced corrosion is the most important failure in structures exposed to chloride containing environment, (bridges, park decks, etc.). The paper introduces the effect of steel corrosion on bond. Requested corrosion levels are reached with accelerated corrosion tests.*

***Kľúčové slová:*** urýchlené metódy korózie, betón, súdržnosť, chloridy

***Keywords:*** accelerated corrosion tests, concrete, bond, chlorides

## 1. Úvod

Korózia výstuže patrí k najčastejším príčinám porúch železobetónových konštrukcií. V závislosti od podmienok môžu pri korózii vznikajúce korózne produkty pritom zväčšujú svoj objem, ktorý môže byť až 6,5-násobne väčší, ako je objem pôvodného materiálu (ocele). Tým dochádza k vzniku trhlín v betóne a v ďalšom priebehu k ich rozširovaniu, čím sa čiastočne alebo úplne naruší súdržnosť výstuže a betónu. Súdržnosť výstuže a betónu je pritom jednou zo základných podmienok spolupôsobenia oboch materiálov pri prenášaní zaťaženia.

Prirodzená korózia výstuže v železobetónových konštrukciách je zložitý a dlhodobý jav, ktorý prebieha niekoľko rokov. Pre jej urýchlenie boli vyvinuté viaceré metódy. Výhoda týchto metód spočíva v tom, že v pomerne krátkom čase možno získať požadovaný stupeň korózneho napadnutia výstuže. Na urýchlenie dosiahnutia požadovaného stupňa korózie výstuže bola použitá metóda založená na princípe elektrolýzy (galvanostatická metóda).

## 2. Experimentálny program

Hlavným cieľom experimentálneho programu bolo overiť vplyv korózie ocele na súdržnosť výstuže a betónu. Skúšanie vzoriek prebiehalo v priestoroch Centrálného laboratória SvF STU v Bratislave.

### 2.1. Popis vzoriek

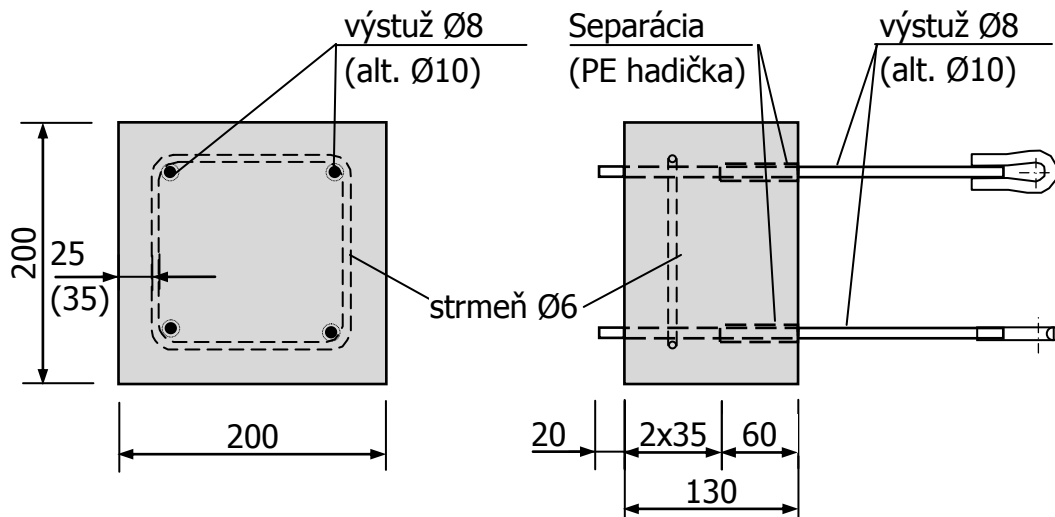
Na experiment bolo vyrobených 48 betónových vzoriek s pôdorysnými rozmermi 200x200 mm a výškou 130 mm z betónu C30/37. Každý prút výstuže bol pred betonážou označený a odvážený, aby bolo možné po urýchlení korózie ocele a vyťahnutí výstuže z betónu zistiť presný korózný úbytok výstuže. Na ťahanej časti vzorky bola výstuž pomocou PE hadice separovaná od betónu na dĺžke 60 mm. Separáciou výstuže sa zamedzilo pôsobeniu klenbového účinku na súdržnosť, ktorý by mal vplyv na hodnotu výslednej ťahovej sily. Do každej vzorky boli vložené 4 ks výstuže - 1 kus v každom rohu (z jednej skúšobnej vzorky sa získali 4 hodnoty). Geometrické parametre skúšobných vzoriek sú uvedené v tabuľke 1, parametre vzoriek so strmeňmi sú zobrazené na obrázku 1.



Tabuľka 1.: Geometrické parametre skúšobných vzoriek.

Typ	hlavná výstuž d [mm]	strmene d <sub>SS</sub> [mm]	krytie strmeňov c <sub>SS</sub> [mm]	krytie hlavnej výstuže c [mm]	Počet vzoriek
A	8	6	35	41*	8
B	10	6	35	41*	8
C	8	6	25	31*	8
D	10	6	25	31*	8
E	8	-	-	30	8
F	10	-	-	30	8

Poznámka: \* Krycia vrstva 31 a 41 mm uvažovaná k povrchu hl. výstuže.

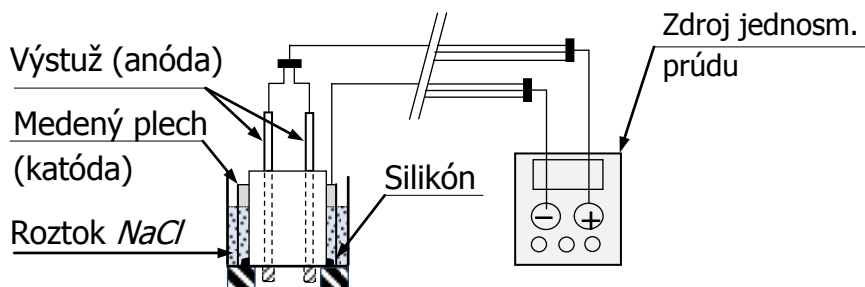


Obrázok 1.: Geometrické parametre skúšobnej vzorky so strmeňom.

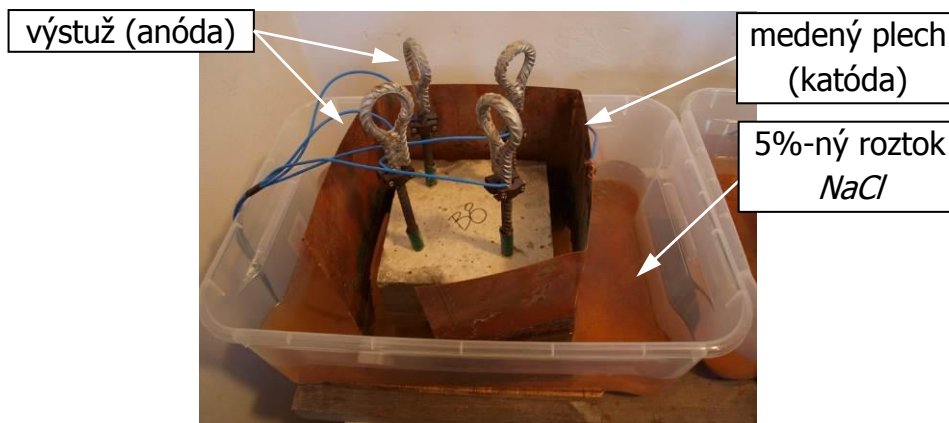
## 2.2. Urýchlenie korózie výstuže v betóne

Po odformovaní boli vzorky ošetrované. Vzorky č. 5 zo série B, D a F (priemer výstuže 10 mm) neboli vystavené urýchlenej korózii a slúžili na získanie referenčných hodnôt pevnosti v súdržnosti. Pred urýchlením korózie výstuže sa betónové vzorky ponorili do výšky 80 mm do vody, aby póry betónu nasiakli vodou. Následne prebiehala súčasne na štyroch vzorkách pomocou jednosmerného elektrického prúdu urýchlená korózia výstuže. V priebehu urýchľovania korózie výstuže boli vzorky do výšky 70 mm ponorené do 5 %-ného roztoku NaCl, ktorý slúžil ako elektrolyt. Výstuž vzoriek pôsobil ako anóda, medený plech vložený do elektrolytu

ako katóda (Obrázok 2 a 3). Parametre elektrického obvodu sa kontrolovali multimetrom a boli nastavené na: napätie 24 V, elektrický prúd 1 A.



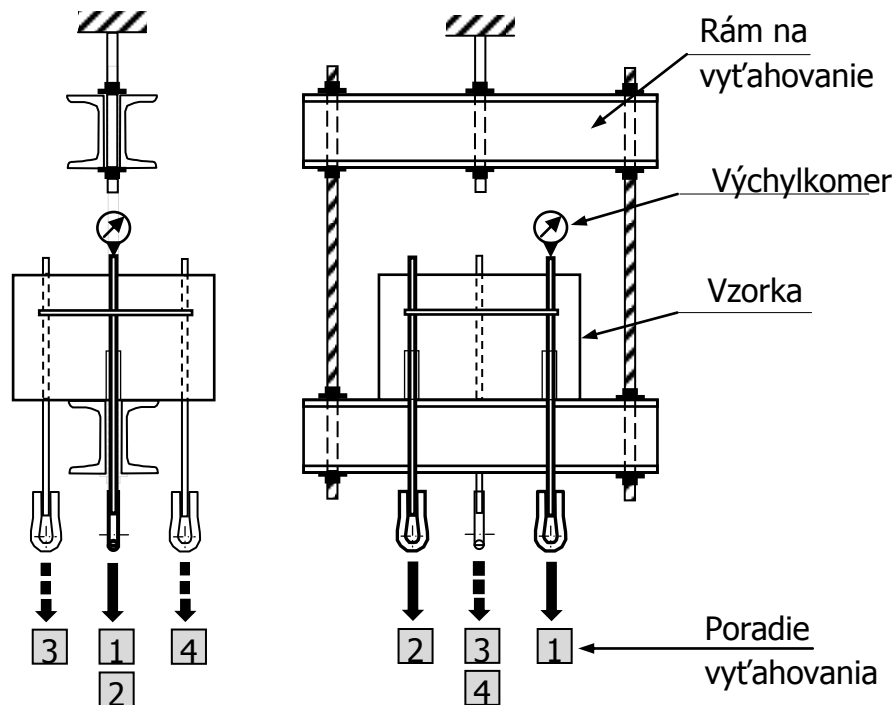
Obrázok 2.: Schéma zostavy pre urýchlenie korózie výstuže.



Obrázok 3.: Pohľad na vzorku počas urýchľovania korózie výstuže.

### 2.3. Meranie súdržnosti

Urýchlenie korózie sa ukončilo, keď boli na povrchu betónu pozorované trhliny, resp. začal cez trhliny v betóne presakovať elektrolyt. Po ukončení urýchlenej korózie výstuže sa na každej vzorke analyzovalo porušenie betónu trhlinami, zaznamenával sa tvar, hrúbka a poloha trhlín. Následne sa pristúpilo k pull-out testu. Na pull-out test bol špeciálne zhotovený rám, ktorý sa umiestnil do 100 kN lisu, pričom vzorka bola v ráme umiestnená diagonálne. Na voľnom konci vyťahovanej výstuže bol umiestnený výchylkomer, ktorým sa merala hodnota posunu výstuže v závislosti od nárastu ťahovej sily. Schéma pull-out testu a fotografie zo skúšky sú na obrázku 4 a 5.



Obrázok 4.: Schéma usporiadania pull-out testu.



Obrázok 5.: Pull-out test: pohľad na lis a detail umiestnenia vzorky v lise

## 2.4. Určovanie stupňa korózie výstuže

Po meraní súdržnosti pull-out testom sa pristúpilo k stanoveniu stupňa korózie ocele každého prúta. Korózne produkty a zvyšky cementového kameňa sa odstraňovali mechanicky – oceľovou kefou. Každý prút výstuže bol potom odvážený a skutočný stupeň korózie výstuže  $C_L$  sa vypočítal podľa vzťahu:

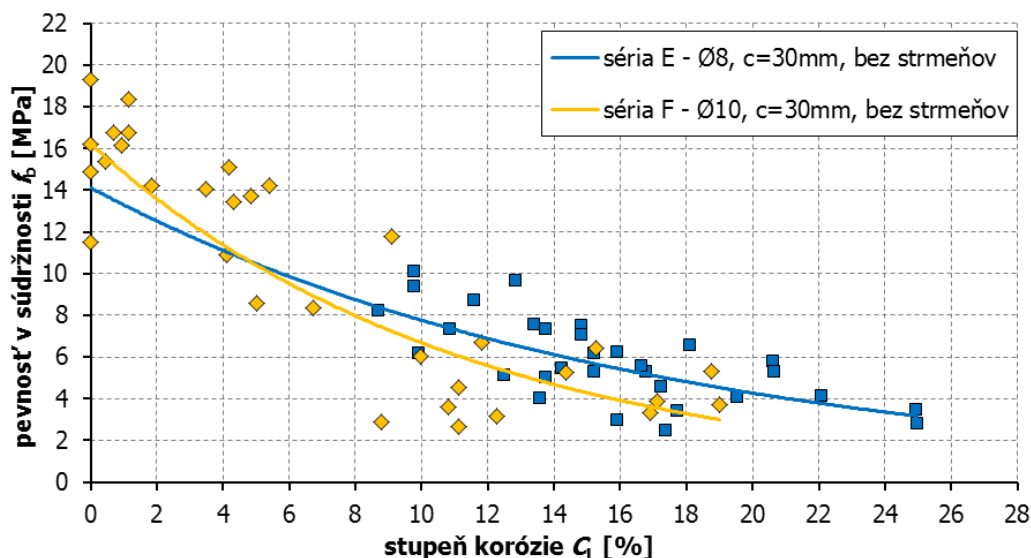
$$C_L = [(m_0 - m) / (g_0 \cdot l_b)] \cdot 100 \quad [\%] \quad (1)$$

kde  $m_0$  je pôvodná hmotnosť výstuže pred koróziou [kg],  
 $m$  hmotnosť prúta po odstránení korózných produktov [kg],  
 $g_0$  hmotnosť prúta na jednotku dĺžky [kg/m],  
 $l_b$  kotevná dĺžka výstuže [m]

### 3. Výsledky experimentu

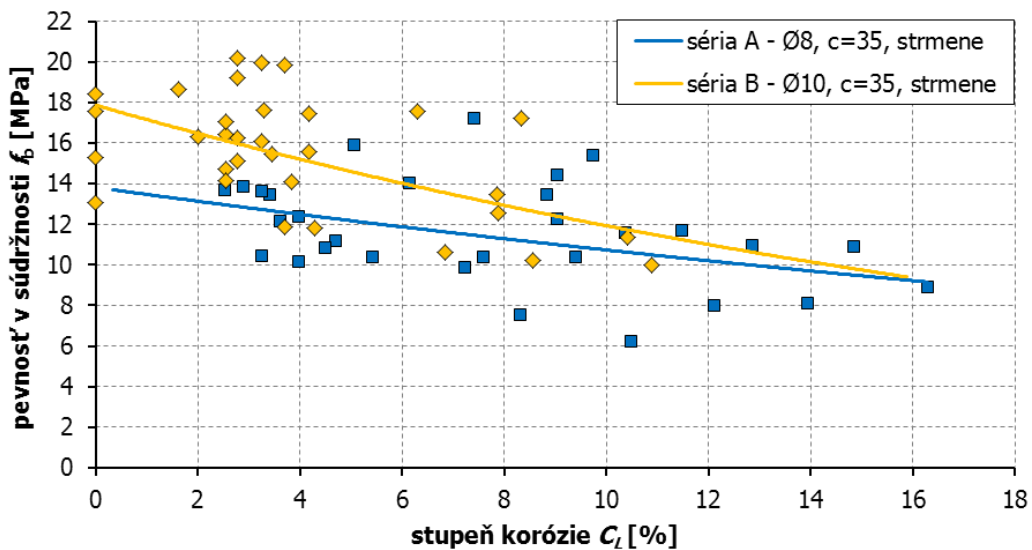
#### 3.1 Vplyv korózie výstuže na súdržnosť

Na obr. 6 sú znázornené hodnoty pevnosti v súdržnosti  $f_b$  v závislosti od stupňa korózie výstuže  $C_L$  vzoriek bez strmeňov. S narastajúcim stupňom korózie dochádza k očakávanému poklesu pevnosti v súdržnosti. Od hodnoty stupňa korózie  $C_L$  asi 7 % je hodnota pevnosti v súdržnosti výstuže  $\varnothing 10$  mm zhruba 50 % z hodnoty pevnosti v súdržnosti bez korózie (pokles zo 16 MPa na 8 MPa). Pre výstuž  $\varnothing 8$  mm je 50 % pokles pevnosti v súdržnosti oproti prútom bez korózie až pri stupni korózie  $C_L$  12 %. Z toho vyplýva, že výstuž s väčším priemerom je pri rovnakom stupni korózie z hľadiska straty súdržnosti na koróziu ocele citlivejšia.

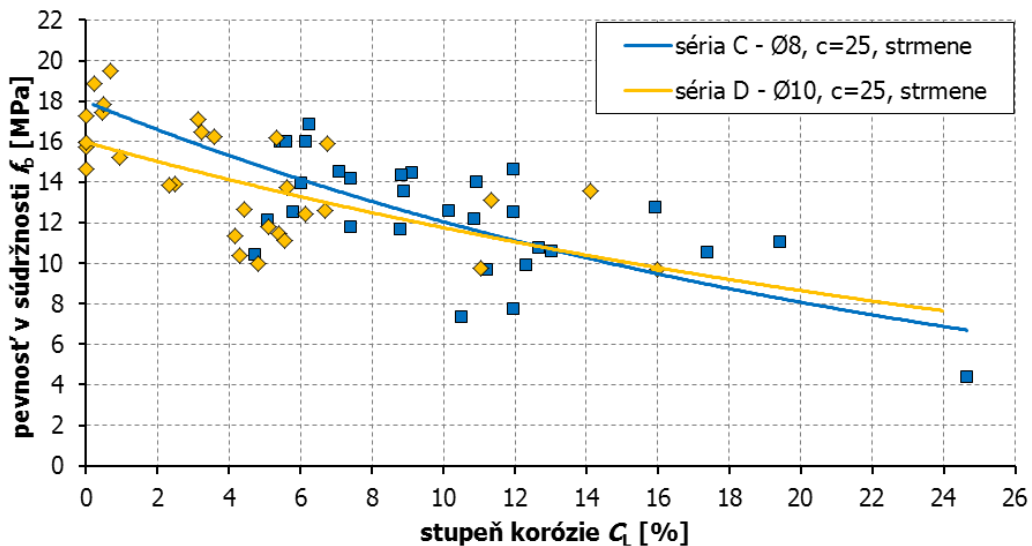


Obrázok 6.: Vplyv korózie výstuže na pevnosť v súdržnosti - vzorky bez strmeňov.

Hodnoty pevnosti v súdržnosti v závislosti na stupni korózie výstuže  $C_L$  pre vzorky so strmeňmi sú znázornené na obr. 7 a 8. Z porovnania vyplýva, že pre vzorky so strmeňmi nie je pokles pevnosti v súdržnosti so zvyšujúcou sa koróziou, taký výrazný. Dôvodom je prítomnosť strmeňov v priereze, ktoré pôsobia ako ovinutie betónu prenášajúce priečne ťahové napätia vznikajúcich pri vyťahovaní výstuže z betónu.



Obrázok 7.: Vplyv korózie výstuže na pevnosť v súdržnosti - vzorky so strmeňmi, krytie 35mm.

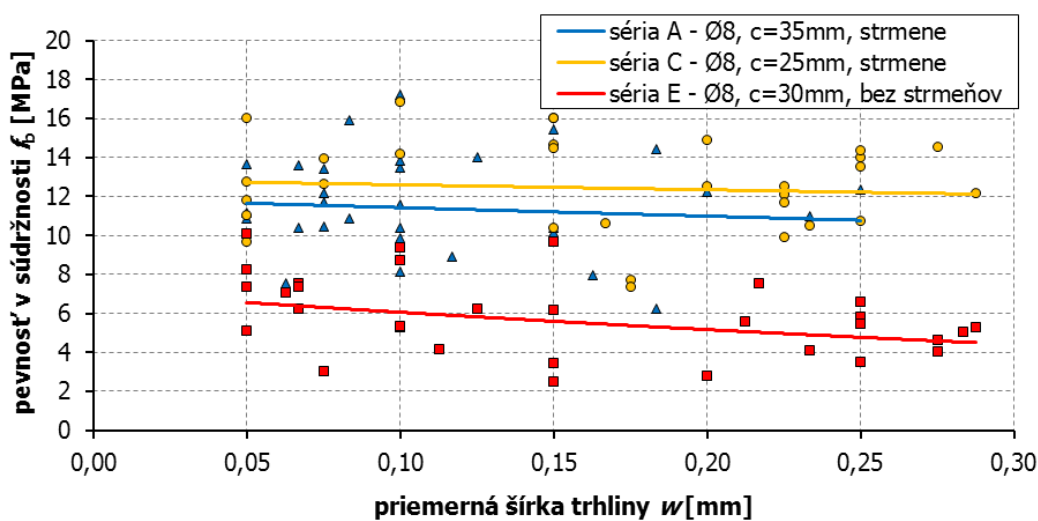


Obrázok 8.: Vplyv korózie výstuže na pevnosť v súdržnosti - vzorky so strmeňmi, krytie 25mm

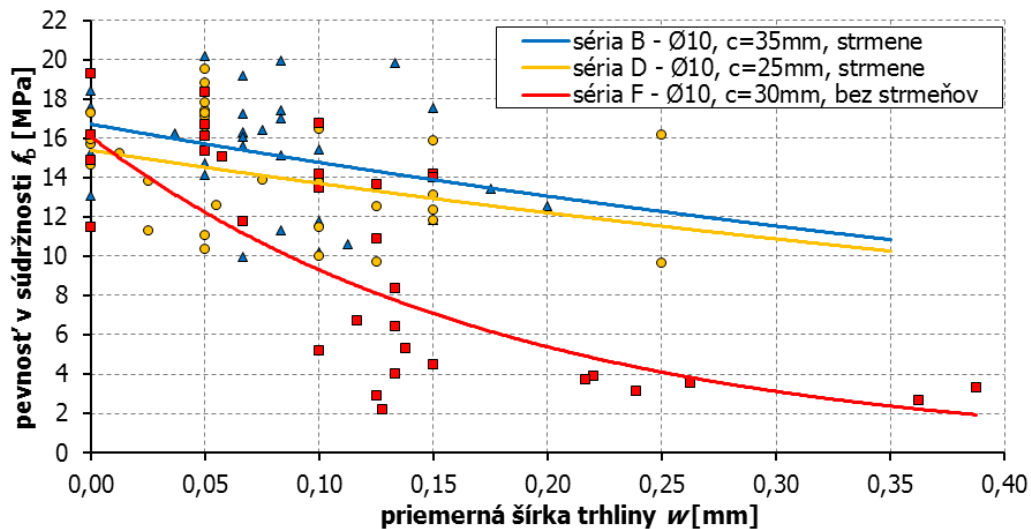
### 3.2 Vplyv šírky trhlin na súdržnosť

Vplyv šírky trhlin na pevnosť v súdržnosti je zobrazený na obr. 9 a 10. Z grafov vyplýva, že pevnosť v súdržnosti vzoriek so strmeňmi je funkciou stupňa korózie výstuže  $C_L$ . Nárastom priemernej šírky trhliny v betóne dochádza k miernemu poklesu hodnoty pevnosti v súdržnosti. Priemerná šírka trhliny vo vzorkách so strmeňmi je ovplyvnená predovšetkým koróziou priečnej výstuže. Jej korózia však nemá výrazný vplyv na pokles pevnosti v súdržnosti hlavnej výstuže. V dôsledku korózie strmeňov však dochádza k urýchľovaniu korózie hlavnej výstuže tým, že cez trhliny v betóne od korózie strmeňov dochádza k rýchlejšiemu prenikaniu chloridov k hlavnej výstuži.

Najväčší vplyv šírky trhlin na pevnosť v súdržnosti bol zaznamenaný pri prútoch  $\varnothing 10\text{mm}$ , (séria F na obr. 10), kde pri priemernej šírke trhliny zhruba  $0,12\text{ mm}$  dochádza k 50% poklesu hodnoty súdržnosti.



Obrázok 9.: Vplyv priemernej šírky trhlin na pevnosť v súdržnosti, výstuž  $\varnothing 8\text{ mm}$



Obrázok 10.: Vplyv priemernej šírky trhlín na pevnosť v súdržnosti, výstuž Ø10 mm

#### 4. Záver

Súdržnosť betónu a výstuže je základnou podmienkou spolupôsobenia oboch materiálov a schopnosti železobetónových konštrukcií prenášať zaťaženia. Pôsobením korózie výstuže vznikajú korózne produkty, ktoré zväčšujú svoj objem. V dôsledku toho dochádza k porušovaniu betónovej krycej vrstvy a znižovaniu súdržnosti výstuže.

- Zvyšovanie stupňa korózneho napadnutia výstuže má za následok znižovanie súdržnosti výstuže s betónom. Pevnosť v súdržnosti klesá nárastom stupňa korózneho napadnutia výstuže. Výstuž s väčším priemerom je na koróziu ocele z hľadiska poklesu pevnosti v súdržnosti citlivejšia.
- Pridaním priečnej výstuže (strmeňov) do vzoriek sa dosiahlo, pri porovnaní so vzorkami bez priečnej výstuže, pri rovnakom stupni korózie výstuže zvýšenie pevnosti v súdržnosti v priemere o:
  - 37 % pre vzorky s výstužou Ø 8mm,
  - 47% pre vzorky s výstužou Ø 10mm.
- Vzorky s hrúbkou betónovej krycej vrstvy 35 mm a výstužou Ø 10mm vykazovali oproti vzorkám s krytím 25 mm zhruba o 2 MPa (asi 10 %) vyššie hodnoty pevnosti v súdržnosti. Nárastom stupňa korózie výstuže sa tento rozdiel postupne znižoval.

▪ Pri vzorkách bez strmeňov bola trhlina v betóne spôsobená výlučne koróziou pozdĺžnej výstuže. Oproti tomu, pri vzorkách so strmeňmi mala na celkovú šírku trhliny v betóne vplyv aj (vo viacerých prípadoch rozhodujúci vplyv) korózia strmeňov. Aj strmene s pomerne vysokým stupňom korózie zabezpečujú vysokú súdržnosť výstuže s betónom pri jeho vyťahovaní. Značné porušenie betónu trhlinami tak v prvkoch so strmeňmi nemusí automaticky znamenať významnú stratu jeho súdržnosti s betónom.

## Pod'akovanie

Príspevok vznikol za podpory výskumného projektu VEGA č. 1/0784/12 „Holistické navrhovanie a overovanie betónových konštrukcií“.

## Literatúra

[1] MALUMBELA, G. - MOYO, P. – ALEXANDER, M. 2012. A step towards standardising accelerated corrosion tests on laboratory reinforced concrete specimens. In Journal of the South African Institution of Civil Engineering. 2012, vol. 54 no. 2, p. 78–85. ISSN 1021-2019.

[2] HOLLÝ, I.: Vplyv korózie ocele na súdržnosť výstuže s betónom: Dizertačná práca. STU v Bratislave. Stavebná fakulta. 2014, 151s.

## Kontakt

Ing. IVAN HOLLÝ, PhD., tel.: ++421 259 274 385, e-mail: ivan.holly@stuba.sk, Katedra betónových konštrukcií a mostov, SvF STU v Bratislave, Radlinského 11, 813 68 Bratislava.

prof. Ing. JURAJ BILČÍK, PhD., tel.: ++421 259 274 546, e-mail: juraj.bilcik@stuba.sk, Katedra betónových konštrukcií a mostov, SvF STU v Bratislave, Radlinského 11, 813 68 Bratislava.



## **SKÚŠANIE A KONTROLA ROTAČNÝCH LASEROVÝCH PRÍSTROJOV PRE PRÁCE V STAVEBNÍCTVE**

## **TESTING AND CONTROL ROTARY LASER APPARATUS FOR WORK IN BUILDING**

**Ján Ježko**

Katedra geodézie, Stavebná fakulta,  
Slovenská technická univerzita v Bratislave

***Anotace:***

*Príspevok predstavuje možnosti kontroly rotačných laserových prístrojov v oblasti stavebníctva a geodézie. Popísané sú základné princípy laserovej techniky uplatnenej týchto prístrojoch, vlastnosti laserového žiarenia a testovanie dvoch typov rotačných laserových nivelačných prístrojov Fennel FGL 250 – Green a Fennel FL 200 A-N. Spracovanie testovacích meraní bolo realizované podľa STN ISO 17123-6 : Optika a optické prístroje – Postupy na skúšanie geodetických prístrojov - Časť 6: Rotačné lasery. Záver príspevku je venovaný zhodnoteniu kvality testovaných prístrojov.*

***Annotation:***

*The contribution presents options to control rotary laser equipment in the building and geodesy. Described are the basic principles of laser technology application of these devices, characteristics of laser radiation and testing two types of rotary laser level FGL 250 Fennel - Fennel and Green FL 200 AN. Processing test measurements were carried out according to ISO 17123-6: Optics and optical instruments - Methods for testing geodetic and surveying instruments - Part 6: Rotating lasers. The conclusion of the paper is devoted to the assessment of the quality of the test instruments.*

***Kľúčová slova:*** *rotačný laserový prístroj, technická norma, zjednodušený testovací postup.*

***Keywords:*** *Rotary laser instrument, technical standard, simplified test procedure.*

## 1. Úvod

Určovanie výšok - výškové merania patria v geodetickej i stavebnej praxi medzi každodenné úlohy. Ich potreba a využitie je veľmi široké, a široké sú aj postupy a metódy ktoré umožňujú realizáciu týchto meraní. Okrem základných metód (geometrická nivelácia zo stredu, hydrostatická nivelácia, trigonometrické určovanie výšok, metód využívajúcich globálne navigačné a satelitné systémy (GNSS)) je možné na tieto úlohy využiť aj rotačné laserové nivelačné prístroje.

## 2. Laserové žiarenie – základný princíp, typy a vlastnosti

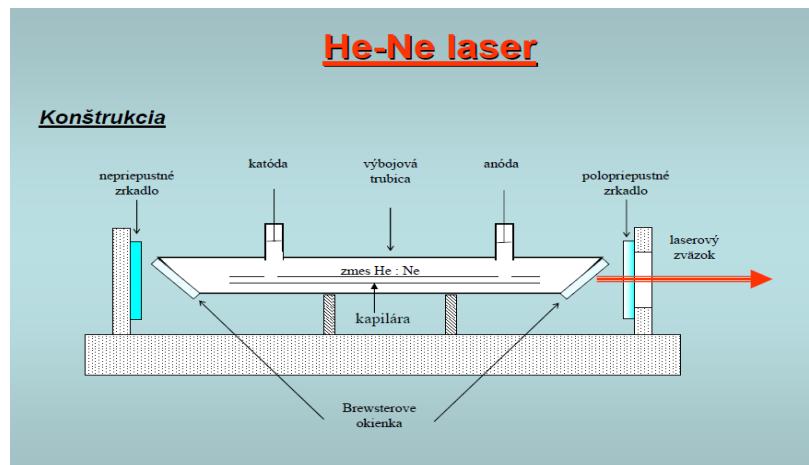
Označenie LASER je skratkou z anglického názvu Light Amplification by Stimulated Emission of Radiation (zosilnenie svetla stimulovanou emisiou žiarenia). Od svetla (napr. svetla žiarovky) sa však líši tým, že je monochromatické (jednofarebné), koherentné (usporiadané) a má malú divergenciu (rozbiehavosť). Princíp laserového žiarenia je založený na zákonoch kvantovej fyziky a fyziky atómového jadra. Podstatu kvantových generátorov tvoria tzv. žiarivé prechody, ktoré nastávajú medzi rôznymi energetickými stavmi [3, 4].

### 2.1 Hlavné typy laserov

Ako aktívne laserové prostredie môžu slúžiť rozličné materiály v rôznych skupenských stavoch. Lasery môžeme rozdeliť to týchto hlavných skupín:

1. **Tuholátkové lasery** - aktívne prostredie je tvorené tuhými kryštalickými prípadne amorfnými látkami, ktoré sú prímiesované vhodnými iónmi (napr. rubín, CaF<sub>2</sub> a pod.). Známe sú napr. (rubínový laser, granátový alebo sklenený laser).

2. **Plynové lasery** - médiom môže byť buď čistý plyn (zväčša vzácne plyny), alebo zmes plynov. Plyny sú zväčša vo valcovitej nádobe alebo v kremennej trubici. Z vonkajšej strany sú na oboch koncoch zrkadlá. Energiu môže dodávať UV žiarenie, elektrický prúd, chemické reakcie... Helium-neónové lasery (Obr. 1.1) sú známe pre čistotu svojho svetla a minimálny rozptyl. Lasery s oxidom uhličitým sú veľmi efektívne a zároveň najsilnejšie z laserov vydávajúcich neprerušované svetlo (opak pulzných laserov).



Obr. 1.1

3. **Polovodičové lasery** – sú lasery, kde aktívne prostredie sa budí prechodom elektrónov z valenčného do vodivostného pásu polovodiča. Vzhľadom na veľké zosilnenie postačí ako odrazové plochy rezonátorov použiť rovnobežné konce polovodičového kryštálu, preto sú ich rozmery veľmi malé a nachádzajú široké uplatnenie.

4. **Kvapalinové lasery** – najbežnejšie sú lasery s anorganickými farbivami v sklenených nádobách. U niektorých sa dá meniť farba laserového svetla.

## 2.2. Vlastnosti laserového žiarenia

Úspešné využitie laserového žiarenia pri geodetických prácach vyžaduje znalosť zákonitostí šírenia zväzku laserového žiarenia a znalosť jeho parametrov. Laserové žiarenie má zvláštne vlastnosti javu vynútenej emisie, čím sa veľmi líši od vlastností optického žiarenia vyžarovaného z bežných termických zdrojov. Jedným zo základných prvkov laseru je optický rezonátor. S činnosťou rezonátora úzko súvisia priestorové a časovo – frekvenčné charakteristiky zväzku laserového žiarenia a samozrejme výkon vystupujúceho žiarenia.

Pre praktické využitie laserov sú tak isto dôležité prevádzkové parametre laserov ako napríklad potrebný príkon a druh napájania, pracovná teplota, životnosť atd.

V excitovanom stave atómy aktívnej látky spontánne emitujú žiarenie v smere rezonátoru. Žiarenie sa pri prechode aktívnou látkou zosilňuje na základe stimulovanej emisie, dopadne na zrkadlo rezonátoru, odrazí sa naspäť a opäť prechádza aktívnou látkou, čím sa ďalej zosilňuje.

Žiarenie, ktoré sa odráža od zrkadiel rezonátoru, sa pri každom prechode aktívnou látkou zosilňuje, pokiaľ je látka udržiavaná v excitovanom stave. Ak je niektoré zo zrkadiel čiastočne priepustné, potom časť žiarenia vychádza z rezonátora von a tvorí laserový zväzok. (Excitovaný stav je to stav atómu alebo atómového jadra s vyšším energetickým stavom ako je základný energetický stav daného atómu. Tento prebytok energie sa obyčajne uvoľňuje vo forme elektromagnetického žiarenia).

Vlastnosti ktoré zaisťujú principiálnu možnosť efektívneho použitia laserov v geodézii sú:

- monochromatickosť,
- koherencia,
- divergencia,
- intenzita,
- polarizácia.

### **2.2.1. Monochromatickosť**

Laserové žiarenie je monochromatické, čo znamená, že má veľmi úzku šírku spektrálnej línie. Šírka spektrálnej línie je síce nenulová, avšak oveľa užšia než u bežných zdrojov žiarenia. Šírka spektrálnej línie  $\Delta\lambda$  pre plynové lasery je  $\Delta\lambda = (10^{-3} \div 10^{-7})nm$ , pre lasery s pevnou fázou  $\Delta\lambda = (10^{-1} \div 10^{-2})nm$ , pre polovodičové lasery  $\Delta\lambda = (1 \div 10)nm$ . Každá farba viditeľného svetla má jej charakteristickú vlnovú dĺžku. Môžeme povedať, že je skoro monochromatické alebo jednofarebné. Monochromatickosť (jednofarebnosť), je jedinečná vlastnosť laserového svetla. Dokonale monochromatické svetlo by obsahovalo svetlo len jedinej vlnovej dĺžky. Laserový lúč sa tejto predstave veľmi približuje, pretože obsahuje svetlo úzkeho intervalu vlnových dĺžok. Dokonale monochromatické svetlo nedokáže vyprodukovať ani laser, ale lúč, ktorý laser produkuje, sa k tomuto stavu značne približuje.

### **2.2.2 Koherencia**

Schopnosť zväzku elektromagnetického žiarenia (svetla) interferovať po prejení určitej vzdialenosti (alebo uplynutí určitého času). Je podmienená zachovaním presnej frekvencie (monochromatickosti) a fázy na danom úseku. Koherencia laserového žiarenia hrá významnú úlohu pri použití laserov, v ktorých vystupujúci zväzok laserového žiarenia je rozdelený na ďalšie samostatné zväzky s ich následným zložením. K týmto použitiam laserov patrí napríklad interferometrické laserové meranie dĺžok, úprava zväzku laserového žiarenia difrakčnými metódami.

### 2.2.3 Divergencia

Divergencia (smerovosť) žiarenia je charakterizovaná priestorovým uhlom, v ktorom sa šíri veľká časť žiarenia. Stupeň smerovosti je preto daný uhlom rozbiehavosti (divergencií) zväzku laserového žiarenia. Rozbiehavosť zväzku plynových laserov je bez použitia doplnujúcej optickej sústavy obvykle niekoľko minút. Pomocou optickej sústavy sa dosahuje rozbiehavosť niekoľko uhlových sekúnd.

### 2.2.4 Intenzita

Pod týmto pojmom rozumieme vysoké hodnoty veličín, ktoré popisujú energetické parametre žiarenia: výkon, hustota žiarenia a ďalšie. Laserové žiarenie je väčšinou intenzívne, aj keď výkon žiarenia je v porovnaní s inými zdrojmi žiarenia malý. To je spôsobené vysokým stupňom smerovosti laserového žiarenia.

### 2.2.5 Polarizácia

Svetelné vlny sú priečne polarizované, to znamená, že oscilujú v smeroch kolmých k smeru ich šírenia sa. Ak je čelná plocha aktívnych častí laseru skosená pod Brewsterovým uhlom, tak je stupeň polarizácie blízky 100 %, to znamená, že žiarenie je polarizované lineárne. U laserov s vnútornými zrkadlami nie je polarizácia definovaná. Brewsterov uhol alebo polarizačný uhol je uhol, pri ktorom sa z dopadajúceho nepolarizovaného svetla odrážajú len podiely polarizované zvislo na rovinu dopadu. Odrazené svetlo je polarizované lineárne [3].

## 3. Rotačné laserové prístroje – princíp

Rotačné lasery sú alternatívou ku klasickým prístrojom a metódam ako nivelačný prístroj, teodolit, libela, alebo prevažovač (olovnica). Prístroj po zapnutí a príprave môže pracovať bez obsluhy nepretržite celý deň. Využívať ho môžu pracovníci rôznych profesií, ktorí sú v dosahu rotačného lasera. Prednosťou prístrojov je ich jednoduchá obsluha, ktorá nevyžaduje špeciálne zaškolenie: prístroj sa zapne, rotačná hlava sa automaticky urovná, začne rotovať a vytvárať požadovanú referenčnú rovinu. Podľa polohy laserovej stopy možno určovať prevýšenie dvoch susedných bodov alebo prenášať výšky bodov. Tieto prístroje majú uplatnenie hlavne pri sledovaní rovinnosti líniových stavieb.

Rotačné laserové prístroje realizujú referenčnú rovinu alebo výsek tejto roviny. Ich výhodou je zvýšenie efektívnosti práce vytvorením viditeľnej



referenčnej roviny alebo jej časti vo vodorovnej, zvislej alebo obecnej polohe. Pre vytvorenie referenčnej roviny používajú pentagonálne a odrazové hranoly. Zvisle uložený zdroj laserového žiarenia vysiela laserový zväzok cez optický člen na rotujúci hranolový systém, ktorý laserový zväzok zalomí pod pravým uhlom a rotovaním vytvorí svetelnú vodorovnú rovinu napr. na stenách zameriavaného objektu vytvorí referenčnú rovinu, ku ktorej možno vzťahovať výšky jednotlivých bodov. Vodorovnosť tejto referenčnej roviny je dosiahnutá krížovými libelami, resp. kompenzátorom. Niektoré prístroje umožňujú ľubovoľný sklon tejto roviny, alebo vytvoriť zvislú rovinu vhodnú napr. na kontrolu zvislosti budovaných alebo existujúcich stien stavebného objektu. Emitujúci laserový lúč môže byť viditeľný i neviditeľný.

V exteriéri na detekovanie laserovej roviny sa používa prijímač (detektor) najčastejšie upevnený na nivelačnej late. Prijímač signalizuje akusticky i opticky polohu laserovej roviny. Jediný rotačný laser môžu využívať všetci pracovníci v dosahu rotačného lasera, ktorí sú vybavení prijímačom [4].

### **3.1 Vysielače laserového žiarenia**

Vysielacia časť môže vysielať buď jednotlivý laserový zväzok v horizontálnej rovine, rotujúci zväzok vo zvislej alebo sklonenej rovine. Hlavná časť vysielača je laser, ktorý je buď HeNe trubicový, alebo v súčasnej dobe používaný diódový, buď neviditeľnom (infračervenom) alebo viditeľnom spektre žiarenia. Dnes prevažne vyrábané diódové vysielače sa líšia od HeNe tým, že zdrojom svetla je laserová dióda, ktorá vysiela na vlnovej dĺžke (780 - 815) nm v neviditeľnom infračervenom spektre žiarenia, alebo na vlnovej dĺžke (632 - 650) nm vo viditeľnom červenom spektre, alebo 532 nm v zelenej farbe. Výhodami laserových diód sú predovšetkým menšie rozmery, a tým menšia hmotnosť a dostatočný pracovný dosah. K uchyteniu laserového vysielača slúži statív, alebo prostriedky pre vytvorenie vertikálnej roviny, rôzne nástavce a podložky.

### **3.2 Prijímače laserového žiarenia**

Snímanie stopy laserového zväzku alebo roviny môže byť vizuálne alebo elektronické. Vizuálna detekcia na nepriehľadnom terči je najjednoduchšia. Pri riadení stavebných strojov sa používa v prevažnej miere optoelektronická detekcia, ktorá umožňuje snímať stopu laserovej referenčnej roviny. Najjednoduchšie prijímače sú prenosné detektory (obr. 3.1, 3.2). Sú to snímače laserovej stopy (zväzku), umožňujúce snímať polohu rotujúceho laserového zväzku a tým jeho automatické

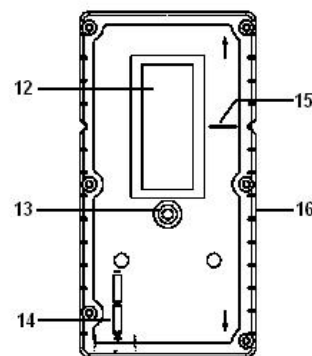
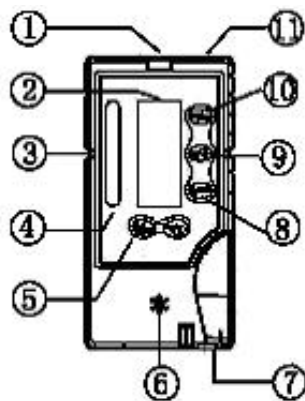
vyhľadanie v priestore. Priebek laserového lúča je detekovaný fotodiódami a po elektronickom spracovaní signalizovaný svetelnými diódami. Výstupný konektor umožňuje pripojenie pomocného indikátora, resp. inej externej signalizácie. Je prispôsobený pre montáž na výsuvnú meraciu tyč, resp. latu, čím umožňuje použitie prístroja pre priame geodetické merania a kontrolu polohu laserového zväzku alebo roviny.



Obr. 3.1: Snímač FR 44 s držiakom

### Snímač FRG 44

- displej 1 x LCD,
- presnosť pri presnom móde snímania  $\pm 1$  mm,
- presnosť pri približnom móde snímania  $\pm 3$  mm,
- napájanie 3 x batéria AAA.



Obr. 3.2

- |                        |                        |                                  |
|------------------------|------------------------|----------------------------------|
| 1 - líbela             | 7 - box na batérie     | 12 - displej                     |
| 2 - displej            | 8 - zvuk on/off        | 13 - montážny otvor              |
| 3 - referenčná drážka  | 9 - vysoká/normal      | 14 - symbol pre vloženie batérií |
| 4 - snímací otvor      | detekcia presnosti     | 15 - nulová indikačná čiara      |
| 5 - On/Off vypínač     | 10 - osvetlenie on/off | 16 - cm-mierka                   |
| 6 - zvuk, signalizácia | 11 - magnet            |                                  |

### 3.3 Technické parametre testovaných rotačných laserov FENNEL FLG 250-Green

Rotačný laser so zelenou laserovou diódou s vysokou viditeľnosťou laserového lúča a pre prípad nevhodných podmienok (veľmi jasné osvetlenie a veľká vzdialenosť) – obr. 3.3.

#### Vlastnosti:

- laserový nosník so zeleným lúčom,
- plnoautomatické samourovnanie vo vodorovnej aj zvislej rovine,
- kompaktný a odolný,
- rôzna funkcia skenovania – rozsah a smer skenovania je možné nastaviť,
- stály 90° zvislý laserový lúč,
- funkcia náklonu do daného spádu (TILT),
- rozsah náklonu do  $\pm 5^\circ$  po X-ovej a Y-ovej osi,
- používa NiMH dobíjateľné batérie (štandardne) alebo alkalické batérie.

#### Technické parametre:

- rozsah samourovnania  $\pm 5^\circ$ ,
  - horizontálna presnosť  $\pm 1 \text{ mm}/10 \text{ m}$ ,
  - vertikálna presnosť  $\pm 1,5 \text{ mm}/10 \text{ m}$ ,
  - pracovný dosah so snímačom  $\geq 250 \text{ m}$ ,
  - pracovný dosah bez rotácie a bez snímača cca. 80 m\*,
  - pracovný dosah s rotáciami a bez snímača cca. 60 m\*,
  - pracovný dosah so skenovaním a bez snímača cca. 40 m\*,
- \* závisí od okolitých svetelných podmienok,



Obr. 3.3



- dosah diaľkového ovládane 50 m,
- rýchlosti rotácie 120, 500 ot. / min,
- rozsah stupňového delenia sklonu po osiach X-Y  $\pm 5^\circ$  ( $\pm 9\%$ ),
- doba prevádzky s 6.0 V NiMH - 12 h,
- doba prevádzky s 4 x C Alkalické 30 h,
- teplotný rozsah pri práci 0 - 40 °C,
- laserové diódy 635 nm,
- laserová trieda 3R\*\*

\*\*trieda 3R zahrňuje lasery pracujúce v spojitom režime a ich výkon nepresahuje 5 mW,

- výstupný výkon laserovej diódy < 5 mW,
- hmotnosť 2,3 kg.

### **FENNEL FL 200A-N**

Samourovnanie rotačného lasera Fennel FL 200 A-N je realizované vo vodorovnom aj zvislom smere v interiéroch aj exteriéroch. Jasne viditeľný laserový lúč a funkcia skenovania robia z tohto prístroja ideálneho pomocníka pri dokončovacích prácach. Automatické funkcie možno úplne vypnúť v prípade práce s vodorovným kruhom alebo v prípade manuálneho používania.

#### **Vlastnosti:**

- veľmi rýchle samourovnanie,
- plnoautomatizovaná horizontácia, urovnanie pomocou podložky,
- automatické vypnutie zo zvukovou výstrahou v prípade neurovnaní,
- rotačný laserový nosník alebo len bodový laser,
- dvojité skenovacia funkcia,
- stály zvislý stropný laser,
- používa NiMH dobíjateľné batérie (štandardne) alebo alkalické batérie.

#### **Technické parametre:**

- rozsah samourovnania  $\pm 3,5^\circ$ ,
- horizontálna presnosť  $\pm 1,5$  mm/10 m,
- vertikálna presnosť  $\pm 1,5$  mm/10 m,
- pracovný dosah so snímačom 200 m,
- pracovný dosah bez rotácie a bez snímača cca. 50 m\*,
- pracovný dosah s rotáciami a bez snímača cca. 20 m\*,
- pracovný dosah so skenovaním a bez snímača cca. 30 m\*,
- \* závisí od okolitých svetelných podmienok
- napájanie/výdrž batérie - 4 x D 1.5 NiMH/20 h,

- napájanie/výdrž batérie - alkalické batérie/40 h,
  - teplotný rozsah pri práci -10 °C - +40 °C,
  - laserové diódy 635 nm,
  - laserová trieda 2R\*\*,
- \*\*trieda 2R zahrňuje lasery pracujúce v spojitom režime vo viditeľnej oblasti spektra a ich výkon nepresahuje 1 mW,
- hmotnosť 2,1 kg,
  - odolnosť voči prachu/vode IP 65 (stupeň krytia udávajúci odolnosť).

**Príslušenstvo:**

- možno zmeniť podľa prania zákazníka,
- nabíjateľné batérie,
- nabíjačka,
- snímač FR 45 s držiakom.



*Obr. 3.4*

#### **4. Testovanie a kontrola kvality rotačných laserových prístrojov FENNEL FGL 250 - GREEN A FENNEL FL 200A – N**

Testovanie oboch prístrojov bolo realizované podľa STN ISO 17123-6 - Optika a optické prístroje - Terénne postupy na skúšanie geodetických a meracích prístrojov - Časť 6: Rotačné lasery. Norma definuje skúšobné postupy (zjednodušené i úplné), ktoré sa použijú pri určovaní a stanovení presnosti behom používania laserových prístrojov a pomocného

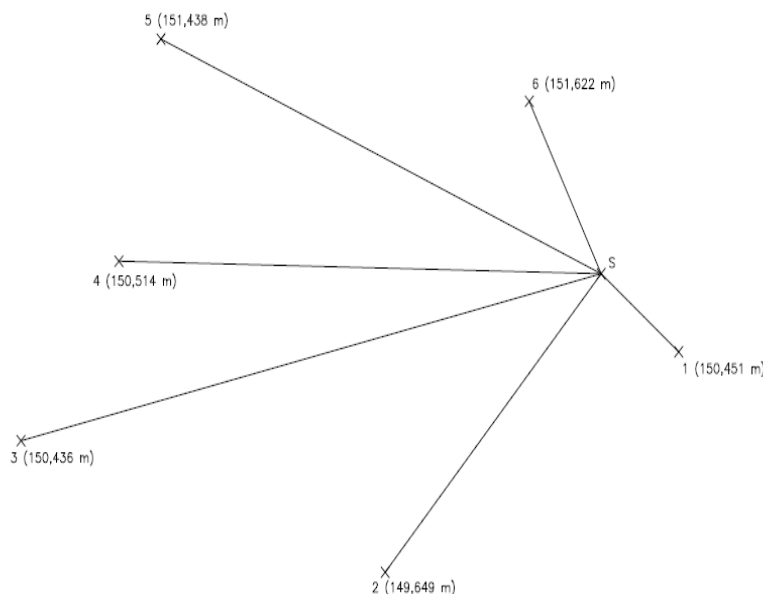
vybavenia pre meranie vzdialeností od roviny, priamky alebo pri meraní určitého sklonu určeného laserovým lúčom [1, 2].

Je dôležité zabezpečiť aby aj kvalita (presnosť) používaného meračského vybavenia zodpovedala požadovanému meračskému úkonu ešte pred zahájením geodetických, kontrolných i overovacích meraní. Výsledky testov sú ovplyvnené meteorologickými podmienkami - zmenami teploty vzduchu, rýchlosti vetra, oblačnosť a viditeľnosť. Najvhodnejšími podmienkami sú nízka rýchlosť vetra a zamračená obloha.

Postup testovania je založený na testovacom poli so známymi prevýšeniami, ktoré sú určené nivelačným prístrojom [6].

#### 4.1 Metóda 1: Zjednodušená testovacia metodika

Na testovanie je vhodné vybrať lokalitu, ktorá je málo frekventovaná, so stabilizovanými bodmi. 6 bodov je rozložených vo vzdialenostiach 10 až 60 m od stanoviska prístroja S (obr. 4.1). Body sú rozložené v uvažovanej ploche vo výseku aspoň 90 stupňov. Neznáme výškové rozdiely medzi bodmi 1 až 6 sa určia nivelačným prístrojom s presnosťou vyššou ako kontrolovaný rotačný laser.



Obr. 4.1 Grafické znázornenie rozloženia bodov pri testovaní [5]

Každá z dvoch sérií merania v rôznych dňoch má pozostávať z piatich samostatných skupín čítania. Medzi jednotlivými skupinami musí byť prestávka aspoň 10 minút. Na stupnici laty sa číta rovnakým spôsobom aký sa používa na stavenisku. Môže to byť vizuálne čítanie stredu stopy

laserového lúča na stupnici laty, alebo sa pre zistenie stredu lúča môže použiť elektronické zariadenie. Registrujú sa podmienky okolia a čas zahájenia merania každej skupiny. Zmena podmienok prostredia počas doby výstavby môžu spôsobiť, že výsledok testu nebude použiteľný. V tomto prípade sa musí test opakovať v nových podmienkach [6].

### **Nadmorské výšky bodov určených presnou niveláciou:**

- nadmorská výška pripojovacieho bodu : 147,855 m,
- nadmorská výška bodu 1: 150,451 m,
- nadmorská výška bodu 2: 149,649 m,
- nadmorská výška bodu 3: 150,436 m,
- nadmorská výška bodu 4: 150,514 m,
- nadmorská výška bodu 5: 151,438 m,
- nadmorská výška bodu 6: 151,622 m.

Prevýšenia medzi bodmi 1,2,3,4,5 a 6 určené presnou niveláciou optickým nivelačným prístrojom Zeiss Ni 007 [5]:

$$\bar{d}_{2,1} = +0,802m,$$

$$\bar{d}_{3,2} = -0,797m,$$

$$\bar{d}_{4,3} = -0,078m,$$

$$\bar{d}_{5,4} = -0,924m,$$

$$\bar{d}_{6,5} = -0,184m,$$

$$\sum = +1,170m.$$

## **5. Spracovanie a analýza meraných údajov**

### **5.1 Zjednodušená testovacia metodika**

Pri spracovaní je potrebné najskôr vykonať výpočet kvadratickej strednej chyby meraného prevýšenia medzi dvomi bodmi testovacieho poľa. Spracovanie a analýza meraní je založená na nasledujúcich výškových rozdieloch:

$$\begin{aligned}
 d_{j,2,1} &= x_{j,2} - x_{j,1} \\
 d_{j,3,2} &= x_{j,3} - x_{j,2} \\
 d_{j,4,3} &= x_{j,4} - x_{j,3} \\
 d_{j,5,4} &= x_{j,5} - x_{j,4} \\
 d_{j,6,5} &= x_{j,6} - x_{j,5}
 \end{aligned}
 \quad j = 1, \dots, 5, \quad (4.1)$$

kde  $d_{j,t,t-1}$  je výškový rozdiel medzi čítaniami  $x_{j,1,\dots,6}$  na bodoch testovacieho poľa a  $j$ - poradové číslo série merania na body  $1, \dots, 6$ ,

$$\begin{aligned}
 r_{j,2,1} &= \bar{d}_{2,1} - d_{j,2,1} \\
 r_{j,3,2} &= \bar{d}_{3,2} - d_{j,3,2} \\
 r_{j,4,3} &= \bar{d}_{4,3} - d_{j,4,3} \\
 r_{j,5,4} &= \bar{d}_{5,4} - d_{j,5,4} \\
 r_{j,6,5} &= \bar{d}_{6,5} - d_{j,6,5}
 \end{aligned}
 \quad j = 1, \dots, 5, \quad (4.2)$$

kde  $r_{j,t,t-1}$  je oprava prevýšenia  $d_{j,t,t-1}$  ( $t = 2, \dots, 6$  je poradové číslo cieľového bodu) a  $\bar{d}_{1,\dots,6}$  sú výškové rozdiely vypočítané z nadmorských výšok určených presnou niveláciou.

Sumu štvorcov všetkých 25 opráv dostaneme zo vzťahu:

$$\sum r^2 = \sum_{j=1}^5 r_{j,2,1}^2 + \sum_{j=1}^5 r_{j,3,2}^2 + \sum_{j=1}^5 r_{j,4,3}^2 + \sum_{j=1}^5 r_{j,5,4}^2 + \sum_{j=1}^5 r_{j,6,5}^2 = \sum_{j=1}^5 \sum_{t=2}^6 r_{j,t,t-1}^2 \quad (4.3)$$

Počet stupňov voľnosti vypočítame podľa vzťahu:

$$\nu = 5 \cdot (6 - 1) = 25 \quad (4.4)$$

Výslednú kvadratickú strednú chybu meraného prevýšenia  $d_{j,t,t-1}$  medzi dvomi bodmi testovacieho poľa vypočítame:

$$s = \sqrt{\frac{\sum r^2}{\nu}} \quad (4.5)$$

Táto veličina zahŕňa systematické a náhodné chyby [6].

### 5.1.1 Zhodnotenie kvality prístroja Fennel FGL 250 – Green

Podmienky: polooblačno, veterno, teplota 16°C.

Prístroj: Fennel FGL 250 – Green, v. č. 4615763. Namerané údaje sú uvedené v [5].

$$s = \sqrt{\frac{\sum r^2}{v}} = \sqrt{\frac{55 \text{mm}^2}{25}} = 1,5 \text{mm}. \quad (4.6)$$

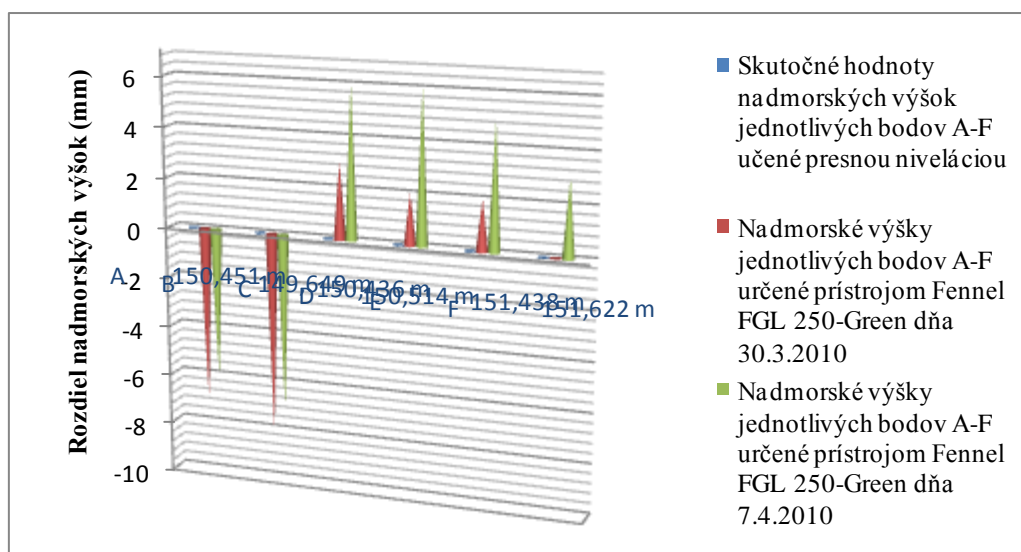
Podmienky: polooblačno, slabý vietor, teplota 14°C.

Prístroj: Fennel FGL 250 – Green, v. č. 4615763.

$$s = \sqrt{\frac{\sum r^2}{v}} = \sqrt{\frac{47 \text{mm}^2}{25}} = 1,4 \text{mm}. \quad (4.7)$$

Výsledná presnosť prístroja v prvý deň bola  $s=1,5\text{mm}$ , a druhý deň  $s=1,4\text{mm}$ , dĺžky zámer boli väčšie ako 30m. Je možné konštatovať, že testovaný prístroj Fennel FGL 250 – Green spĺňa presnosť, ktorú udáva výrobca prístroja v technických parametroch  $\pm 1 \text{ mm}/10\text{m}$ .

Grafické znázornenie rozdielu medzi nadmorskou výškou bodov A-F určenou presnou niveláciou a výškami určenými prístrojom Fennel FGL 250-Green je na obr.4.1 [5].



Obr.5.1

### 5.1.2 Zhodnotenie kvality prístroja Fennel FL 200 A-N

Podmienky: polooblačno, bezvetrie, teplota 21°C.

Prístroj: Fennel FL 200 A-N, v. č. 4531014. Namerané údaje sú uvedené v [5].

$$s = \sqrt{\frac{\sum r^2}{v}} = \sqrt{\frac{244\text{mm}^2}{25}} = 3,1\text{mm}. \quad (4.8)$$

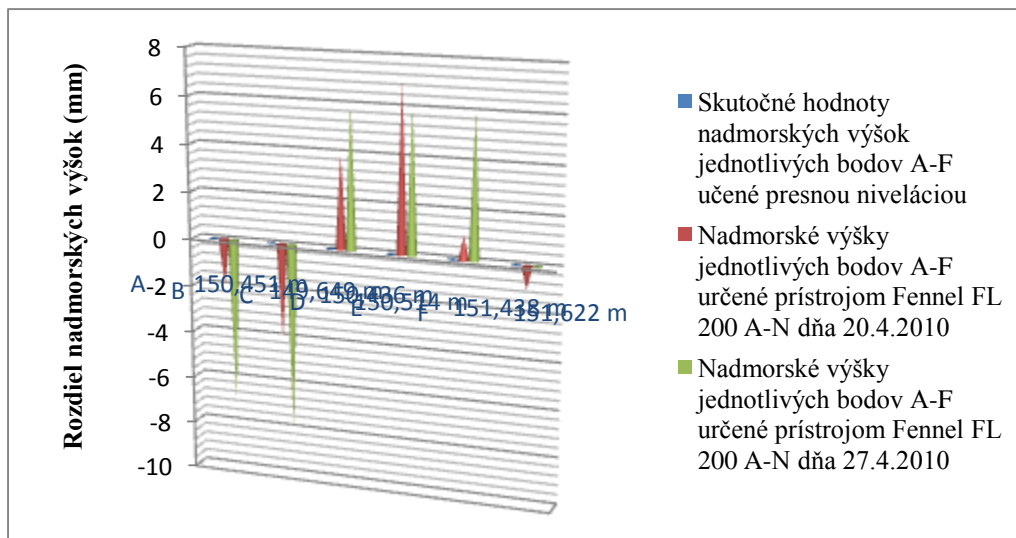
Podmienky: malá oblačnosť, slabý vietor, teplota 24°C.

Prístroj: Fennel FL 200 A-N, v. č. 4531014.

$$s = \sqrt{\frac{\sum r^2}{v}} = \sqrt{\frac{324\text{mm}^2}{25}} = 3,6\text{mm}. \quad (4.9)$$

Výsledná presnosť prístroja v prvý deň bola  $s=3,1\text{mm}$  a druhý deň  $s=3,6\text{mm}$  a dĺžky zámer boli väčšie ako 30m. Je možné konštatovať, že testovaný prístroj Fennel FL 200 A-N spĺňa presnosť, ktorú udáva výrobca prístroja v technických parametroch  $\pm 1,5 \text{ mm}/10 \text{ m}$ .

Grafické znázornenie rozdielu medzi nadmorskou výškou bodov A-F určenou presnou niveláciou a určenými prístrojom Fennel FL 200 A-N je na obr.4.2 [5].



Obr.5.2

## 6. Záver

Využitie geodetických metód a postupov pri kontrole kvality a spoľahlivosti stavebných konštrukcií je veľmi široké. Predstavené príklady čiastočne pokrývajú toto široké spektrum a umožňujú v procese

prípravy, realizácie, ale i prevádzky stavebného diela, jeho konštrukcií a prvkov zabezpečiť kontrolu kvality a realizácie a tým zabezpečiť jeho spoľahlivosť počas prevádzky a dlhú životnosť.

## Literatúra

- [1] JEŽKO, J. : *Nové technické normy na testovanie geodetických prístrojov v praxi*. In: Slovenský geodet a kartograf. - ISSN 1335-4019. - Roč. 15, č. 1 (2010), s. 20 - 22.
- [2] JEŽKO, J. : *Technické normy pre oblasť kontroly a testovania geodetických prístrojov*. In Inžiniersko-priemyselná geodézia 2013 [elektronický zdroj] : Vytyčovanie a kontrolné meranie technologických zariadení. Konferencia s medzinárodnou účasťou. Bratislava, SR, 12.-13.9.2013. Bratislava: Nakladateľstvo STU, 2013, s. 9. ISBN 978-80-227-4032-6.
- [3] KAŠPAR, M.- VOŠTOVÁ, V.: *Lasery ve stavebnictví a navigace stroju*. Praha: ČKAIT , 2001. 146 s. ISBN 80-86364-61-5.
- [4] KAŠPAR, M.– POSPÍŠIL, J.: *Využití laserové techniky v investiční výstavbě*. Praha: Nakladatelství dopravy a spoju, 1989. 344 s.
- [5] PILLIAR, M.: *Testovanie rotačných laserových prístrojov podľa STN ISO 17123*. Bakalárska práca, 2013. Vedúci práce: Ing. J. Ježko, PhD., Katedra geodézie, Bratislava, 42s. + 5 príloh.
- [6] STN ISO 17123-6:2003: *Optika a optické prístroje - Postupy na skúšanie geodetických prístrojov - Časť 6: Rotačné laserové prístroje*

***Článok bol spracovaný ako súčasť projektu VEGA, reg. číslo projektu 1/0133/14 (2014-2017) „Detekcia plošných a diskretných posunov nestabilných území na báze nízko nákladovej fotogrametrie, terestrických a satelitných technológií“***

## Kontakt

Ing. JÁN JEŽKO, PhD., Katedra geodézie, Stavebná fakulta, Slovenská technická univerzita v Bratislave, Radlinského 11, 813 68 Bratislava, tel.: 02/59274 338, e-mail: jan.jezko@stuba.sk



## **METODIKA MĚŘENÍ DLOUHODOBÉHO PŘETVOŘENÍ SENDVIČOVÉ KONSTRUKCE**

## **METHODOLOGY OF EXPERIMENTAL ANALYSIS OF LONG-TERM MONITORING OF SANDWICH COMPOSITE STRUCTURES**

**Dita Jiroutová**

České vysoké učení technické v Praze, Kloknerův ústav

***Anotace:***

*Tato práce se zabývá metodikou experimentálního sledování dlouhodobého přetvoření sendvičového kompositu. Pro dlouhodobé monitorování tohoto typu konstrukce byly použity optovláknové extenzometry SOFO SMARTape Compact. Zkušební tělesa byla zatížena tříbodovým ohybem.*

***Annotation:***

*The aim of this article is methodology of experimental analysis of long-term monitoring of sandwich composite structures. The long-term monitoring of sandwich composite structures is measured by long-gauge optical fibres SOFO SMARTape Compact. Test specimens were loaded in three-point bending test.*

***Klíčová slova:*** *Sendvičová konstrukce, dlouhodobé monitorování optovláknový extenzometr*

***Keywords:*** *Sandwich composite structure, long-term monitoring, fibre-optic extensometer.*

## 1. Úvod

Během procesu navrhování a konstrukce staveb je třeba klást důraz na celou řadu parametrů, mezi které patří nejen design a kvalita konstrukce, ale i životnost a bezpečnost stavby. Pro sledování průběhu výstavby, kvality, spolehlivosti a životnosti stavby se používají různé metody monitorování konstrukce sledující její „zdraví“ a jejichž cílem je poskytovat přesné a „in-time“ informace o stavu konstrukce. Nejdůležitějšími a také nejvíce sledovanými parametry konstrukce jsou deformace a napětí.

Pro sledování deformací a napětí v konstrukcích existuje celá řada jak standardních, tak i nových metod měření. Mezi nejběžnější metody sledování deformace a napětí patří tenzometry, induktivní snímače posunutí, kapacitní snímače posunutí a optoelektrické snímače posunutí aj. Výběr vhodné metody snímání deformací závisí na aplikaci, na rozsahu měření, na požadované přesnosti a dalších parametrech. V literatuře lze nalézt celou řadu prací zabývajících se měřením deformací a popisem chování sendvičových kompozitů, které pro měření deformací využívají některé z těchto standardních metod [např. 1, 2, 3, 4].

V posledních letech se začínají ke sledování chování stavebních konstrukcí používat optovláknové extenzometry. Tento typ extenzometrů využívá schopnosti optických vláken přenášet optické záření ve směru své osy. Přenos záření se realizuje pomocí odrazu světla na rozhraní dvou prostředí s rozdílným indexem lomu [5]. Mezi nejdůležitější parametry světelného záření patří vlnová délka, amplituda a fáze. Optovláknové snímače se rozlišují dle principu měření – např. snímače na bázi Fabry-Perotova interferometru, s Braggovou mřížkou, snímače na bázi Brillouinova nebo Ramanova rozptylu a snímače na bázi Michelsonova interferometru. Oproti klasickým způsobům vykazují optovláknové technologie řadu výhod, jakými jsou vyšší kvalita měření, vyšší spolehlivost, snadnější instalace a údržba, odolnost vůči elektromagnetickému poli, korozi odolnost, bezpečnost ve výbušném a hořlavém prostředí, možnost dlouhodobého monitorování a nižší náklady v přepočtu za dobu životnosti. Další výhodou těchto snímačů je také možnost jejich instalace nejen na vnější povrch konstrukce, ale i do jeho vnitřní struktury. Navržená metodika využívá pro dlouhodobé monitorování přetvoření sendvičových kompozitů optovláknové snímače na bázi Michelsonova interferometru SOFO SMARTape Compact od firmy SMARTEC S.A.

## 2. Monitorovaná konstrukce

Kompozitní konstrukce jsou, díky svým vlastnostem, jako je tuhost, vysoká dopadová pevnost, odolnost proti korozi, nízká tepelná vodivost a nízká akustická vodivost, v posledních letech běžně používané v různých odvětvích průmyslu. Kompozitem obvykle nazýváme materiál, který je složen ze dvou a více složek, jehož výsledné vlastnosti jsou lepší, než vlastnosti samostatných částí.

Sendvičová kompozitní konstrukce se skládá ze dvou hlavních částí – jádra a povrchové části. Povrchová část je umístěna na stěny jádra. Povrchová část je tenká vrstva s velmi vysokou tuhostí, jejíž hlavní funkcí je přenášet napětí v tahu, tlaku a ohybové momenty. Jádro sendvičové kompozitní konstrukce je oproti tomu silnější s nízkou hmotností, jehož funkcí je přenášet příčné smykové síly působící na konstrukci.

Jak je popsáno výše, sendvičové kompozitní konstrukce se tedy skládají ze dvou a více vrstev majících rozdílné materiálové a mechanické vlastnosti. Díky tomu dochází v místech spojení jednotlivých vrstev ke skokové změně vlastností, a tím i ke vzniku napětí mezi jednotlivými vrstvami. Z tohoto důvodu je třeba znát a co nejpřesněji popsat chování sendvičového kompozitu v místech spojení jednotlivých vrstev.

Pro navrženou metodiku experimentálního dlouhodobého sledování přetvoření sendvičového kompozitu pomocí optovláknových extenzometrů SOFO SMARTape Compact byl jako modelový sendvičový kompozit zvolen symetrický třívrstvý kompozit. Jádro kompozitu je tvořeno lehčenou PVC pěnou Divinycell H100 o tloušťce 20 mm, které je na své horní a spodní straně opatřeno povrchovou vrstvou tvořenou epoxidovou pryskyřicí se skleněnými vlákny (0° a 90°). Horní a spodní povrchová vrstva byla k PVC pěnovému jádru Divinycell H100 přilepena ručně pomocí dvousložkového lepidla. Nominální hodnoty mechanických vlastností sendvičového jádra Divinycell H100 uváděných výrobcem DIAB Group jsou pro ilustraci uvedeny v Tab. 1 [6].

*Tabulka 1.: Nominální hodnoty mechanických vlastností PVC pěnového jádra Divinycell H100 [6].*

Mechanické vlastnosti	Zkušební postup	Jednotky	H100
Pevnost v tlaku <sup>1</sup>	ASTM D 1621	MPa	2,0
Modul pevnosti v tlaku <sup>1</sup>	ASTM D 1621-B-73	MPa	13,5
Pevnost v tahu <sup>1</sup>	ASTM D 1623	MPa	3,5

Poznámka: <sup>1</sup> Kolmo na plochu. Všechny hodnoty získány při teplotě + 23 °C.

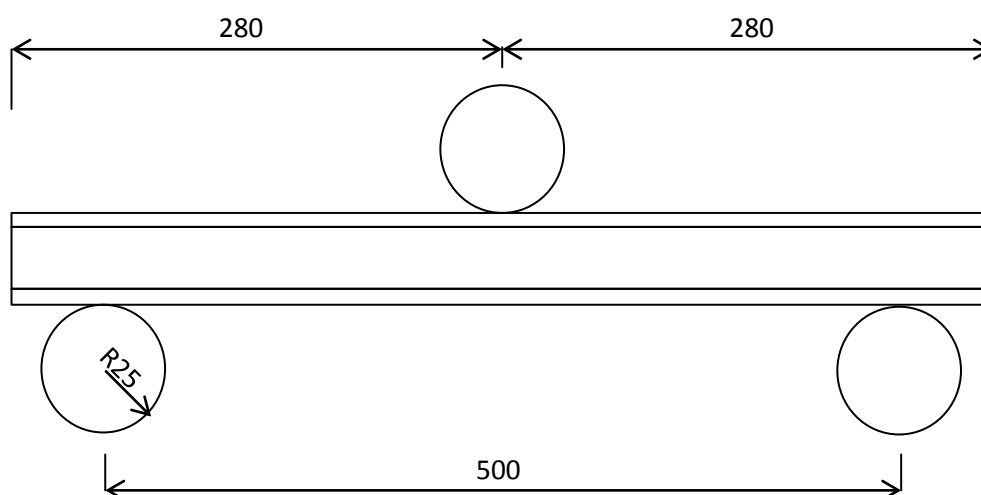
Tabulka 1.: Pokračování – Nominální hodnoty mechanických vlastností PVC pěnového jádra Divinycell H100 [6].

Mechanické vlastnosti	Zkušební postup	Jednotky	H100
Modul pevnosti v tahu <sup>1</sup>	ASTM D 1623	MPa	130
Smyková pevnost	ASTM C 273	MPa	1,6
Smykový modul pružnosti	ASTM C 273	MPa	35
Smyková deformace	ASTM C 273	%	40
Hustota	ISO 845	kg/m <sup>3</sup>	100

Poznámka: <sup>1</sup> Kolmo na plochu. Všechny hodnoty získány při teplotě + 23 °C.

### 3. Navržená metodika

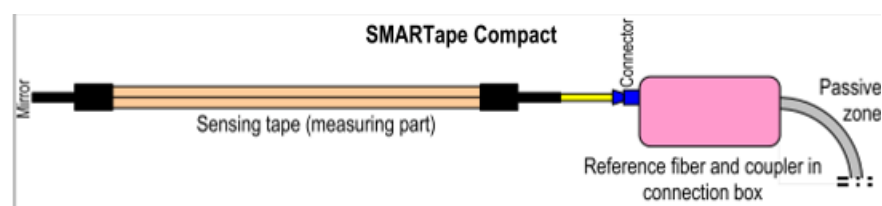
Navrhovaná metodika se zabývá dlouhodobým sledováním přetvoření sendvičového kompozitu. Pro namodelování komplexního stavu napjatosti v sendvičovém kompozitu bylo zvoleno zatěžování pomocí třibodového ohybu. Zkušební tělesa o délce 560 mm a šířce 75 mm byla nainstalována na dvě pevné válcové podpory o průměru 50 mm a délce 80 mm. Vzdálenost podpor je 500 mm a délka volných konců kompozitu je na každé straně 30 mm. Ve středu své délky je do zkušební tělesa vnášeno zatížení přes ocelové válcové těleso o průměru 50 mm a délce 80 mm. Na obr. 1 je pro ilustraci uvedeno zatěžovací schéma sendvičového kompozitu.



Obrázek 2.: Zatěžovací schéma sendvičového kompozitu.

Sledovaným parametrem dlouhodobého přetvoření sendvičového kompozitu zatíženého třibodovým ohybem je deformace. S ohledem na požadavek dlouhodobého monitorování konstrukce byl zvolen optovláknový systém, který umožňuje dlouhodobé měření i bez nutnosti neustálého připojení měřící ústředny. Z důvodu instalace optovláknového snímače mezi jednotlivé vrstvy sendviče (tj. mezi jádro a horní/spodní povrchovou vrstvu) byly zvoleny extenzometry SOFO SMARTape Compact. Pro navrženou metodiku dlouhodobého monitorování přetvoření sendvičového kompozitu byl tedy s ohledem na požadavky použit měřící systém SOFO pro měření statických veličin od firmy SMARTEC S.A. spolu se dvěma extenzometry SOFO SMARTape Compact nainstalovanými na každém zkušebním tělese.

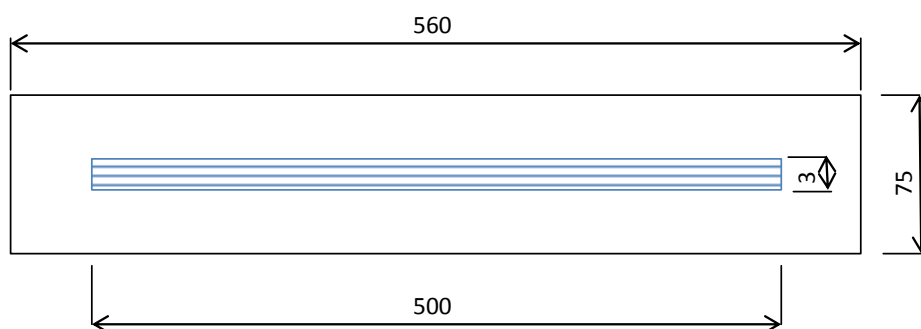
Extenzometr SOFO SMARTape Compact se skládá ze dvou částí – aktivní a pasivní. Aktivní část je tvořena kompozitovou páskou o šířce 6 mm a tloušťce 0,2 až 0,4 mm, která obsahuje měřící optické vlákno a pro experimentální část práce bylo použito o délce 500 mm. Referenční optické vlákno, které je také součástí aktivní části, je u tohoto typu extenzometrů umístěno v externím hliníkovém boxu. Pasivní část, kterou tvoří připojovací optický kabel, byla dodána v délce 2 m. Připojovací kabely jsou zakončeny optickými konektory E-2000 (obr. 2). Tyto extenzometry jsou voděodolné, mají vysokou životnost, odolávají elektromagnetickým vlivům, jsou odolné vůči korozi a vibracím a lze je zabudovat do vnitřní struktury konstrukce. Měřicí rozsah tohoto extenzometru je 1,5 % aktivní délky při zkrácení a 1,5 % při prodloužení. Rozsah pracovních teplot pasivní části je -40 °C až +80 °C a aktivní části -55 °C až +220 °C [3].



Obrázek 2.: Konstrukční provedení extenzometru SOFO SMARTape Compact [7].

Pro navrženou metodiku dlouhodobého monitorování přetvoření sendvičové kompozitní konstrukce byla připravena 3 zkušební tělesa s PVC pěnovým jádrem Divynycell H100 o tloušťce 20 mm na vnitřní a vnější straně opatřená povrchovou vrstvou tvořenou epoxidovou pryskyřicí a skleněnými vlákny (0°, 90°). Délka zkušebních těles byla 560

mm a šířka 75 mm. Každé zkušební těleso bylo opatřeno dvěma extenzometry SOFO SMARTape Compact. Jeden extenzometr o délce 500 mm byl nainstalován mezi jádro a horní povrchovou vrstvu, druhý optovláknový extenzometr o stejné délce byl nainstalován mezi jádro a spodní povrchovou vrstvu. Každý optovláknový extenzometr byl nainstalován v místě podélné osy – viz obr. 3.



*Obrázek 3.: Schéma umístění optovláknového extenzometru SOFO SMARTape Compact mezi vrstvy sendvičového kompozitu.*

#### 4. Závěr

Sendvičové konstrukce se díky svým vlastnostem v posledních letech běžně používají ve stavebním průmyslu. Tento typ konstrukcí se skládá ze dvou a více vrstev majících rozdílné materiálové a mechanické vlastnosti. Díky tomu dochází ve spoji jednotlivých vrstev ke skokové změně vlastností, a tím i ke vzniku napětí mezi jednotlivými vrstvami. Znalosti o chování sendvičových konstrukcí jsou tedy důležité pro efektivní výrobu konstrukce, pro predikci dlouhodobého chování a také z ekonomického hlediska. Tato práce se zabývá návrhem metodiky experimentálního sledování dlouhodobého přetvoření sendvičové kompozitní konstrukce. Pro dlouhodobé monitorování přetvoření tohoto typu kompozitní konstrukce byly použity optovláknové extenzometry SOFO SMARTape Compact. Výhodou těchto extenzometrů je nejen jejich přesnost, koroziodolnost, odolnost vůči elektromagnetickému poli, ale i možnost jejich instalace jak na vnější povrch konstrukce, tak i do jeho vnitřní konstrukce. Vzhledem k relativně malému průřezu těchto extenzometrů a k jejich teplotní stálosti jsou tyto extenzometry vhodné pro zabudování mezi vrstvy sendvičové kompozitní konstrukce. Tato jejich výhoda byla využita právě v navrhované metodice. Pro

namodelování komplexní napjatosti sendvičového kompozitu byla zkušební tělesa zatížena tříbodovým ohybem.

## Poděkování

Tato práce byla vytvořena v rámci postdoktorského projektu 14-35225P „Analýza zbytkových napětí v sendvičových kompozitech“ za podpory Grantové agentury České republiky.

## Literatura

- [1] STEEVES, C. A.; FLECK, N. A.: Collapse mechanism of sandwich beams with composite faces and a foam core, loaded in three-point bending. Part II: experimental investigation and numerical modelling. In: International Journal of Mechanical Sciences. Vol. 46, No. 4, 2004. s 585-608. ISSN: 0020-7403.
- [2] DANIEL, I. M.; ABOT, J. L.: Fabrication, testing and analysis of composite sandwich beams. In: Composites Science and Technology. Vol. 60, No. 12-13, 1999. s 2455-2463. ISSN: 0266-3538.
- [3] GDOUTOS, E. E.; DANIEL, I. M.; WANG, K. A.; ABOT, J. L.: Nonlinear Behavior of Composite Sandwich Beams in Three-point Bending. In: Experimental Mechanics. Vol. 41, No. 2, 2001. s 182-189. ISSN: 0014-4851.
- [4] THOMSEN, O. T.; FROSTIG, Y.: Localized bending effects in sandwich panels: Photoelastic investigation versus high-order sandwich theory results. In: Composite Structures. Vol. 37, No. 1, 1997. s 97-108. ISSN: 0263-8223.
- [5] MARTINEK, R.: Senzory v průmyslové praxi. BEN – technická literatura, Praha. 2004. 200 s. ISBN 80-7300-114-4.
- [6] [www.diabgroup.com](http://www.diabgroup.com), 1. 7. 2014
- [7] [www.smartec.ch](http://www.smartec.ch), 15. 11. 2011

## Kontakt

Ing. DITA JIROUTOVÁ, Ph.D., tel: 00420 224 353 527, e-mail: dita.jiroutova@klok.cvut.cz, Oddělení experimentálních a měřících metod, Kloknerův ústav, ČVUT v Praze, Šolínova 7, 166 08 Praha 6.



KONFERENCE  
ZKOUŠENÍ A JAKOST  
VE STAVEBNICTVÍ

---



## ZLYHANIE BETÓNOVÝCH STÍPOV NA STRATU STABILITY

### BUCKLING FAILER OF THE CONCRETE COLUMNS

**Kišac Marian<sup>1</sup>, Benko Vladimír<sup>2</sup>  
Križma Martin<sup>1</sup>, Kendický Peter<sup>2</sup>**

<sup>1</sup> Ústav stavebníctva a architektúry SAV,  
<sup>2</sup> Slovenská technická univerzita v Bratislave,  
Stavebná fakulta,  
Katedra betónových konštrukcií a mostov

**Anotace:**

*Cieľom experimentu bolo preukázať vplyv štíhlosti na odolnosť betónových stĺpov. V numerickom modeli a experimentálnom programe sme definovali betónové stĺpy, u ktorých vplyv štíhlosti na odolnosť je výraznejší ako vplyv materiálových vlastností. Pre tento prípad sme si zvolili betón triedy C45/55.*

**Annotation:**

*Our goal in this experiment was demonstrate slenderness effect on the load resistance. The analytical model and experimental investigation are going to be used for demonstration of more significant effect on the load resistance caused by slenderness rather than material properties. For our case, were chosen concrete type C45/55.*

**Klíčová slova:** Slenderness, Resistance, Interakcion diagram

**Keywords:** Štíhlost', odolnosť', interakčný diagram

## 1. Odolnosť tlačných prvkov pri strate stability

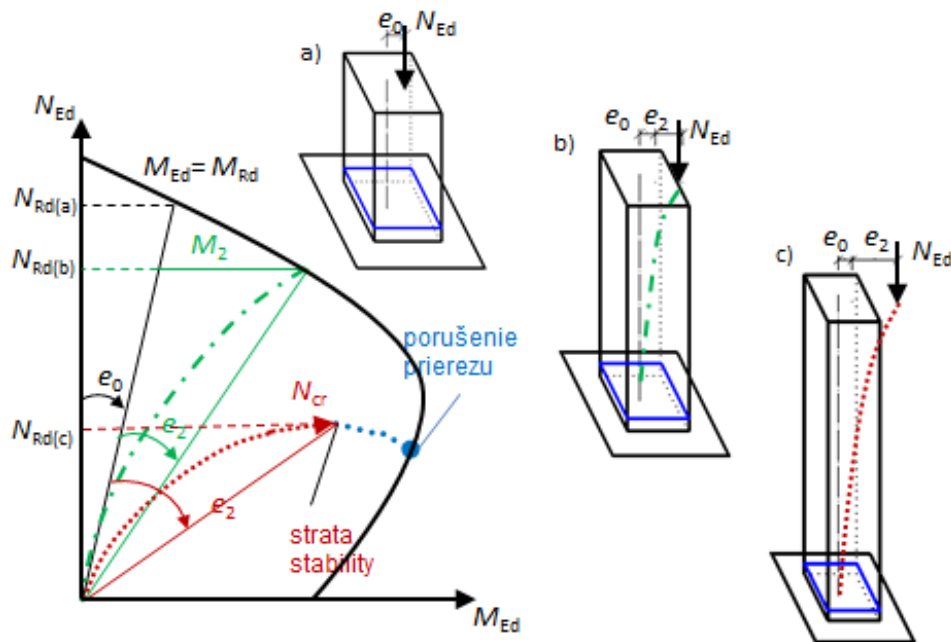
Zvyšovanie ohybového momentu v kritických prierezoch tlačného železobetónového prvku je výrazným spôsobom ovplyvnené štíhlosťou prúta (Obr. 1).

Pri masívnych stĺpoch dochádza pri zvýšení normálovej sily na excentricite  $e_0$  k zanedbateľnej deformácii tlačného prúta (Obr. 1.a, plná čiara). V súradnicovom systéme  $M_{Ed} - N_{Ed}$  je nárast sily reprezentovaný lineárnou čiarou so smernicou  $e_0$ . Maximálnu odolnosť prierezu  $N_{Rd(a)}$  dostaneme ako priesečník tejto čiary s čiarou odolnosti kritického prierezu. V tomto prípade nastáva zlyhanie prúta vyčerpaním odolnosti materiálov. Porušenie sa prejaví v najviac namáhanom priereze rozdrvením betónu alebo roztrhnutím výstuže.

Pri väčšej štíhlosti stĺpa, (Obr. 1. b, bodkočiarkovaná čiara), dochádza pri náraste sily  $N_{Ed}$  k deformácii stĺpa, čím dochádza k nárastu excentricity normálovej sily v kritickom priereze. Táto skutočnosť je zohľadnená v prídavnej excentricite normálovej sily  $e_2$ . Maximálna normálová sila  $N_{Rd(b)}$  je priesečník bodkočiarkovanej čiary s interakčným diagramom.

Pri štíhlych železobetónových tlačných prútoch nárastom normálovej sily dochádza k deformácii prúta, čím narastá celková excentricita pôsobenia sily na kritické prierezy. Nárast excentricity druhého rádu môže byť tak výrazný, že k zlyhaniu železobetónového tlačného prvku dôjde vo vnútri definičného oboru návrhového interakčného diagramu porušenia prierezu (Obr.1.c., bodkovaná čiara) skôr, ako sa dosiahne návrhová odolnosť v kritickom priereze.

Pre navrhovanie všeobecnou metódou podľa [1] kap.5.7 (4)P „pri používaní nelineárnej analýzy sa musia používať materiálové charakteristiky reprezentujúce skutočnú tuhosť...“, čo znamená použitie stredných hodnôt materiálových charakteristík. Parciálny súčiniteľ spoľahlivosti pre prípady stabilitného zlyhania stĺpov v európskej norme nie je definovaný. Praktické použitie všeobecnej metódy je umožnené podľa [1] kap. 5.8.6 (3) za použitia návrhových vlastností materiálov, čo je v rozpore s definíciou „...sa musia používať...“ v kap.5.7 (4)P, a navyše zníženou tuhosťou materiálov sa takto získané pretvorenia tlačných prvkov, ako aj prerozdelenie zaťaženia v nosných sústavách vzdáľujú od ich skutočného pôsobenia.

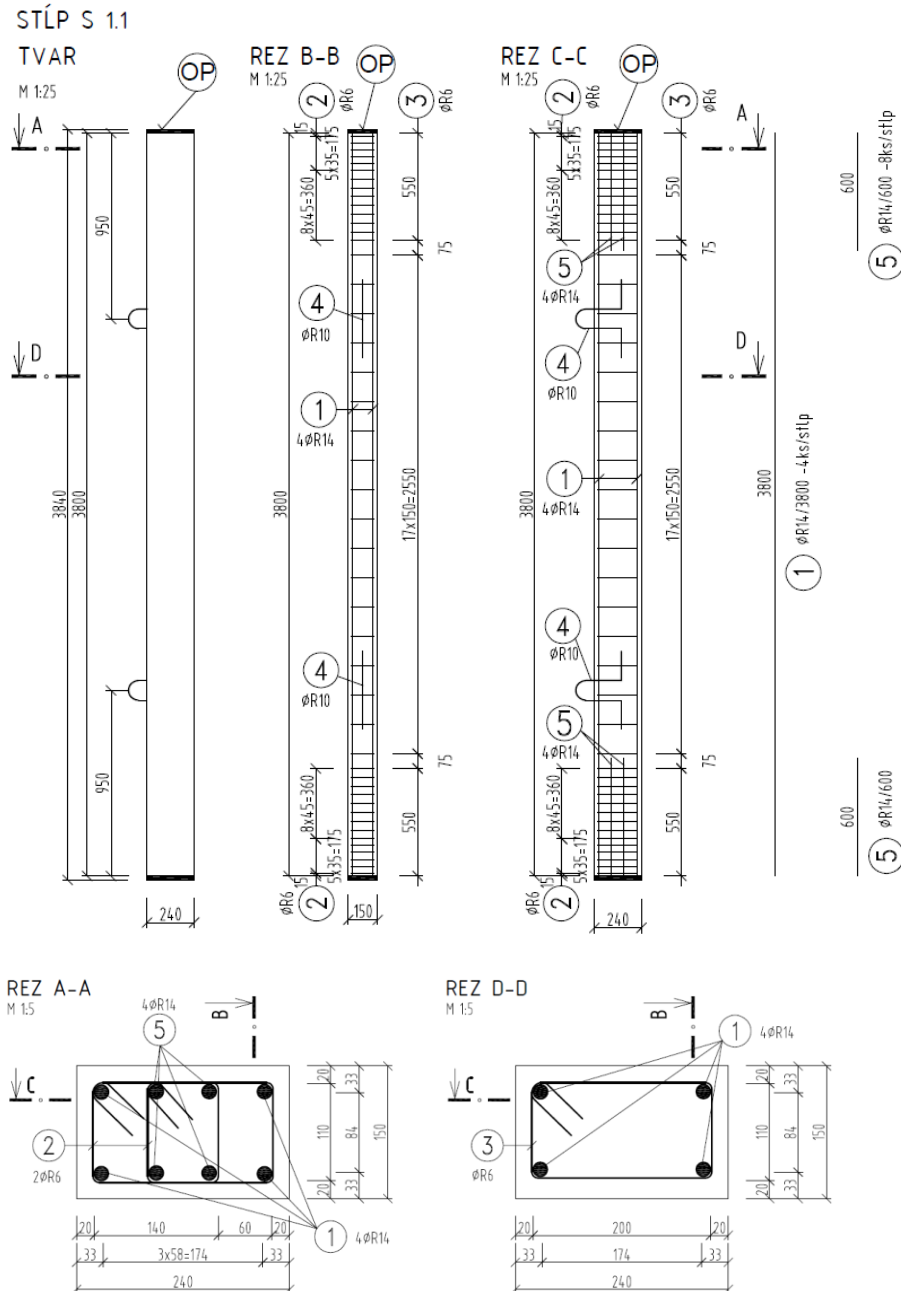


Obrázok 1.: Vplyv štíhlosti na odolnosť stĺpov

## 2. Geometria skúšobných stĺpov

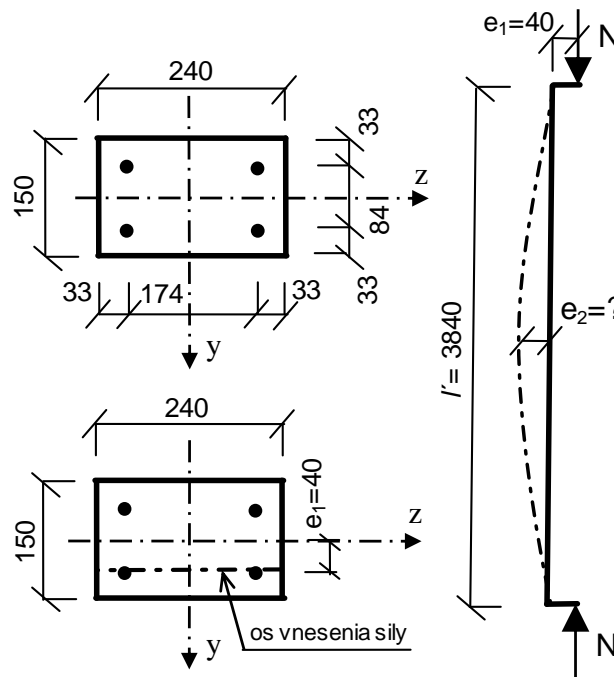
Daný jav sme sa snažili simulovať pomocou numerického modelu a následne experimentálne odskúšať. Geometria stĺpov navrhnutých pre experimentálne overovanie je zrejماً z obr. 2. Experimentálne overované železobetónové stĺpy sú v priečnom reze obdĺžnikového prierezu s rozmermi 240 mm x 150 mm. Celková dĺžka stĺpov vrátane oceľových roznášacích platní je 3840 mm. Stĺpy sú vystužené štyrmi prútmi pozdĺžnej výstuže priemeru  $\varnothing 14$  mm. Na oboch koncoch stĺpa v kritických miestach je pozdĺžna výstuž doplnená štyrmi prídavnými prútmi priemeru  $\varnothing 14$  mm, dĺžky 600 mm, ktoré sú privarené nosnými zvarmi na oceľové platne hrúbky 20 mm, osadené sú na oboch koncoch stĺpa. Takýmto spôsobom je zabezpečená zvýšená odolnosť koncových častí stĺpa na zabránenie lokálneho porušenia stĺpa v mieste vnášania zaťažovacej sily počas skúšania, ktoré by mohlo predchádzať stabilnému zlyhaniu stĺpov. Priečnu výstuž stĺpa tvoria dvoj-strižné strmene priemeru  $\varnothing 6$  mm. Vzhľadom na prídavnú pozdĺžnu výstuž v kritických miestach uloženia sme navrhli štvor-strižné strmene, a tým sme zvýšili efekt ovinutia. Presné uloženie výstuže je znázornené na obr. 2. Jedná sa o prefabrikované prútové prvky vyrobené s predpísanými

výrobnými toleranciami, kde krytie výstuže  $c_{nom}=20$  mm je zabezpečené betónovými dištančnými telieskami prichytenými na strmene. Podľa realizačnej dokumentácie s predpísanými triedami materiálov, betón C45/55 a betonárska výstuž triedy B500 B (10 505 R), boli stĺpy vyrobené v závode ZIPP Bratislava s.r.o. v Seredi.



Obrázok 2.: Tvar a výstuž stĺpov

Geometria stíпов pre experimentálne overovanie, vystuženie stíпов, ako aj plánovaná excentricita na koncoch stípa, bola určovaná na základe nelineárnych výpočtov takým spôsobom, aby pre plánované stípy došlo k stabilnému porušeniu stíпов v definičnom obore návrhových interakčných diagramov, teda pred dosiahnutím návrhovej odolnosti kritických prierezov.

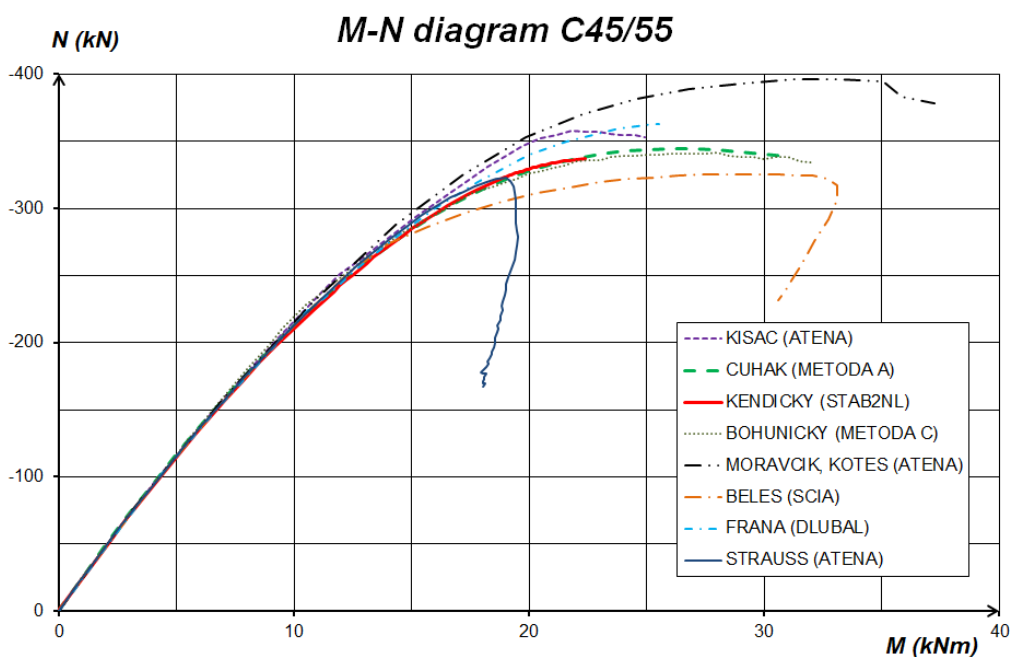


Obrázok 3.: Statická schéma

### 3. Predikcia zlyhania stíпов

Používanie nelineárnych výpočtov v posledných rokoch umožňuje rýchly vývoj softvérových produktov aj pre oblasť navrhovania stavieb. Preto je možné využitie presnejších výpočtov nielen pre oblasť vedecko-výskumnú v laboratóriách univerzít a skúšobných ústavov, ale použitie presnejších výpočtov sa otvára aj projektovým kanceláriám pre praktické navrhovanie. Používanie nelineárnych analýz pre železobetónové prvky je značne náročné a vyžaduje skúsenosti spojené s porovnaním mnohých výsledkov na experimentálne overených prvkoch a konštrukciách. Používanie nelineárnych metód vzhľadom na neplatnosť superpozície

čiastkových výsledkov jednotlivých zaťažovacích stavov je pre praktické navrhovanie, ktoré si pre semi-probabilistické metódy vyžaduje desiatky až stovky rôznych kombinácií zaťažení, výrazne znevýhodnené. Overovanie výsledkov experimentálnych meraní nelineárnymi metódami sa stalo samozrejmosťou. Možnosti zadávania vstupných parametrov pre nelineárne analýzy umožňujú vytvoriť modely, kde je možný veľmi výrazný rozptyl výsledkov a kde autor analýzy má veľký priestor pre dosiahnutie výsledkov kde sa chce s nimi priblížiť. Priblíženie sa k predpovedaným očakávaným výsledkom pripravovaného experimentu si vyžaduje výbornú znalosť používaného softvéru, ale hlavne praktické skúsenosti autora. Pravdivé preverenie svojich skúseností a zručností s nelineárnymi analýzami je možné predpovedaním výsledkov experimentálnych meraní ešte pred samotným experimentálnym meraním.



*Obrázok 4.: Predikcia odolnosti stĺpov od oslovených kolektívov*

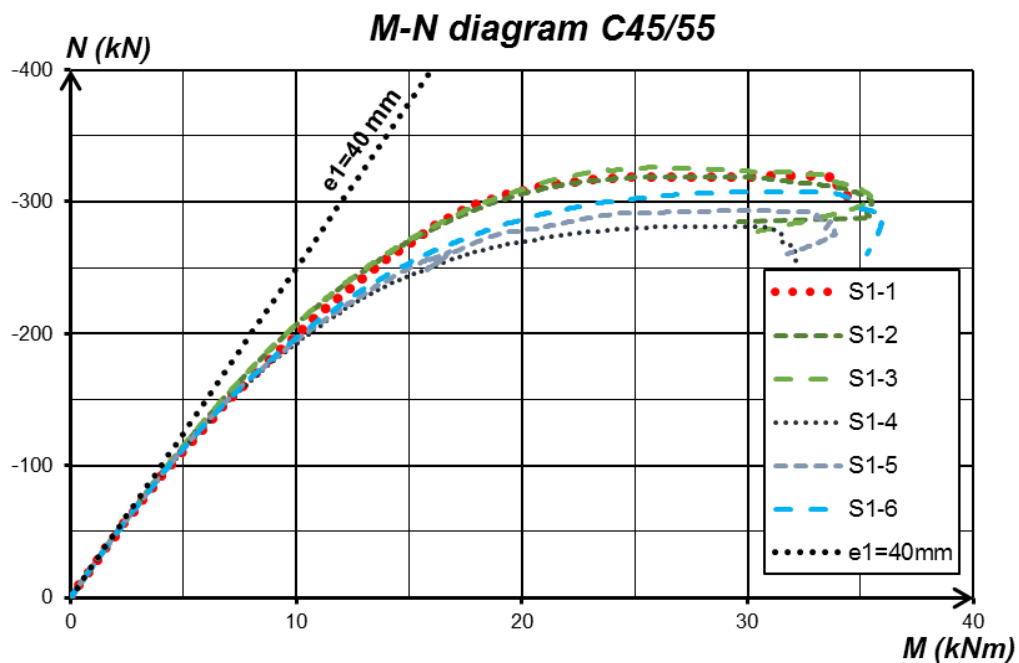
Pre lepší prehľad sú výsledky uvedené v tab. 1., vidno rozdiel je medzi zúčastnenými pomerne značný. Zaujímavosťou je najmä porovnanie medzi tými, ktorý použili rovnaký softvér a ich výsledky majú značný rozptyl.

Tabulka 1.: Predpovede zlyhania stĺpov na stabilitu

Spoločnosť	Riešiteľ	Softvér	N [kN]	$u_y$ [mm]	M [kN.m]
STU Bratislava	Kišac M.	Aténa	357,8	20,9	21,8
STU Bratislava	Čuhák M.	Metóda A	344,4	35,5	26,0
STU Bratislava	Kendický P.	Stab2NL	336,8	26,4	22,4
Leptón s.r.o.	Bohunický B.	Metóda C	342,0	44,0	28,0
ZU Žilina	Moravčík M.	Aténa	396,6	38,7	31,2
Nemetschek-Scia	Beleš I.	Scia	325,5	49,4	29,1
Dlubal - CZ	Fráňa J.	Dlubal	363,0	30,3	25,5
BOKU Wien - A	Strauss A.	Aténa	323,0	18,9	19,0

23%
161%

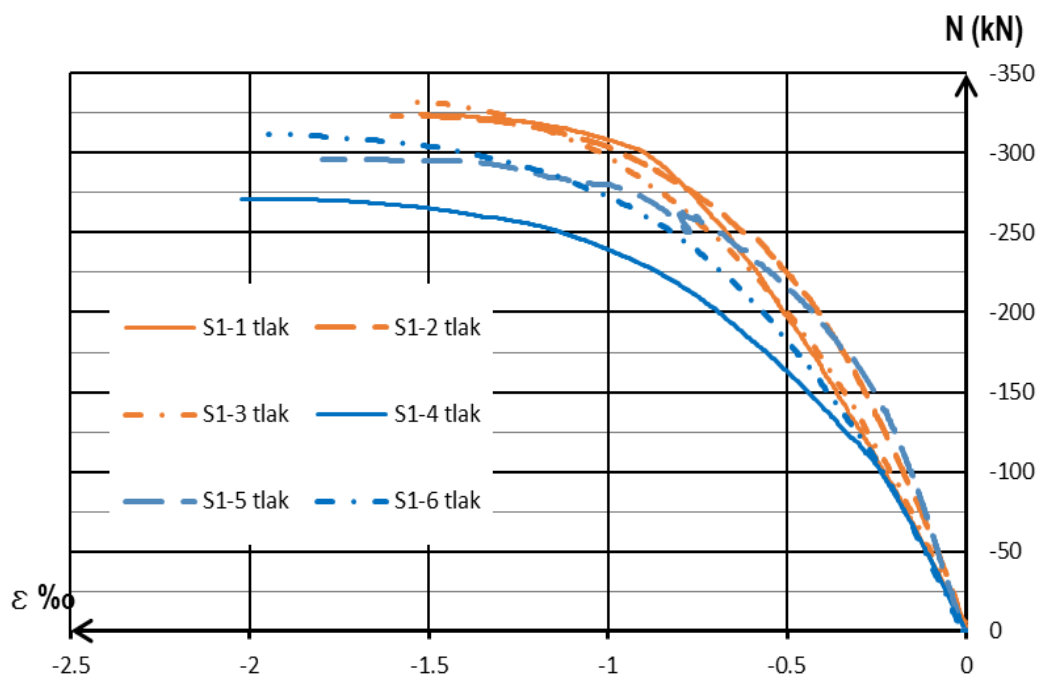
Následne sa odskúšali skúšobné stĺpy v centrálnom laboratóriu Stavebnej fakulty v Bratislave. Výsledky meraní jednotlivých stĺpov sú znázornené na Obr. 3.



Obrázok 5.: Vyhodnotenie skúšaných stĺpov

Tabulka 2.: Numerické vyhodnotenie skúšaných stĺpov

Stĺp	N [kN]	$u_y$ [mm]	M [kN.m]
S1-1	332,6	38,3	26,0
S1-2	336,8	26,4	22,4
S1-3	332,6	38,3	26,0
S1-4	396,6	38,7	31,2
S1-5	325,5	49,4	29,1
S1-6	363,0	30,3	25,5



Obrázok 6.: Graf závislosti pomerného pretvorenia a sily



## 4. Záver

Plánované experimentálne skúšky potvrdili naše predikčné výsledky a celkové správanie sa štíhlych stĺpov. Stĺpy zlyhali na stratu stability vo vnútri návrhového interakčného diagramu pri pomernom stlačení betónu od 1,6 do 2,1 promile (pozri Obr. 6) skôr, ako bola vyčerpaná návrhová odolnosť prierezu. Pri tomto type zlyhania sa pred dosiahnutím odolnosti tlačeneho prúta nemôže využiť parciálny súčiniteľ spoľahlivosti na strane materiálov, nakoľko ku zlyhaniu stĺpa dokonca došlo skôr ako sa využila odolnosť materiálov v kritických prierezoch. Na zabezpečenie celkovej spoľahlivosti ako aj zabezpečenie potrebného indexu spoľahlivosti a pravdepodobnosti zlyhania v súlade s EN 1990 odporúčame pre použitie nelineárnych metód zaviesť do sústavy európskych noriem parciálny súčiniteľ spoľahlivosti pre stabilné zlyhanie tlačných betónových prvkov.

## Pod'akovanie

Ďakujeme všetkým odborníkom, ktorí sa zapojili do predpovedí skutočného správania sa stĺpov pripravených na stabilné zlyhanie.

Ďakujeme firme ZIPP Bratislava s.r.o. za odbornú spoluprácu a podporu pri výrobe skúšobných stĺpov a skúšobných vzoriek. Naše pod'akovanie patrí aj firme TASUS, ktorá v spolupráci so SvF STU Bratislava podporila projekt prevedením materiálových skúšok skúšobných vzoriek.

*Projekt bol realizovaný za finančnej podpory Vedeckej grantovej agentúry Ministerstva školstva a vedy SR . Registračné číslo projektu je VEGA č.1/0690/13 a 2/0143/12.*

## Literatúra

[1] EN 1992-1-1:2004 Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings, 2004.

[2] STN EN 1992-1-1:2006 (73 1201) Eurokód 2 – Navrhovanie betónových konštrukcií. Časť 1-1: Všeobecné pravidlá a pravidlá pre budovy, 2006.

[3] MORAVČÍK, M.; BRODŇAN, M.; KOTEŠ, P.; KOTULA, P.: 1 Skúsenosti s mostami zo starších typov prefabrikátov. In Betonárske dni 2012, zborník prednášok, STU v Bratislave, 2012. p. 439-444. ISBN 978-80-8076-104-2.

[4] BURTSCHER S. L.; RINNHOFFER G.; BENKO V.; KOLLEGGERR J.: Zerstörende Großversuche an hochbewehrten Schleuderbetonstützen. Bauingenieur, Band 78, April 2003, S. 187-193

## **Kontakt**

Ing. MARIAN KIŠAC, PhD., tel: 00421 908 509 548, e-mail: marian.kisac@stuba.sk, Ústav stavebníctva a architektúry SAV, Dúbravská cesta 9, 845 03 Bratislava.

Prof. Dipl.-Ing. Dr. VLADIMÍR BENKO, PhD., tel: 00421 903 433 102, e-mail: vladimir.benko@stuba.sk, Fakulta stavebná STU v Bratislave, Katedra betónových konštrukcií a mostov, Radlinského 11, 813 68 Bratislava

Ing. MARTIN KRIŽMA, PhD., tel: 00421 902 504 083, e-mail: usarkrim@savba.sk, Ústav stavebníctva a architektúry SAV, Dúbravská cesta 9, 845 03 Bratislava.

Ing. Peter Kendický, tel: 00421 918 216 504, e-mail: peter.kendicky@stuba.sk, Fakulta stavebná STU v Bratislave, Katedra betónových konštrukcií a mostov, Radlinského 11, 813 68 Bratislava

## **STATICKÝ MODUL PRUŽNOSTI BETONU V TLAKU - ČSN ISO 6784 A ČSN EN 12390-13**

## **STATIC MODULUS OF ELASTICITY OF CONCRETE IN COMPRESSION - ISO 6784 AND EN 12390-13**

**Dalibor Kocáb, Petr Misák, Petr Cikrle, Petr Pössl**

Vysoké učení technické v Brně,  
Fakulta stavební, Ústav stavebního zkušebnictví

***Anotace:***

*Hodnota statického modulu pružnosti betonu v tlaku se při návrzích železobetonových konstrukcí stále častěji objevuje mezi předepsanými hodnotami, a proto je důležité umět statický modul pružnosti betonu správně určit. Od února 2014 vešla v platnost norma ČSN EN 12390-13, která popisuje zkoušení modulu pružnosti betonu v tlaku, přičemž výsledky se od hodnot zjištěných dle dosavadní normy ČSN ISO 6784 poměrně výrazně liší, na což se tento článek na základě provedeného experimentu snaží poukázat, stejně jako na možné problémy s interpretací některých částí nové normy.*

***Annotation:***

*The value of secant modulus of elasticity in compression is increasingly used during the design of reinforced concrete structures. It is very important to know how to estimate the secant modulus of elasticity of hardened concrete in compression. The new standard ČSN EN 12390-13 was published in February 2014. This standard describes the determination of secant modulus of elasticity in compression of hardened concrete. This article deals with differences between testing procedures according to ČSN EN 12390-13 and the existing standard ČSN ISO 6784.*

***Klíčová slova:*** statický modul pružnosti, beton

***Keywords:*** static modulus of elasticity, concrete

## 1. Úvod

Modul pružnosti v tlaku/tahu je významnou charakteristikou betonu. Naštěstí již neplatí, že by byl opomíjen, jak tomu v minulosti do jisté míry bylo, ale naopak se tato vlastnost dostává do popředí zájmu odborné veřejnosti stále více. Z hlediska navrhování železobetonových konstrukcí, především předpjatých, je totiž modul pružnosti betonu mimořádně aktuální téma [1, 2]. A jak je pro veškerou výzkumnou činnost typické, čím hlouběji se podaří do problematiky proniknout, tím více se objeví nezodpovězených otázek a problémů k řešení.

Modul pružnosti je ovlivněn faktory technologickými, ale také řadou zkušebních činitelů [3]. Jeho hodnota je závislá na množství vstupních parametrů při návrhu betonu – především na použitém kamenivu, o čemž pojednává příspěvek [4], ale také na použitých přísadách a příměsích (více na toto téma viz článek [5]), či provzdušnění (podrobněji popsáno např. v článcích [6, 7]). Pro výslednou hodnotu modulu pružnosti jsou důležité také podmínky při betonáži – např. vliv teploty v počáteční fázi zrání (toto popisuje část příspěvku [8]) nebo vliv ošetřování (detailněji např. v článcích [9, 10]). Výsledný modul pružnosti rovněž ovlivňují aspekty při zkoušení – tvar a velikost zkušebních těles (tomuto tématu se věnuje např. příspěvek [11]), způsob zakoncování zkušebních těles (rozebráno např. v článku [3]), či obecně zvolený druh zkoušení (tlak vs. tah ohybem).

Je dobré si současně uvědomit, že většina požadavků na modul pružnosti betonu se neopírá o charakteristické hodnoty, nýbrž o hodnoty směrné průměrné, jak je definuje Eurokód 2 [12]. Tyto hodnoty navíc platí pouze pro běžné silikátové kamenivo, při použití jiného kameniva je nutné modul pružnosti upravit. Současně je doporučeno, aby byla v případě betonu určeného pro konstrukce citlivé na deformace hodnota modulu pružnosti přesně definována a zjištěna měřením.

Ačkoliv je známa celá řada vztahů, které udávají přibližnou hodnotu modulu pružnosti vypočtenou na základě znalostí jiných charakteristik betonu (receptura, pevnost v tlaku apod.) [13], je nejpřesnější modul pružnosti přímo změřit, čímž se předejde případným problémům a sporům.

Při zjišťování modulu pružnosti je možné využít více zkušebních postupů. Lze použít nedestruktivní metody, které udávají dynamickou hodnotu modulu pružnosti. Jedná se o metodu ultrazvukovou impulsní, která je velmi podrobně popsána v příspěvku [8] a jejíž výhodou je možnost

aplikace na konstrukcích při měření in situ, o metodu rezonanční, jejíž renesanci dokumentuje např. článek [14], či o metodu impact-echo, viz např. [15]. Nevýhodou dynamických metod je nutnost získanou hodnotu modulu pružnosti přepočítat pomocí zmenšovacích součinitelů na statický modul pružnosti, což popisuje článek [16]. Statický modul pružnosti lze určit na základě měření betonu v tahu ohybem dle normy ČSN 73 6174 [17], kde je ovšem ve výpočtu uvažován Poissonův poměr 0,15 bez možnosti jej upravit a navíc je v jednom výpočetním vztahu chyba [18]. Dále lze statický modul pružnosti stanovit pomocí normy ČSN ISO 6784 [19] na základě měření betonu v tlaku, a nově také dle ČSN EN 12390-13 [20]. A právě tímto předpisem se budeme dále zabývat.

## 2. Rozdíly v postupech mezi normami ČSN ISO 6784 a ČSN EN 12390-13

Do ledna 2014 bylo možné zkoušet modul pružnosti v tlaku pouze podle normy [19]. Od února 2014 je však možné využít také normu [20], přičemž dochází k souběhu norem, neboť předpis [19] stále platí. Kromě několika menších změn nabízí nová norma jednu změnu výraznou, a tou je možnost zkoušet modul pružnosti podle dvou metod. Metoda A umožňuje kromě stanovení klasického statického modulu pružnosti (kompletně je označen jako ustálený sečnový statický modul pružnosti) určit také počáteční sečnový modul pružnosti betonu v tlaku. Druhá možnost zjištění modulu pružnosti, metoda B, je poté jen mírně upravený postup dle [19].

Nyní se věnujme změnám, které norma [20] přináší. Požadavky na zkušební zařízení jsou specifikována podrobněji než u normy [19], např. zkušební lis musí udržet zvolené konstantní zatížení s odchylkou max. 5 %. Norma uvádí, že je vhodné používat zkušební lisy s možností nastavení automatického zatěžování.

V otázce požadavků na zkušební tělesa jsou změny dle [20] pouze kosmetické. Stejně jako [19] uvádí i nová norma jako základní zkušební těleso válec 150 × 300 mm. Použity však mohou být také hranoly a tělesa získaná pomocí jádrového vrtání. Štíhlost zkušebních těles, tedy poměr výšky  $L$  a příčného rozměru  $d$  (průměr u válce nebo hrana u hranolu), musí být v mezích 2 až 4. Jediná změna je podmínka, že  $d$  musí být větší než  $3,5 \cdot D_{max}$  (maximální zrno použitého kameniva), přičemž [19] udává, že  $d$  musí být větší než  $4,0 \cdot D_{max}$ . V poznámce je také v nové normě správně uvedeno, že rozměr použitého zkušebního



tělesa může mít vliv na výslednou hodnotu modulu pružnosti. Bohužel není tato informace více rozvedena.

Co se týče délky měřicí základny  $l_0$ , na které je určována deformace tělesa při zatěžování, uvádí nová norma [20] podmínky dvě. Stejně jako v [19] je uvedeno, že  $l_0$  musí být větší než  $2/3$  příčného rozměru  $d$  a menší než  $1/2$  délky zkušební tělesa  $L$ . Současně ale platí, že  $l_0$  musí být větší než  $3 \cdot D_{max}$ . U zkušebních těles se štíhlostí mezi 3,5 a 4,0 se může délka měřicí základny  $l_0$  navýšit až na hodnotu  $2/3 \cdot L$ . U hranolu  $100 \times 100 \times 400$  mm je tedy povolena měřicí základna délky 67 až 267 mm!

Ke zjištění předpokládané pevnosti betonu v tlaku  $f_c$  je také dle [20] nejlepší použít srovnávací zkušební tělesa stejného tvaru a velikosti. Ovšem zatímco [19] povolovala odhad pevnosti v tlaku pouze ve výjimečných případech, nová norma na srovnávacích zkušebních tělesech tak striktně netrvá. Je možné pevnost  $f_c$  zjistit na zkušebních tělesech, která se tvarově či rozměrově od zkoušených odlišují a tento fakt potom zohlednit nebo lze pevnost v tlaku zjistit pomocí NDT měření či pomocí národních předpisů. Je tedy možné k určení  $f_c$  použít např. normu ČSN 73 1373 [21]. Horní napětí zatěžovacího cyklu  $\sigma_a$  je definováno stále jako  $1/3 \cdot f_c$ .

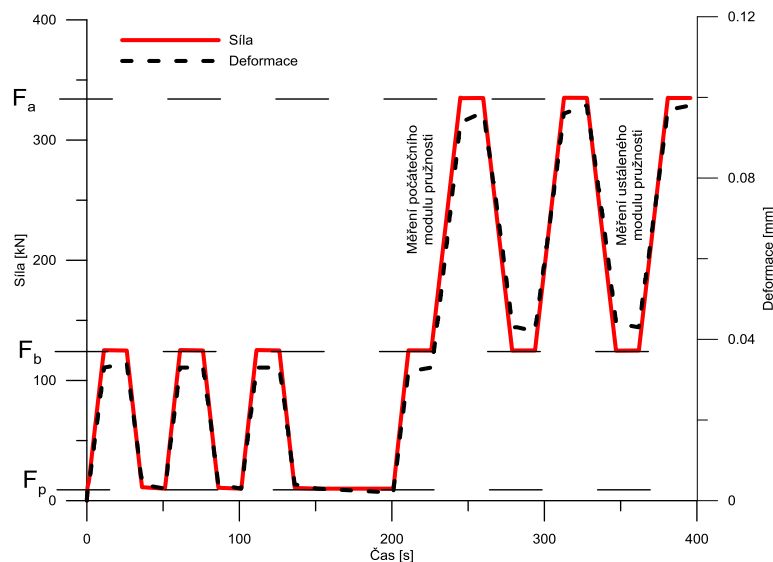
Rychlost zatěžování zkušební tělesa je oproti širokému intervalu  $0,6 \pm 0,4$  MPa/s dle [19] zúžena na hodnotu  $0,6 \pm 0,2$  MPa/s. Výsledná hodnota modulu pružnosti se poté zaokrouhluje vždy na nejbližších 100 MPa. Požadavek na skutečnou pevnost v tlaku zkušebních těles se od původní normy [19] v novém předpisu neliší – hodnota zjištěné pevnosti zkušební tělesa po zkoušce statického modulu pružnosti by se neměla od předpokládané pevnosti betonu v tlaku  $f_c$  lišit o více než 20 %.

Norma [20] přináší také jednu novou podmínku pro osazení tělesa ve zkušebním lisu během zkoušení. Kromě kontroly centrace zkušební tělesa je nově nezbytné ověřit také změnu průměrného přetvoření mezi druhým a třetím zatěžovacím cyklem. U metody A je první kontrolou změna přetvoření. Pokud se hodnota  $\varepsilon_b$  (poměrné přetvoření při působení dolní hladiny napětí) při třetím cyklu liší od hodnoty  $\varepsilon_b$  při druhém cyklu o více než 10 %, je nutné polohu zkušební tělesa upravit a zkoušku provést znovu. U metody A se tato kontrola provádí při předzatěžovacích cyklech a musí být provedena do 60 sekund. Více o průběhu cyklování je uvedeno v další části článku. Druhou kontrolou je poté centrace zkušební tělesa. Jednotlivá přetvoření  $\varepsilon_b$  ve třetím zkušebním cyklu se nesmí lišit o více než 20 % od své průměrné hodnoty. U metody B je pořadí kontrol naopak – nejdříve je třeba ověřit podmínku vycentrování

tělesa, kdy jednotlivá přetvoření  $\varepsilon_a$  (při horní hladině napětí) se během prvního cyklu nesmí od své průměrné hodnoty lišit o více než 20 %, a až poté přichází na řadu kontrola změny poměrného přetvoření, kdy změna  $\varepsilon_a$  mezi druhým a třetím cyklem nesmí překročit 10 %. O platnosti zkoušky, či naopak nutnosti zkoušku opakovat, se tedy rozhodne až po jejím kompletním provedení. Aby mohly být výše popsané podmínky ověřeny, musí být při prvním cyklu měřiče deformací vynulovány, což [20] předepisuje.

Nejdůležitější změnou, kterou nová norma [20] oproti [19] nabízí, je možnost zkoušet statický modul pružnosti betonu v tlaku podle dvou postupů – dle metody A „Určení počátečního a ustáleného sečnového modulu pružnosti“ a dle metody B „Určení ustáleného sečnového modulu pružnosti“. Nejdříve se věnujme metodě B, která se od [19] liší jen v detailech. Jednou změnou oproti postupu ve starší normě je délka držení hladin napětí – z původní doby 60 sekund se stala doba maximálně 20 sekund. Druhou změnou je definice základního napětí. V normě [20] je toto napětí označeno jako předzatěžovací (preload stress, označeno  $\sigma_p$ ) a je dána možnost jeho zvýšení z původně fixní hodnoty 0,5 MPa dle [19] až na hodnotu dolního napětí  $\sigma_b$ , které je rovno  $(0,1 \text{ až } 0,15) \cdot f_c$ .

Metoda A je zajímavá tím, že umožňuje určit kromě ustáleného sečnového modulu pružnosti  $E_{C,S}$  také počáteční sečnový modul pružnosti  $E_{C,0}$ . Průběh cyklování dle metody A je zachycen na Obrázku 1.



Obrázek 1.: Grafické znázornění reálného průběhu zatěžovací síly a deformace – ČSN EN 12390-13: Metoda A [20]

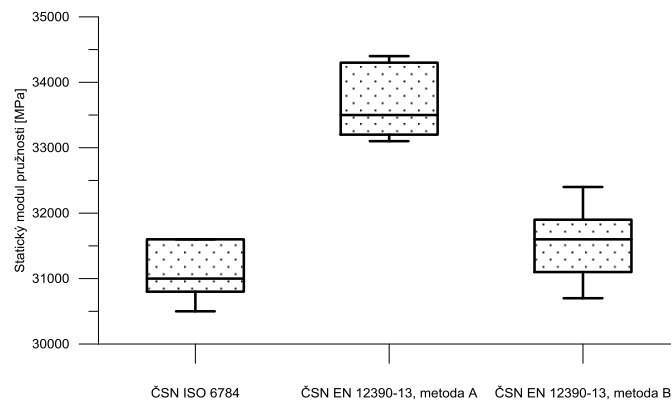
Zkouška se skládá z 3 předběžných cyklů (mezi předzatěžovací hladinou napětí  $\sigma_p$  a dolní hladinou napětí  $\sigma_b$ ), po nichž následuje výše popsaná kontrola správnosti osazení zkušebního tělesa v lisu a poté samotné měření. Během prvního zatěžovacího cyklu (mezi dolním napětím  $\sigma_b$  a horním napětím  $\sigma_a$ ) se určí počáteční modul pružnosti  $E_{c,0}$ . Pro zjištění ustáleného modulu pružnosti  $E_{c,s}$  slouží poslední, tedy třetí cyklus. Bohužel v nové normě [20] není přesně definován čas, ve kterém se mají odečítat hodnoty napětí a deformací. V textu je uvedeno, že tak má být učiněno na konci daného zatěžovacího cyklu, ovšem v příslušném obrázku znázorňujícím cyklování je u počátečního modulu pružnosti čerchovaná čarou vyznačen jako bod odečtu počátek horního napětí. Navíc doba držení napětí není přesně stanovena, je pouze uvedeno, že musí být menší než 20 s. I kdyby se tedy text shodoval s obrázkem, může být doba odečtu zvolena zcela libovolně mezi 1 až 20 s. Avšak jak je popsáno dále, právě zvolené místo (doba držení meze napětí) odečtu hodnot napětí a deformací z grafu hraje při výpočtu nezanedbatelnou roli.

### **3. Porovnání výsledků dle ČSN ISO 6784 a ČSN EN 12390-13**

Za účelem porovnání zkušebních postupů uvedených v [19] a [20] bylo vyrobeno celkem 25 zkušebních těles ve tvaru válce 150 × 300 mm. Všechna tělesa byla vyrobena z jedné výrobní dávky čerstvého betonu C 45/55 na betonárně ve spolupráci s firmou Betotech, s.r.o., uložena do stejného typu forem a ošetřována stejným způsobem po dobu 28 dní. Pevnost v tlaku betonu pro definování zatěžovacích hladin zkoušek modulu pružnosti byla určena na krychlích o hraně 150 mm, které byly vyrobeny ze stejné dávky čerstvého betonu. Získaná hodnota krychelné pevnosti v tlaku byla přepočtena na válcovou pevnost a ověřena zjištěním pevnosti v tlaku na jednom válci, tedy zkušebním tělesem stejného tvaru a velikosti jako tělesa určená pro zkoušky statického modulu pružnosti. Před samotným stanovením statického modulu pružnosti bylo provedeno určení dynamických modulů pružnosti ultrazvukovou a rezonanční metodou dle norem [22] a [23]. Zkušební tělesa byla poté rozdělena do tří skupin po osmi kusech tak, aby průměrná hodnota dynamických modulů pružnosti v každé skupině byla přibližně stejná. Tímto způsobem bylo minimalizováno riziko ovlivnění výsledků zkoušek rozdílností kvality zkušebních těles. Na válcích první skupiny byl statický modul pružnosti určen podle [19], na zkušebních tělesech druhé skupiny podle metody A



popsané v [20] a zbylých 8 válců bylo odzkoušeno dle metody B normy [20]. Ve všech případech byla délka měřící základny 150 mm. Výsledky zkoušek dynamických i statických modulů pružnosti jsou uvedeny v Tabulce 1. Grafické znázornění statických modulů pružnosti prostřednictvím krabicového diagramu je uvedeno na Obrázku 2.



*Obrázek 2.: Krabicové grafy výsledků zkoušek statického modulu pružnosti betonu stanoveného podle ČSN ISO 6784 [19] a ČSN EN 12390-13 [20]*

Prvním krokem statistického vyhodnocení výsledků zkoušek bylo testování normality dat. Všechny sady výsledků těmto testům vyhověly. Statistickým testem ANOVA (analýza rozptylu) byla testována hypotéza o rovnosti středních hodnot modulů pružnosti zjištěných třemi zmiňovanými zkušebními postupy. Rovnost středních hodnot byla zamítnuta na hladině významnosti 0,05.

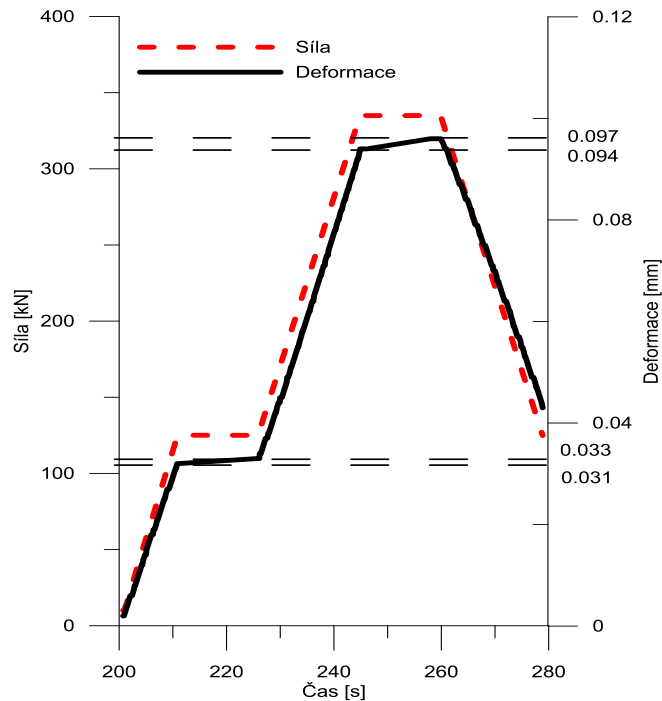
Dále bylo provedeno porovnání výsledků zkoušek provedených metodou [19] a metodou B z normy [20] dvouvýběrovým t-testem. Na hladině významnosti 0,05 nebyla zamítnuta rovnost středních hodnot těchto dvou sad výsledků zkoušek. Oproti tomu byla zamítnuta rovnost středních hodnot výsledků zkoušek zjištěných metodou A z normy [20] a ostatními posuzovanými metodami.

Norma [20] neudává přesně okamžik, ve kterém se má provést odečet síly (napětí) a deformace (poměrného přetvoření) pro stanovení počátečního modulu pružnosti  $E_{c,0}$ . Obrázek 3 ukazuje, že nárůst deformace při konstantním zatížení po dobu 15 s není zanedbatelný. Rozdíl ve změně deformace je v tomto případě až 0,005 mm, což odpovídá poměrnému přetvoření 33,3  $\mu\text{m}/\text{m}$ . Rozdíly ve stanovení statického modulu pružnosti jsou uvedeny v Tabulce 3. Rozdílný okamžik stanovení hodnoty  $E_{c,0}$  znamená v průměru změnu modulu pružnosti až o 1500 MPa! Statistické vyhodnocení těchto rozdílů ukázalo, že se nejedná

pouze o změny způsobené zkušebními tělesy, ale že rozdíl v hodnotách modulu pružnosti je statisticky významný na hladině významnosti 0,05.

*Tabulka 1 Výsledky zkoušek dynamického a statického modulu pružnosti stanoveného různými postupy. Šedým podbarvením jsou označeny odlehle hodnoty, které nejsou zahrnuty do výpočtů*

Zkušební postup	Označení vzorku	Modul pružnosti [MPa]				Pevnost v tlaku [MPa]
		$E_{bu}$	$E_{brL}$	$E_{brf}$	$E_c$	$f_{c,cyl}$
ČSN ISO 6784	1	42800	40490	42480	30800	59,5
	2	42890	40690	42990	31600	61,0
	3	43390	41160	43580	31200	62,9
	4	42110	39610	42000	30500	57,4
	8	43050	41210	43790	31600	62,0
	10	42790	40100	42270	31100	59,2
	12	42490	40700	43340	30900	61,3
	21	41830	39970	42540	30800	60,1
<b>Průměr [MPa]</b>		<b>42700</b>	<b>40500</b>	<b>42900</b>	<b>31100</b>	<b>60,4</b>
<b>Výb. sm. odch. [MPa]</b>		<b>506</b>	<b>567</b>	<b>651</b>	<b>393</b>	<b>1,8</b>
<b>Variační koef. [%]</b>		<b>1,19</b>	<b>1,40</b>	<b>1,52</b>	<b>1,26</b>	<b>2,92</b>
ČSN EN 12390-13, metoda A	5	42110	39530	41910	33200	58,8
	6	42920	40510	43340	33600	61,8
	9	42680	40450	42770	33400	60,2
	11	43040	41460	43300	34400	62,6
	14	42310	40390	42510	33100	60,7
	16	42010	39900	42610	33300	59,9
	18	43530	41070	44210	34300	63,2
	23	42720	40420	42920	33600	61,1
<b>Průměr [MPa]</b>		<b>42700</b>	<b>40500</b>	<b>42900</b>	<b>33600</b>	<b>61,0</b>
<b>Výb. sm. odch. [MPa]</b>		<b>510</b>	<b>605</b>	<b>685</b>	<b>488</b>	<b>1,5</b>
<b>Variační koef. [%]</b>		<b>1,19</b>	<b>1,49</b>	<b>1,60</b>	<b>1,45</b>	<b>2,40</b>
ČSN EN 12390-13, metoda B	13	42320	39850	42020	30700	59,6
	15	43100	41240	43910	31700	61,8
	17	43130	41140	44070	31600	61,0
	19	41550	39250	41180	30500	47,0
	20	42950	40490	42720	31900	60,8
	22	43180	41130	43330	32400	63,3
	24	42780	40620	42940	31100	59,0
	25	42660	40200	42690	31500	60,3
<b>Průměr [MPa]</b>		<b>42700</b>	<b>40500</b>	<b>42900</b>	<b>31600</b>	<b>60,8</b>
<b>Výb. sm. odch. [MPa]</b>		<b>549</b>	<b>701</b>	<b>954</b>	<b>547</b>	<b>1,4</b>
<b>Variační koef. [%]</b>		<b>1,29</b>	<b>1,73</b>	<b>2,22</b>	<b>1,73</b>	<b>2,36</b>



Obrázek 3.: Ukázka nárůstu deformace při konstantní síle – měření podle ČSN EN 12390-13, metoda A [20]

Tabulka 3 Výsledky zkoušek počátečního sečnového statického modulu pružnosti  $E_{c,0}$  v závislosti na způsobu odečtu deformací

Označení tělesa	Způsob stanovení $E_{c,0}$ [MPa]			
	I.	II.	III.	IV.
13	29300	28300	29600	28600
15	30000	28700	30300	28900
17	29400	28300	29700	28500
19	30800	29400	31100	29700
20	29200	28100	29500	28300
22	29800	28500	30000	28600
24	30600	29200	30900	29500
25	29500	28600	29700	28900
<b>Průměr [MPa]</b>	<b>29800</b>	<b>28600</b>	<b>30100</b>	<b>28900</b>
<b>Sm. odch. [MPa]</b>	<b>602</b>	<b>453</b>	<b>612</b>	<b>492</b>
<b>Var. koef. [%]</b>	<b>2,02</b>	<b>1,59</b>	<b>2,03</b>	<b>1,70</b>

## 4. Závěr

Z výsledků provedeného experimentu a důkladném prostudování normy [20] vyplývají následující závěry.

Stanovení statického modulu pružnosti podle metody A v [20] vede k nadhodnocení této veličiny oproti metodě B a postupům uvedeným v normě [19].

Výsledky zkoušek statického modulu pružnosti provedených podle [19] a [20] metodou B nenaznačují statisticky významné rozdíly. Můžeme tedy říci, že výsledky zkoušek jsou vzájemně srovnatelné.

Nová norma [20] obsahuje několik nejasností, které umožňují různé interpretace:

- Podle autorů článku by bylo vhodné přesně vymezit dobu (okamžik v zatěžovacích cyklech), kdy odečítat hodnoty vstupující do výpočtu  $E_{c,0}$  a  $E_{c,sr}$ , protože mezi textem a obrázkem v normě [20] jsou rozpory.
- Bylo by rovněž příhodné, aby norma přesně definovala dobu, po kterou jsou jednotlivé hladiny zatížení drženy. Informace, že tato doba nemá přesáhnout 20 s, je nedostatečná a může vést k různým interpretacím a odlišným výsledkům. Výše je uveden důkaz, že i rozdíl v délce držení zatížení 15 sekund je pro výpočet modulu pružnosti zásadní. Podle autorů článku obecně platí, že pokud předpis umožňuje ovlivnit zkušební postup volbou různého nastavení parametrů, dochází k negativnímu ovlivnění reprodukovatelnosti výsledků zkušební metody a tím se snižuje vypovídací schopnost výsledků.
- V normě [20] zcela chybí údaje o shodě výsledků zkoušek, tedy opakovatelnost a reprodukovatelnost.
- V normě není dostatečně vysvětlen pojem počáteční modul pružnosti  $E_{c,0}$ . V poznámce je uvedeno, že rozdíl mezi  $E_{c,0}$  a  $E_{c,s}$  může naznačovat náchylnost betonu ke vzniku mikrotrhlin při vnesení napětí či při jádrovém vrtání. Tato informace je velmi vágní, a pokud nebude upřesněna, je téměř zbytečná. Otázkou také je, zda místo rozdílu mezi počátečním a ustáleným modulem pružnosti by nebylo smysluplnější hovořit o poměru mezi počátečním a ustáleným modulem pružnosti.
- Autoři dále spatřují problém nové normy [20] při zkoušení betonů s nízkou pevností v tlaku (např. beton v rané fázi tvrdnutí). Norma [19] tento problém (beton s nižší pevností v tlaku než 15 MPa) řeší snížením základního napětí z hodnoty 0,5 MPa na hodnotu  $1/30 \cdot f_c$ . Norma [20] nic podobného neumožňuje a zvolit optimálně tři hladiny napětí u metody A pro beton s pevností v tlaku 10 MPa bude téměř nemožné.

- Vzhledem k tomu, že všechny v současnosti platné předpisy pro navrhování betonových konstrukcí udávají hodnotu statického sečnového modulu pružnosti betonu v tlaku stanovenou při zatížení  $0,4 \cdot f_c$ , zdá se nepochopitelné, že horní mez zatěžovacích cyklů zůstává v [20] definována hodnotou  $1/3 \cdot f_c$ .

Jak bylo na základě výsledků provedeného experimentu prokázáno, hodnoty statického modulu pružnosti se výrazně liší v závislosti na použité zkušební metodě. Proto je nezbytné, aby při požadavku na statický modul pružnosti ze strany projektanta byl přesně definován zkušební postup, podle kterého má být statický modul pružnosti určen [24].

### Poděkování

Príspevek vznikl za podpory GAČR 13-18870S „Hodnocení a predikce trvanlivosti povrchové vrstvy betonu“.

### Literatura

- [1] Aitcin P.-C.: Vysokohodnotný beton. Český překlad Bílek V., vydání 1., Praha: ČKAIT, 2005, ISBN 80-86769-39-9
- [2] Navrátil J.: Předpjaté betonové konstrukce. Vydání 2., Brno: CERM, 2008, ISBN 978-80-7204-561-7
- [3] Huňka P., Kolísko J., Řeháček S., Vokáč M.: Zkušební a technologické vlivy na modul pružnosti betonu – rekapitulace. Časopis Beton TKS 4/2012, s. 62 – 67, ISSN: 12133116
- [4] Mitrenga P.: Vliv hrubého kameniva na hodnoty modulů pružnosti betonu. Disertační práce, Stavební fakulta VUT v Brně, 2011
- [5] Cikrle P., Bílek V.: Modul pružnosti vysokopevných betonů různého složení. Časopis Beton TKS 5/2010, s. 40 – 44, ISSN: 12133116
- [6] Kocáb D., Cikrle P., Adámek J., Pospíchal O.: Vliv provzdušnění na modul pružnosti mostního betonu. Sborník 9. konference Technologie betonu 2010, Pardubice: ČBS Servis, s.r.o., 2010, s. 16 – 21, ISBN: 978-80-87158-23-4
- [7] Vymazal T., Žalud O., Misák P., Kucharczyková B., Janoušek P.: Vliv obsahu vzduchu ve ztvrdlém provzdušněném betonu na hodnotu statického modulu pružnosti a pevnosti v tlaku stanovené NDT metodami. Časopis Beton TKS 4/2011, s. 73 – 75, ISSN: 12133116

- [8] Cikrle P., Kocáb D., Pospíchal O.: Zkoušení betonu ultrazvukovou impulsovou metodou. Časopis Beton TKS 3/2013, s. 74 – 79, ISSN: 12133116
- [9] Kocáb D., Cikrle P., Zahrada J.: Vliv ošetřování mostního betonu na modul pružnosti. Sborník konference Zkoušení a jakost ve stavebnictví 2009, Brno: VUT v Brně, 2009, s. 141 – 148, ISBN: 978-80-87158-23-4
- [10] Reiterman P., Huňka P., Kolář K.: Vliv způsobu ošetřování na dlouhodobý vývoj modulu pružnosti. Sborník konference 17. Betonářské dny 2010, Hradec Králové: ČBS Servis, s.r.o., 2010, s. 425 – 428, ISBN: 978-80-87158-28-9
- [11] Huňka P., Kolísko J.: Studium vlivu tvaru, velikosti a způsobu přípravy zkušebního tělesa na výsledek zkoušky statického modulu pružnosti betonu v tlaku. Časopis Beton TKS 1/2011, s. 69 – 71, ISSN: 12133116
- [12] ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby. 2006
- [13] Collepari M.: Moderní beton. Český překlad Bílek V., vydání 1., Praha: ČKAIT, 2009, ISBN 978-80-87093-75-7
- [14] Cikrle P., Pospíchal O.: Nový způsob stanovení mrazuvzdornosti betonu s využitím metod pro sledování poruch struktury. Časopis Beton TKS 3/2011, s. 56 – 61, ISSN: 12133116
- [15] Lu X., Sun Q., Feng W., Tian J.: Evaluation of dynamic modulus of elasticity of concrete using impact-echo method. Construction and Building Materials 47, Elsevier, 2013, s. 231 – 239, ISSN: 0950-0618
- [16] Cikrle P., Kocáb D.: Dynamické a statické moduly pružnosti betonu. Sborník konference Zkoušení a jakost ve stavebnictví 2013, Brno: VUT v Brně, 2013, s. 156 – 165, ISBN: 978-80-214-4777-6
- [17] ČSN 73 6174 Stanovení modulu pružnosti a přetvárnosti betonu ze zkoušky v tahu ohybem. 1994
- [18] Huňka P.: Diplomová práce: Sledování růstu modulu pružnosti vysokohodnotného betonu, Brno, 2006, Stavební fakulta VUT v Brně, vedoucí práce: Petr Cikrle
- [19] ČSN ISO 6784 Beton. Stanovení statického modulu pružnosti v tlaku. 1993.
- [20] ČSN EN 12390-13 Zkoušení ztvrdlého betonu – Část 13: Stanovení sečnového modulu pružnosti v tlaku. 2014
- [21] ČSN 73 1373 Nedestruktivní zkoušení betonu – Tvrdoměrné metody zkoušení betonu. 2011
- [22] ČSN 73 1371 Nedestruktivní zkoušení betonu – Ultrazvuková impulzová metoda zkoušení betonu. 2011

[23] ČSN 73 1372 Nedestruktivní zkoušení betonu – Rezonanční metoda zkoušení betonu. 2012

[24] KOCÁB, Dalibor, Petr MISÁK, Petr CIKRLE, Tereza KOMÁRKOVÁ a Bronislava MORAVCOVÁ. Statický modul pružnosti betonu v tlaku dle ČSN ISO 6784 a ČSN EN 12390-13. *BETON TKS*. 2014, roč. 2014, č. 3, s. 74-79. ISSN 1213-3116.

## **Kontakt**

Ing. DALIBOR KOCÁB, tel: 00420 541 147 811, e-mail: kocab.d@fce.vutbr.cz, Ústav stavebního zkušebnictví, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.

Ing. PETR MISÁK, Ph.D., tel: 00420 541 147 831, e-mail: misak.p@fce.vutbr.cz, Ústav stavebního zkušebnictví, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.

Ing. PETR CIKRLE, Ph.D., tel: 00420 541 147 814, e-mail: cikrle.p@fce.vutbr.cz, Ústav stavebního zkušebnictví, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.

Ing. PETR PÖSSL, e-mail: possl.p@fce.vutbr.cz, Ústav stavebního zkušebnictví, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.



KONFERENCE  
ZKOUŠENÍ A JAKOST  
VE STAVEBNICTVÍ

---



## **HYGROSKOPICKÝ OBSAH VODY – INDIKÁTOR PRÍTOMNOSTI SOLÍ V KERAMICKÝCH TEHLÁCH**

### **HYGROSCOPIC MOISTURE CONTENT – INDICATOR OF SALT CONTAMINATION OF CERAMIC BRICKS**

**Ol'ga Koronthályová**

Ústav stavebníctva a architektúry SAV

***Anotácia:***

*Príspevok kvantifikuje vplyv prítomnosti soli na rovnovážnu vlhkosť pre tri typy tehál s rôznou hygroskopicitou a rôzny obsah soli v materiáli. Na základe analýzy nameraných hodnôt určuje korelačné vzťahy medzi obsahom soli (NaCl) a rovnovážnou vlhkosťou tehál.*

***Annotation:***

*The paper quantifies effect of salt contamination on equilibrium moisture content for three types of bricks with different hygroscopicity and different salt contents. Based on analysis of the measured values, correlations between the salt content (NaCl) and the brick equilibrium moisture content are determined.*

***Kľúčové slová:*** *Plná pálená tehla, hygroskopicitu, sorpčná izoterma, vodorozpustná soľ, obsah soli.*

***Keywords:*** *Burnt clay brick, hygroscopicity, sorption isotherm, water soluble salt, salt content.*

## 1. Úvod

Počas exploatácie stavebných materiálov v stavebnej konštrukcii dochádza k interakcii s chemickými látkami, nachádzajúcimi sa v okolitom vzduchu a vode, a teda aj prenikaniu vodorozpustných solí do stavebných materiálov. Pri voľbe správneho postupu pri rekonštrukciách a opravách budov je potrebné vedieť, či a nakoľko je stavebná konštrukcia kontaminovaná soľami. Uváženie možnej kontaminácie soľami je zvlášť dôležité pri výbere vhodnej povrchovej úpravy.

Vďaka svojej pórovej štruktúre (nízka hodnota špecifického povrchu pórov) patria pálené tehly k materiálom s nízkym až veľmi nízkym hygroskopickým obsahom vlhkosti. Preto sa prítomnosť aj malého množstva vodorozpustných solí prejaví na výraznom zvýšení hygroskopického obsahu vlhkosti. Navyše, pre plné pálené tehly bola zistená zhoda medzi adsorpčnou izotermou vodnej pary a dusíkovou adsorpciou. Preto aj výrazný rozdiel medzi nameranou izotermou vodnej pary a dusíkovou adsorpciou môže indikovať zasolenie tehál [2], [3]. V predchádzajúcej práci [3] boli určené adsorpčné izotermy vodnej pary pre tri typy tehál s rôznou hygroskopicitou a malý obsah soli (NaCl). V tejto práci boli merania rozšírené na ďalšie obsahy solí s cieľom analyzovať vplyv rôznej hygroskopicity na koreláciu medzi rovnovážnym obsahom vlhkosti a obsahom soli.

## 2. Voda hygroskopicky viazaná vodorozpustnými soľami

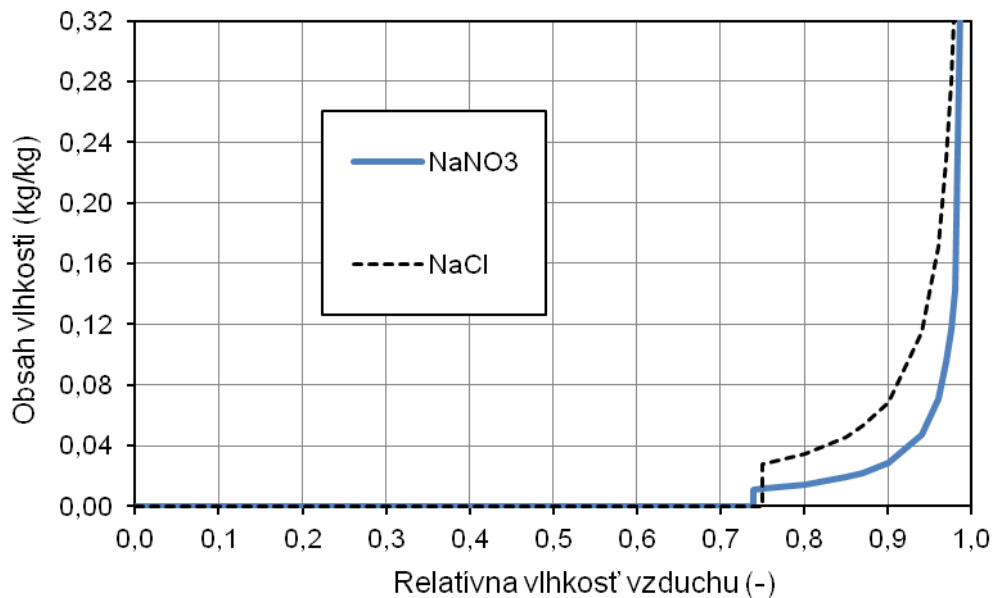
Množstvo vody hygroskopicky viazanej soľou je pre relatívnu vlhkosť väčšiu ako rovnovážna relatívna vlhkosť nad nasýteným roztokom soli (DRH – deliquescence relative humidity) možno vypočítať z nasledujúcej rovnice [5]:

$$u_m = \frac{s}{c_s} \cdot \frac{1 - \varphi_s}{1 - \varphi} \quad (1)$$

Kde  $u_m$  je množstvo vody hygroskopicky viazanej soľou (kg/kg),  $s$  je obsah soli v materiáli (kg/kg),  $c_s$  je koncentrácia nasýteného roztoku soli

(kg/kg),  $\varphi$  je relatívna vlhkosť (RH),  $\varphi_s$  je relatívna vlhkosť nad nasýteným roztokom soli (DRH).

Zvýšenie vlhkosti zasoleného materiálu závisí nielen od obsahu soli v materiáli, ale aj od vlastností soli, ako je to ilustrované na Obr. 1. V prípade NaCl a teplote 23°C je koncentrácia nasýteného roztoku soli 0,36 (kg/kg) a DRH je 75%, pre NaNO<sub>3</sub> je to 0,902 (kg/kg) a 74% [6].



Obrázok 1.: Vplyv prítomnosti hygroskopickkej soli na adsorpčnú izotermu nehygroskopickkej tehly. Teoretický výpočet podľa vzťahu (1). Obsah soli v tehle je pre obe porovnávané soli 0,99% hm.

### 3. Experimentálna časť

Testované tehly sú bežne vyrábané plné pálené tehly. Základné fyzikálne parametre týchto tehál boli určené v predchádzajúcej práci [3]. Sorpčné izotermy boli merané v exikátoroch postupom podľa normy [1]. Pred sorpčnými meraniami bola časť vzoriek kontaminovaná 4% alebo 6% roztokom chloridu sodného. Zasolenie prebiehalo kapilárnym vzliňaním, t. j. tak, že spodná strana vzoriek bola ponorená asi 2 mm pod úroveň hladiny roztoku, až kým roztok nedosiahol vrchnú stranu vzorky. Zasolené vzorky boli najskôr vysušené voľne, prúdom vzduchu v laboratórnej miestnosti, potom boli dosušené do konštantnej hmotnosti v sušičke. Obsah soli v zasolených vzorkách bol určený gravimetricky.

## 4. Výsledky a diskusia

Základné materiálové parametre testovaných tehál (nezasolených) sú uvedené v tab. 1.

*Tabuľka 1.: Základné parametre testovaných tehál (nezasolených)*

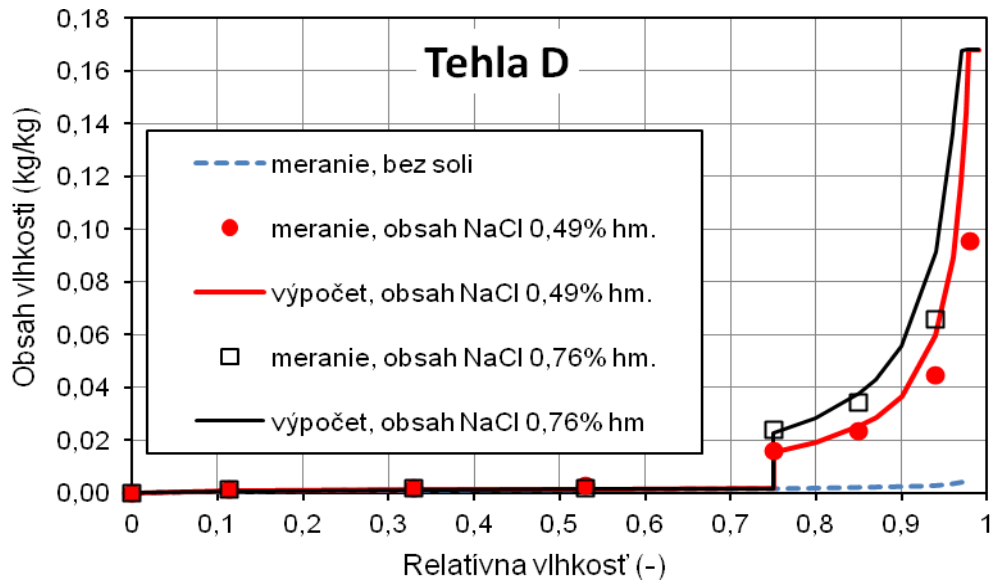
Tehla	Objemová hmotnosť (kg/m <sup>3</sup> )	Hustota (kg/m <sup>3</sup> )	Celková pórovitosť (-)	Otvorená pórovitosť (-)	Špecifický povrch (m <sup>2</sup> /g)
D	1780	2752	0,35	0,3	1,13
S	1460	2929	0,49	0,43	4,7
P	1370	2788	0,51	0,42	14,3

Na obr. 2-4 sú porovnané namerané adsorpčné izotermy pre zasolené tehly s vypočítanými hodnotami a s hodnotami, nameranými pre nezasolené vzorky. Vypočítané hodnoty boli určené ako súčet množstva vody hygroskopicky viazanej soľou (rovnica 1) a nameranej hodnoty obsahu vody pre nezasolenú tehlu. Maximálny možný obsah vlhkosti je limitovaný otvorenou pórovitosťou tehly.

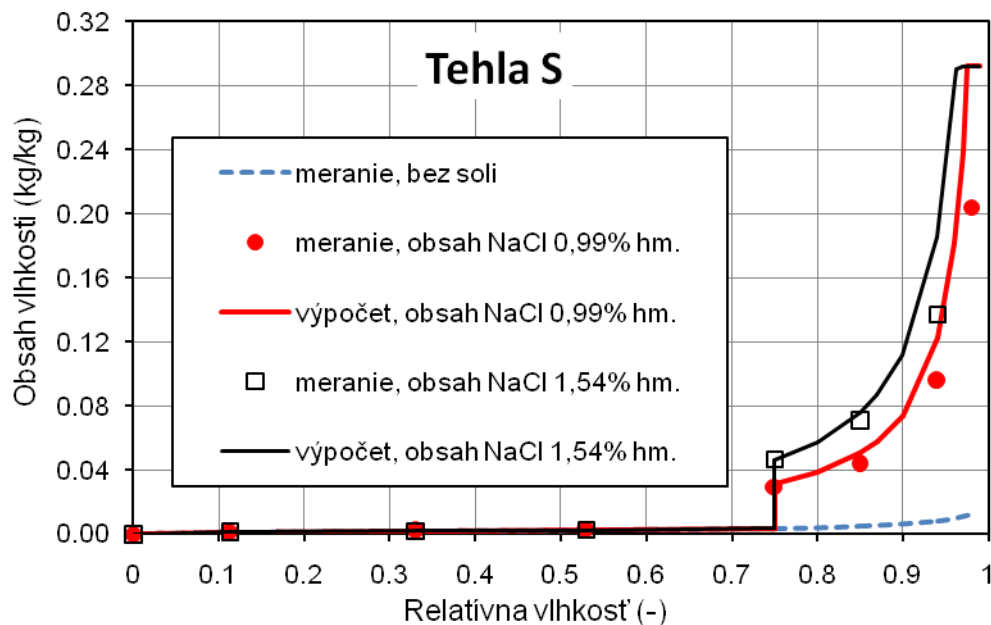
Charakter nameraných adsorpčných kriviek sa prakticky nelíšil pre oba testované obsahy solí.

Pre zasolené tehly s veľmi malou (D) a malou (S) hygroskopicitou bol typický prakticky nulový nárast obsahu vlhkosti v porovnaní s pôvodnými, nezasolenými tehľami v oblasti relatívnych vlhkostí menších ako 75% a prudký nárast vlhkosti pre RH rovné a väčšie ako 75%. Nameraný obsah vlhkosti bol pri 75% RH prakticky totožný a pri 85% RH veľmi blízky vypočítanej hodnote. To sa dá vysvetliť tým, že pre tieto tehly bola interakcia medzi vodou, hygroskopicky viazanou samotnou tehľou a vodou, hygroskopicky viazanou chloridom sodným minimálna. Pri 94% RH boli namerané hodnoty obsahu vlhkosti o niečo menšie ako vypočítané, z čoho sa dá usudzovať, že pri vyšších hodnotách RH, pri ktorých je časť adsorbovanej vody menej pevne viazaná k povrchu pórov, určitá interakcia nastala.

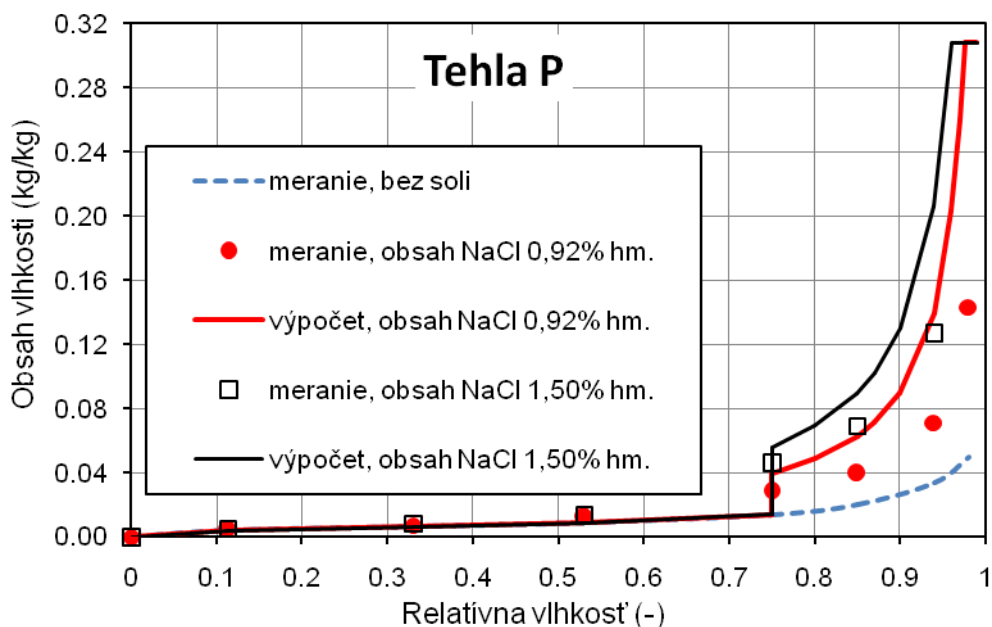
Pre zasolené tehly s významnejšou hygroskopicitou (P) nastal pozorovateľný nárast obsahu vlhkosti už v oblasti relatívnych vlhkostí menších ako 75% a nárast vlhkosti pre RH rovné a väčšie ako 75% bol menej strmý. Nameraný obsah vlhkosti bol menší než vypočítaný, pričom však pri 75% a pri 85% RH bol prakticky rovný množstvu vody hygroskopicky viazanej soľou (rovnica 1). Tieto skutočnosti potvrdzujú



Obrázok 2.: Adsorpčné izotermy pre plnú pálenú tehlu D s veľmi malou hygroskopicitou: bez prítomnosti solí a pre 0,49% a 0,76% kontamináciu NaCl. Porovnanie merania a teoretického výpočtu.



Obrázok 3.: Adsorpčné izotermy pre plnú pálenú tehlu S s malou hygroskopicitou: bez prítomnosti solí a pre 0,99% a 1,54% kontamináciu NaCl. Porovnanie merania a teoretického výpočtu.



Obrázok 4.: Adsorpčné izotermy pre plnú pálenú tehlu P s významnejšou hygroskopicitou: bez prítomnosti solí a pre 0,92% a 1,5% kontamináciu NaCl. Porovnanie merania a teoretického výpočtu.

predpoklad, že v prípade materiálov s nezanedbateľnou hygroskopicitou dochádza k interakcii medzi vodou, hygroskopicky viazanou samotným materiálom a vodou, hygroskopicky viazanou soľou v podstatne širšom intervale relatívnych vlhkostí.

Analýza vzťahu medzi vlhkosťou tehiel a koncentráciou prítomného chloridu sodného je prezentovaná na obr. 5. Pre relatívne vlhkosti 75 a 85% bola zistená veľmi dobrá lineárna korelácia, a to bez ohľadu na typ tehly. Pre tieto RH je dosiahnutý obsah vlhkosti blízky hodnote, vypočítanej z rovnice (1). Na základe určeného rovnovážneho obsahu vlhkosti možno teda určiť spätne obsah chloridu sodného v tehle z rovnice:

$$u_m = a \cdot s + b \quad (2)$$

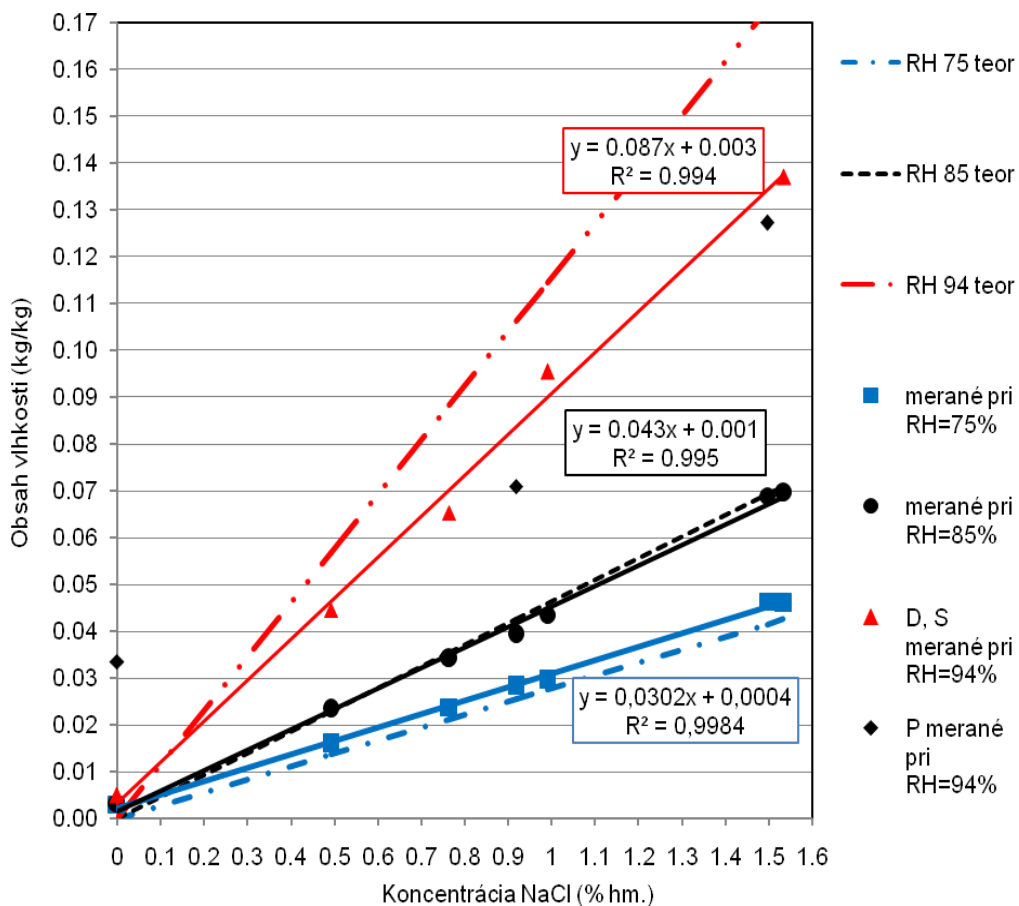
Kde  $u_m$  je rovnovážny obsah vlhkosti v materiáli (kg/kg),  $s$  je obsah soli v materiáli (kg/kg),  $a$ ,  $b$  sú parametre.

Pre relatívnu vlhkosť 94% je síce dosiahnutý rovnovážny obsah vlhkosti menší, než hodnota, vypočítaná z rovnice (1), korelácia medzi vlhkosťou

tehíel a koncentráciou prítomného chloridu sodného je však naďalej veľmi dobrá pre málo hygroskopické tehly D a S. Pre hygroskopickú tehlu P je táto korelácia slabšia (obr. 5). Získané parametre rovnice (2) sú uvedené v tab. 2.

Tabuľka 2.: Parametre  $a$ ,  $b$  lineárneho vzťahu (2)

RH	a	b
75%	0,0302	0,0004
85%	0,0437	0,0016
94%	0,0875	0,0033



Obrázok 5.: Závislosť vlhkosti tehíel od koncentrácie chloridu sodného. Namerané hodnoty, ich lineárna aproximácia a porovnanie s teoretickými hodnotami, vypočítanými podľa vzťahu (1).

Dosiahnuté výsledky ukazujú, že v prípade kontaminácie plných pálených tehál jednou soľou, môže byť z rovnovážneho obsahu vlhkosti celkom spoľahlivo odhadnutá miera ich kontaminácie. V praxi je však situácia komplikovanejšia, lebo bežnejším prípadom je kontaminácia tehál viacerými soľami súčasne. V prípadoch kombinácie viacerých solí dochádza k ich vzájomnej interakcii a mení sa hodnota relatívnej vlhkosti nad nasýteným roztokom aj hodnoty množstva vody hygroskopicky viazanej soľou [4], [6].

## 5. Záver

Príspevok kvantifikuje vplyv prítomnosti soli (NaCl) na rovnovážnu vlhkosť pre tri typy tehál s rôznou hygroskopicitou a rôznym obsahom soli v materiáli.

Hygroskopickosť tehly má vplyv na aktuálne zvýšenie obsahu vlhkosti v porovnaní s nezasoleným stavom. Pre tehly s malou hygroskopicitou je možné, okrem intervalu veľmi vysokých relatívnych vlhkostí, odhadnúť dostatočne presne obsah vlhkosti zasolenej tehly pomocou zjednodušeného výpočtu.

Analýza vzťahu medzi vlhkosťou tehiel a koncentráciou prítomného chloridu sodného ukázala, že v prípade kontaminácie plných pálených tehál jednou soľou, môže byť z rovnovážneho obsahu vlhkosti celkom spoľahlivo odhadnutá miera ich kontaminácie.

## Pod'akovanie

Táto práca bola podporovaná Agentúrou na podporu výskumu a vývoja (Grant č. APVV-0031-10) a Vedeckou grantovou agentúrou VEGA (Grant č. 2/0145/13).

## Literatúra

- [1] EN ISO 12571:2000 Hygrothermal performance of building materials and products - Determination of hygroscopic sorption properties.
- [2] KORONTHALYOVA O. Moisture storage capacity and microstructure of ceramic brick and autoclaved aerated concrete. Construction and Building Materials 2011;25:879-885.



- [3] KORONTHALYOVA, O. – BAGEL, L. – KULLIFAYOVA, M. - IFKA, T. Effect of presence of salt on moisture accumulation and transport in burnt clay bricks. In *NSB 2014, 10th Nordic Symposium on Building Physics*, Editors: Jesper Arfvidsson, Lars-Erik Harderup, Anders Kumlin, Bitte Rosencrantz, Lund, Sweden, 2014, p. 443-450, ISBN: 978-91-88722-53-9 (TVBH-3061).
- [4] Lubelli, B., Van Hees, R.P.J., Brocken, R.P.J.: *Constr. Build. Mater.* 18, 339–348 (2004)
- [5] Nielsen, C. B.: *Salts in Porous Building Materials*, Technical Report 243/91, Technical University of Denmark (1991)
- [6] Tang, I.N., Munkelwitz, H.R.: Composition and temperature dependence of the deliquescence properties of hygroscopic aerosols. *Atmospheric Environment* 27A, 467–473, (1993).

## **Kontakt**

Mgr. OLGA KORONTHÁLYOVÁ, CSc., tel: +421 259309245, e-mail: olga.koronthalyova@savba.sk, Ústav stavebníctva a architektúry SAV, Dúbravská cesta 9, 845 03 Bratislava, Slovensko



KONFERENCE  
ZKOUŠENÍ A JAKOST  
VE STAVEBNICTVÍ

---

## **ZKOUŠENÍ VLASTNOSTÍ KOVANÝCH TÁHEL - KLEŠTÍ - ZE SVÁŘKOVÉHO ŽELEZA**

### **TESTING PROPERTIES OF FORGED TIES – WALL ANCHORS – MADE FROM PUDDLED IRON**

**Monika Králíková, Petr Cikrle**

VUT v Brně, Fakulta stavební,  
Ústav stavebního zkušebnictví

***Anotace:***

*Článek se zabývá porovnáním pevností kovaných kleští zjištěných pomocí destruktivní a nedestruktivní metody. Současně je zjištěna i horní mez kluzu destruktivním způsobem a provedeno zjištění složení pomocí ručního rentgenového analyzátoru. Výsledky mohou posloužit pro predikci chování kleští z analogického období.*

***Annotation:***

*The paper deals with comparison of the strength of forged ties detected using destructive and non-destructive methods. Simultaneously it is detected the upper limit of yield stress with destructive testing and it is determined the composition of using a hand X-ray analyzer. The results may serve to predict the behavior of the analogous wall anchors.*

***Klíčová slova:*** *kleště, svářkové železo, tvrdoměr, ruční rentgenový analyzátor, zkouška tahem*

***Keywords:*** *wall anchors, puddled iron, hardness tester, hand X-ray analyzer, tensile test*

## 1. Úvod

Značným problémem při rekonstrukcích a modernizacích je najít optimální řešení mezi cenou a efektivním řešením sanace. Jelikož objekt působí jako celek a veškeré ovlivnění jedné jeho části ovlivní chování části druhé, je důležité zjistit prostorovou tuhost zkoumaného objektu. Na základě správného posouzení stavu konstrukce je určen způsob jeho rekonstrukce.

Prostorová tuhost budov byla v minulosti zajišťována také pomocí ztužujících prvků. U zděných budov bylo k tomuto účelu používáno převážně zedních a trémových kleštín a to až do konce 19. století.

Jelikož tyto kované kleštiny (ve starší literatuře nazývané kleště) jsou vyrobeny ze zcela odlišného materiálu z tzv. svářkového železa, jsou také jeho vlastnosti odlišné od současně používaných materiálů. Liší se jak pevností v tahu, tak v ostatních vlastnostech právě kvůli jiné technologii výroby.

Tento článek se zabývá porovnáním mezi pevností zjištěných nedestruktivní metodou s mezemi pevností zjištěných destruktivní metodou. Dále bude popsána případná závislost velikosti meze pevnosti na složení materiálu.

## 2. Informace o kleštích získané z dobové a současné literatury

Podle normy ČSN ISO 13822 Hodnocení existujících konstrukcí se u budov postavených do roku 1894 vždy předpokládá, že bylo použito svářkové železo (nebo litina), mezi roky 1894 až 1905 je období přechodu a po roce 1906 se používá plávková ocel. Návrhová pevnost dle této normy je u svářkového železa orientačně 180 MPa, mez kluzu se v obou případech ověřuje zkouškou [1].

V literatuře z konce 19. století [2] a [3] je uvedeno, že kleště se používají k omezení působení sil, které způsobují rozestoupení zdí nebo jejich vytlačení z kolmému směru.

Používá se obdélníkový průřez a kleště jsou na obou koncích opatřeny oky, do kterých se vkládají závlečky. Délka kleští se volí dle potřebné délky v konstrukci, buď jsou z jednoho kusu, nebo se při delších roztečích spojují tzv. zámkem, který lze pomocí klínu nebo šroubu utahovat.

### 3. Vlastní výzkum

#### 3.1. Popis objektu

Kleště, které jsou předmětem tohoto článku, pochází z budovy Filozofické fakulty na Gorkého ulici č. 14 v Brně. Kleště byly zabudovány v úrovni stropních konstrukcí nad 1.PP (nad klenbami) a nad 1.NP (trámovými stropy).

V 2. polovině 19. století dochází k modernizaci městské výstavby a na ulici Veveří byla postavena budova městského sirotčince.

Autorem plánů byl brněnský stavitel 19. století Josef Arnold a objekt budovy A byl vystavěn v letech 1871-1872 v neorenesančním slohu. Původní budova byla roku 1905 rozšířena o nárožní blok se schodištěm [4].

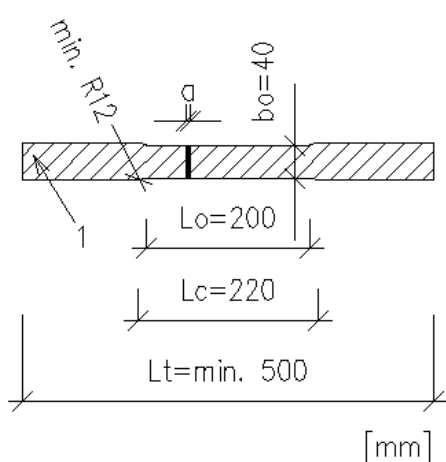


*Obrázek 1: Dobová fotografie budovy A objektu Gorkého 14 bez dodatečného rozšíření o nárožní blok se schodištěm [4].*

### 3.2. Popis vzorků a zkušebních těles

Vzorky byly odebrány v období rekonstrukce objektu v roce 2013. Pro zkoušky kleští bylo odebráno 9 ks kleští proměnné délky (minimálně však 500 mm). Tloušťka se pohybovala kolem 10 mm. Na těchto vzorcích byla nedestruktivně zjištěna jejich pevnost a složení. Pro tyto zkoušky byly vzorky pouze v měřeném místě mechanicky zbaveny rzi.

Následně byly ze vzorků kleští vyrobeny zkušební tělesa dle ČSN EN ISO 6892-1 Kovové materiály [5]. Kvůli přesnému zaznamenání citlivých pohybů při zkoušce byly tělesa osazeny měřicími tenzometry firmy HBP měřicí technika s.r.o.



#### LEGENDA:

a...počáteční tloušťka – neupravena  
a=10,6 mm (průměrně)

bo...počáteční šířka  
bo=40 mm

Lc...zkoušená délka  
Lc=220 mm

Lo...počáteční měřená délka  
Lo=200 mm

Lt...celková délka zkušebního tělesa  
Lt=min. 500 mm

R...přechodový poloměr  
R=min. 12 mm

1...upnuté konce

Obrázek 2: Rozměry zkušebních těles pro destruktivní zkoušky vycházející z normy ČSN EN ISO 6892-1 [5].

### 3.3. Zkoušení

Na neobrobených zkušebních vzorcích místně zbavených rzi byly provedeny následující zkoušky:

- Nedestruktivní určení pevnosti kleští pomocí ručního tvrdoměru firmy Computest.
- Nedestruktivní určení složení pomocí ručního rentgenového analyzátoru firmy Bas Rudice s.r.o.

Po obrobení vzorků a instalaci měřících tenzometrů byla provedena:

- Destruktivní zkouška pevnosti v tahu v lisu laboratoře VUT v Brně, FAST.

7. – 8. 10. 2014

Ústav stavebního zkušebnictví, Fakulta stavební, VUT v Brně

---



*Obrázek 3: Nedestruktivní určení pevnosti kleští pomocí ručního tvrdoměru firmy Computest.*



*Obrázek 4: Nedestruktivní určení složení pomocí ručního rentgenového analyzátoru firmy Bas Rudice s.r.o.*



*Obrázek 5: Obrobené zkušební těleso dle normy ČSN EN ISO 6892-1 [5].*

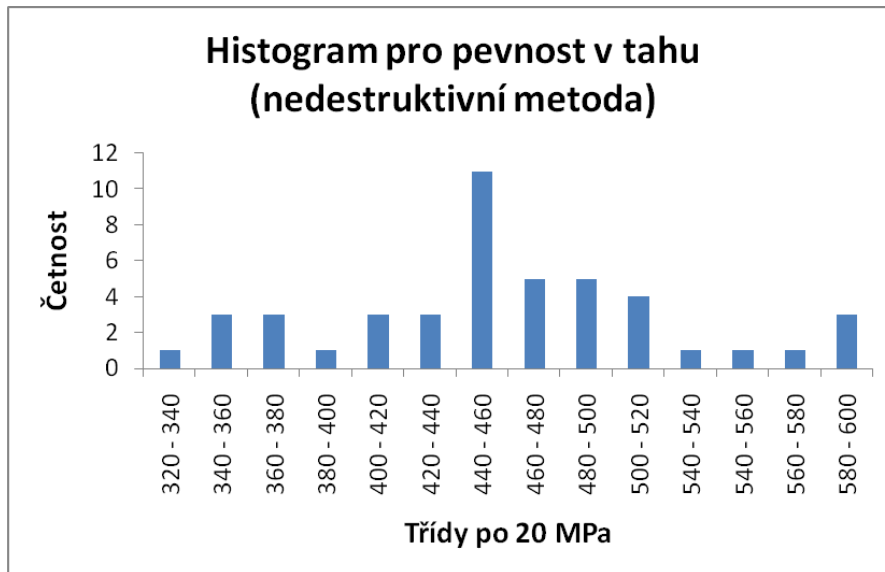


*Obrázek 6: Destruktivní zkouška pevnosti v tahu v lisu laboratoře VUT v Brně, FAST. Vzorek po zkoušce.*



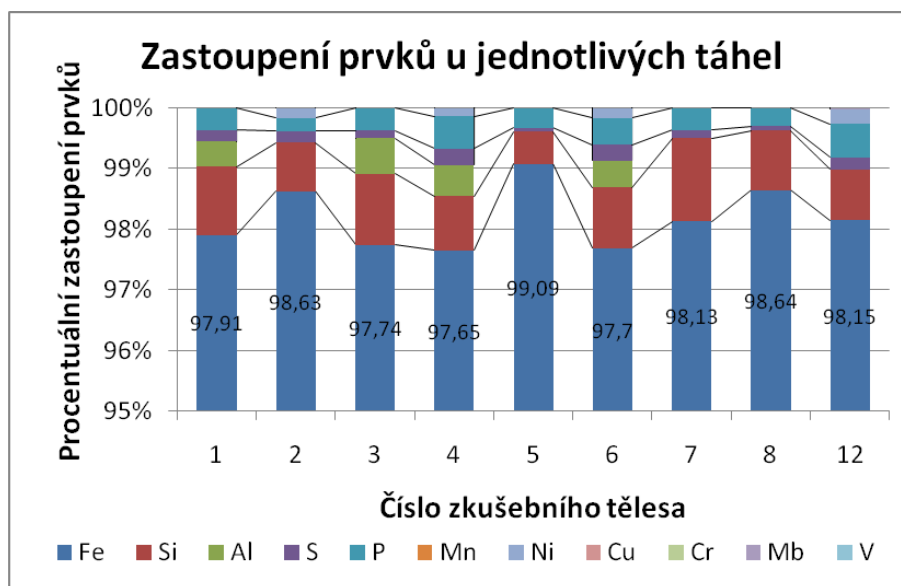
### 3.4. Vyhodnocení

Nedestruktivním určením pevnosti bylo zjištěno pět hodnot pevnosti jednotlivých kleští, ze kterých byl vytvořen graf četností hodnot. Velikost intervalu je 20 MPa.



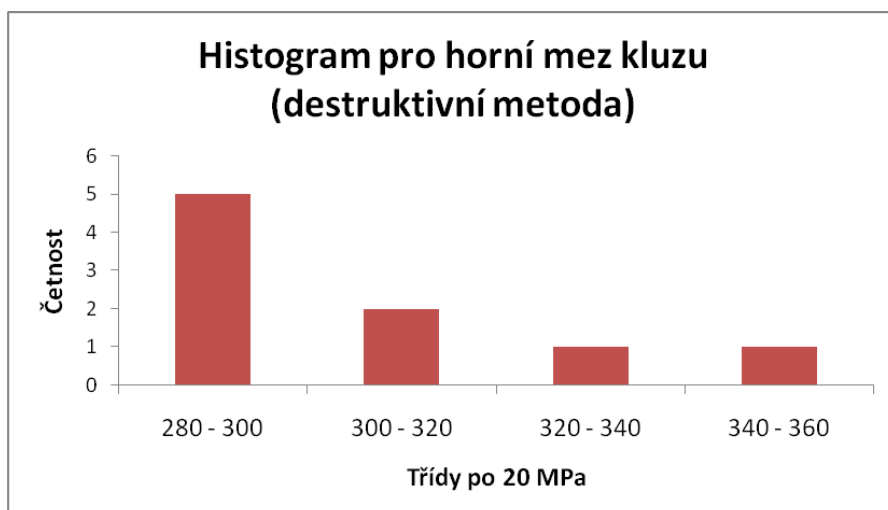
*Obrázek 7: Histogram četností pevností v tahu kleští určených nedestruktivní metodou.*

Zkouška složení ukázala obsah jednotlivých prvků ve vzorcích. Omezení tohoto způsobu určování složení spočívá v tom, že přístroj není schopen rozeznat veškeré prvky periodické tabulky chemických prvků, pro tuto zkoušku je zásadní, že přístroj nebyl schopen učit obsah uhlíku.

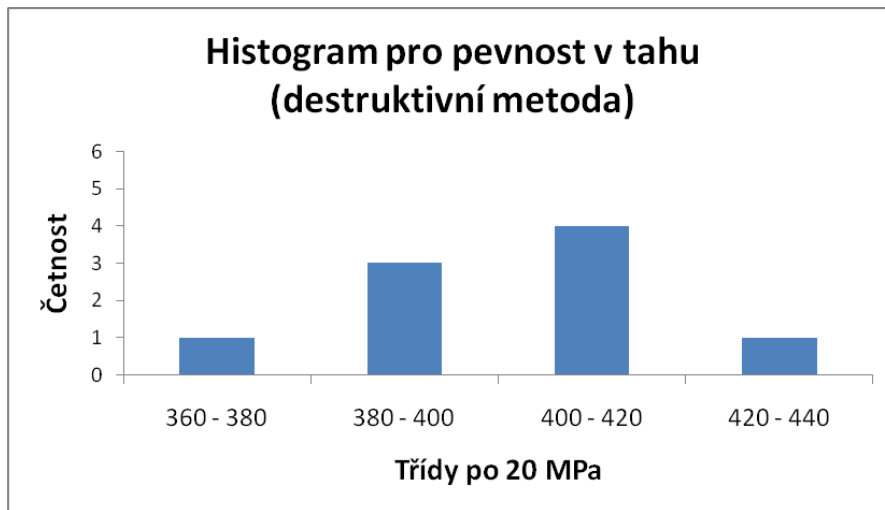


Obrázek 8: Grafické zpracování zastoupení jednotlivých prvků dle rozeznávacích schopností přístroje.

Destruktivně byly u jednotlivých kleští zjištěny hodnoty horní meze kluzu a meze pevnosti zkušebních těles. Jelikož se jedná o destruktivní metodu, byla na každém vzorku zjištěna jediná hodnota meze kluzu a jediná hodnota pevnosti. Byl opět vytvořen histogram četností se stejným dělením tříd jako u nedestruktivní metody.



Obrázek 9: Histogram naměřených horních mezí kluzu u jednotlivých kleští destruktivní metodou.



Obrázek 10: Histogram naměřených mezí pevností u jednotlivých kleští destruktivní metodou.

#### 4. Závěr

Článek se zabývá zkouškami vlastností železných kovaných táhel – tzv. kleští - z objektu „A“ Filozofické fakulty v Brně postaveného v letech 1871-72. Ze získaných vzorků kleští byla vyrobena zkušební tělesa, na nichž byly nedestruktivně i destruktivně stanoveny materiálové charakteristiky.

Nejprve byla zjištěna pevnost v tahu nedestruktivně pomocí ručního tvrdoměru firmy Computest. Výsledky vykazovaly značný rozptyl, nejvyšší četnost pevností v tahu se pohybovala v rozmezí 440 až 460 MPa.

Při destruktivní tahové zkoušce obrobených zkušebních tyčí dosahovala nejvyšší četnosti třída v rozmezí 400 až 420 MPa. Znamená to, že metoda nedestruktivního měření mírně nadhodnocuje výsledky. Může to být způsobeno kvalitou úpravy povrchové vrstvy (zbavení rzi obroušením), rovněž se mohl projevit druh zkoušeného materiálu – nejednalo se o ocel, ale o svářkové železo.

Obě metody pak potvrdily značnou rezervu v porovnání s návrhovou pevností uváděnou v normě ČSN ISO 13822 [1].

Mez kluzu, která se dle ČSN ISO 13822 [1] určuje zkouškou, při zkoušce v lisu zaznamenala nejvyšší četnost v rozsahu 280 až 300 MPa.

Vzájemná souvislost mezi naměřenými hodnotami pevnosti, ať už destruktivně či nedestruktivně, a složením kleští zjištěných pomocí ručního rentgenového analyzátoru nebyla potvrzena.

## Poděkování

Na tomto místě bych chtěla poděkovat prof. Ing. Leonardu Hobstovi, CSc. za pomoc při měření.

Tento příspěvek byl zpracován v rámci specifického vysokoškolského výzkumu na VUT v Brně registrovaného pod číslem FAST-J-14-2509 a za podpory projektu AdMaS.

## Literatura

- [1] ČSN ISO 13822 (730038). *Zásady navrhování konstrukcí: Hodnocení existujících konstrukcí*. 2005. vyd. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2005.
- [2] *Hlavní pravidla stavitelství: od Adolfa z Gabriely*. Brno: Tisk a náklad Bušáka a Irrganga, 1861.
- [3] *J.P.Jondlovo Poučení o stavitelství pozemním: Třetí rozmnožené a opravené vydání*. 3. vyd. Praha: I. L. Kober, 1874.
- [4] Budovy filosofické fakulty. FILOZOFICKÁ FAKULTA MASARYKOVY UNIVERZITY. Filozofická fakulta Masarykovy univerzity: Seminář dějin umění[online]. [cit. 2014-08-15]. Dostupné z: <https://www.phil.muni.cz/dejum/content/dejiny/budovy.php>
- [5] ČSN EN ISO 6892-1. *Kovové materiály - Zkoušení tahem: Část 1: Zkušební metoda za pokojové teploty*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2010.

## Kontakt

Ing. MONIKA KRÁLÍKOVÁ, tel: 00420 541 147 8210, e-mail: [kralikova.m@fce.vutbr.cz](mailto:kralikova.m@fce.vutbr.cz), Ústav stavebního zkušebnictví, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.

Ing. PETR CIKRLE, Ph.D., tel: 00420 541 147 7814, e-mail: [cikrle.p@fce.vutbr.cz](mailto:cikrle.p@fce.vutbr.cz), Ústav stavebního zkušebnictví, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.

## VPLYV KONTAKTU SANOVANÉHO ŽELEZOBETÓNOVÉHO NOSNÍKA A SPEVNŮJÚCEJ DOSKY NA PORUŠENIE ZOSILNENÉHO PRVKU

### INFLUENCE OF CONTACT OF REPAIRED RC BEAM AND STRENGTHENING SLAB ON FAILURE OF STRENGTHENED ELEMENT

**Martin Križma<sup>1</sup>, Jaromír Petržala<sup>1</sup>,  
Martin Moravčík<sup>2</sup>, František Bahleda<sup>2</sup>**

<sup>1</sup> Ústav stavebníctva architektúry SAV,

<sup>2</sup> Stavebná fakulta ŽU v Žiline,

**Anotace:**

*Príspevok nadväzuje na ostatné publikácie zaoberajúce sa zosilňovaním sanovaných železobetónových prvkov. Dôraz sa kladie na zosilňovanie pomocou nadbetónovanej dosky s rôznymi spôsobmi spriahnutia. Kompletizácia dosiahnutých výsledkov výskumu vplyvu typu spriahnutia na odolnosť, charakteristiky používateľnosti a spôsob porušenia prvku.*

**Annotation:**

*The contribution continues the previous papers dealing with strengthening of repaired RC elements. An emphasis is on strengthening by an overconcreted slab with different coupling techniques. An assembling of obtained results of the research of a coupling type on a resistance, serviceability characteristics and a failure mode of an element.*

**Klíčová slova:** *lineárne betónové prvky, zosilňovanie pomocou dosky, vplyv kontaktu na oba medzné stavy, experiment vs. EC2 a FEM*

**Keywords:** *linear concrete elements, strengthening by slab, contact influence on limit states, experiment vs EC2 and FEM*

## 1. Introduction

Prefabrication of linear bridge elements has a rational justification from the reason of acceleration and price degradation of construction. In the majority of cases, also qualitative indicators come to the foreground against the monolithic structures. The prefabrication is closely related to the technology of coupling, which is an effective method of connection of mainly beam prefabricated elements with a monolithically manufactured slab. The analogical technology is markedly used at reparation of damaged structures. The technology of structures coupling has a simple, but effective essence - increasing of a cross-section inertia moment, which is sizeable even at relatively small increasing of a cross-section height.

In the contribution, we will focus on an interaction study of damaged reinforced beams with strengthening slabs at short-term loading. Mainly, we have investigated an influence of a type of the contact damaged beam/coupling slab on resistance and serviceability characteristics of repaired beams.

Overall, we tested 8 beams; the tests were performed in pairs. A designation of the beams was following:

- ST - the contact with a coupling reinforcement,
- Z - the indented contact according to [1],
- D - the rough contact according to [1],
- H - the smooth contact.

## 2. Experimental program

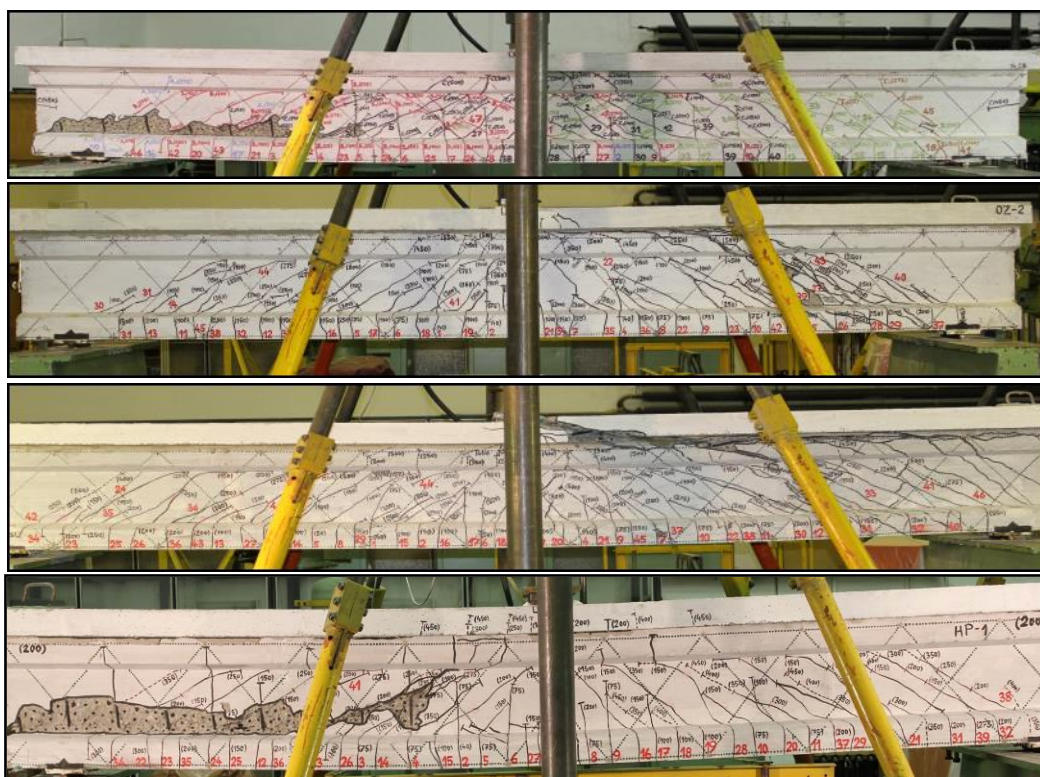
We examined an influence of the contact type on six beams. Four of them were without the coupling members and differed in a type of the contact of the slab and the repaired beam. The Z beams had their upper flanges indented according to [1]; the D beams had the rough upper flanges; the H beams had the smooth upper flanges. The ST beams with the coupling members served as reference ones.

Geometric and reinforcing characteristics of the beams can be found, e.g., in [2]. Some material characteristics for the above mentioned beams are in Table 1.

*Table 1.: Average values of the cube strength  $f_{cc}$ , flexural strength  $f_{ct,f}$ , Young's modulus of elasticity  $E_c$ , maximum test force  $F_{max}$ .*

Designation of beams	Beam			Strengthened slab			$F_{max}$ (kN)
	$f_{cc}$ (MPa)	$f_{ct,f}$ (MPa)	$E_c$ (GPa)	$f_{cc}$ (MPa)	$f_{ct,f}$ (MPa)	$E_c$ (GPa)	
ST1	59.87	5.98	39.26	61.22	6.00	41.13	680
ST2	62.47	6.72	39.73	61.44	6.83	40.00	670
Z1	62.42	5.67	39.73	58.90	6.59	40.00	657
Z2	63.23	5.90	39.70	57.80	5.86	41.00	635
D1	58.25	5.22	35.40	59.53	4.78	37.73	665
D2	58.12	5.43	36.03	59.14	4.82	37.70	695
H1	65.70	5.76	34.55	62.84	6.46	34.15	565
H2	62.10	6.59	36.07	56.57	6.13	35.17	581

In the first stage, the non-strengthened beams had been subjected to the three-point flexure test with gradually increasing load up to the load level 0.75. By the such way damaged beams were consequently strengthened by the slab using some of the above mentioned coupling technique. These strengthened beams were in the second stage of the experimental program analogically loaded up to their failure. The achieved bearing capacities  $F_{max}$  of the beams are presented in Table 1. The ways of failure of the chosen strengthened beams can be seen in Figure 1.



*Figure 1.: Way of failure – strengthened beams (from the top) ST, Z, D, H.*

For the complex verification of the coupled beams behaviour, a numerical analysis by software ATENA 3D was performed [3], [4]. For a non-linear analysis of concrete, the material "3D Nonlinear Cementitious" was chosen as its model. Necessary material characteristics of the beam and the slab concrete were obtained by laboratory measurements. A work diagram of concrete is made for a whole range of obtained results. The reinforcement was modelled by elements "Reinforcement" using a bilinear diagram with an increasing branch. The results obtained from the simulations are presented in Table 2. There are also corresponding design resistances achieved according to [1].



Table 2.: The design, numerical and experimental resistances of the coupled beams.

Type of surface	EN 1992 1-1, Eurocode 2					
	Flexure	Coupling				
	$F_{fl,max}$ [kN]	$c$	$\mu$	$\rho_{sl}$ [%]	$V_{r,max}$ [kN]	$F_{sh,max}$ [kN]
ST1	706.4	0.45	0.7	0.18	225.9	451.8
ST2	707.8	0.45	0.7	0.18	228.4	456.8
Z1	702.2	0.50	0.9	0	157.7	315.4
Z2	708.1	0.50	0.9	0	155.8	311.6
D1	706.1	0.45	0.7	0	140.9	281.8
D2	706.2	0.45	0.7	0	140.7	281.4
H1	546.5	0.35	0.6	0	115.3	230.6
H2	538.6	0.35	0.6	0	107.5	215.0

Type of surface	ATENA 3D - results			Experimental results		
	$F_{num}$ [kN]	$F_{num}/F_{exp}$ [%]	Type of failure	$F_{exp}$ [kN]	$F_{des}/F_{exp}$ [%]	Type of failure
ST1	652	95.9	Shear	680	66.4	Shear
ST2	674	100.6	Shear	670	68.2	Shear
Z1	556	84.6	Sh./Cont.	657	48.0	Sh./Cont.
Z2	549	82.8	Sh./Cont.	635	49.1	Sh./Cont.
D1	561	84.1	Contact	665	42.4	Sh./Cont.
D2	556	80.0	Contact	695	40.5	Contact
H1	554	98.1	Contact	565	40.8	Contact
H2	548	94.3	Contact	581	37.0	Contact

$V_{r,max}$  represents the transversal force determined according to the norm [1] at which the shear failure in the contact will appear and  $F_{exp,max}$  represents the corresponding loading force. It can be seen from Table 2, that the resistance values according to the numerical analysis are in the best compliance with the experimental ones in the case of the reference beams with the coupling reinforcement ST and in the case of the beams with the smooth contact H. For the other types of coupling, the resistances were also in good compliance but with higher deviations ( $\sim 5 - 20\%$ ). It can be imputed to the fact that the cohesion parameters are

estimated with a relatively bigger dispersion and they are significantly dependent on a production technology of the beam surface contrary to the reinforcement with relatively stable working characteristics. A partial exhaustion of the shear resistance at the interface (avulsion of the slab on one half of the beam) appeared at the beam D2. The total avulsion of the slab yet before breaking of the beam appeared in the case of the smooth interface. It occurred at the loading force cca 200 kN, what roughly corresponds to the design value of the shear resistance at the interface. How this effect shows itself in the work diagram of the beam loading, you can see in Figure 2. At the other coupling types are these design shear resistances highly undervalued as can one see from Table 2. Some numerically and experimentally obtained relations loading force vs. midspan deflection for a whole loading range of the coupled beams ST, Z and D are presented in paper [5].

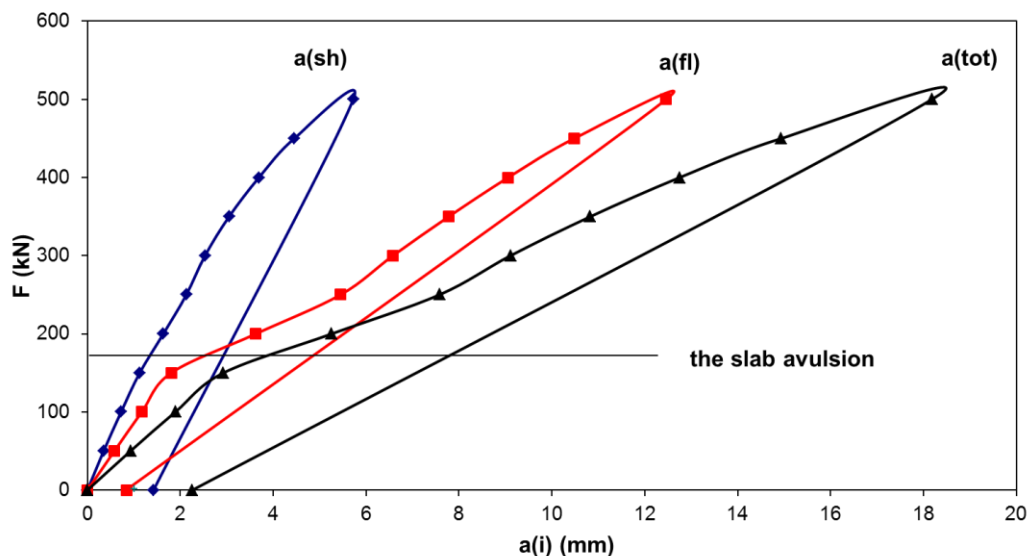


Figure 2.: Work diagram of loading of the beam H1:  $a(sh)$ ,  $a(fl)$ ,  $a(tot)$  - midspan deflections due to shear, flexure and the total one.

### 3. Conclusions

The application of the contact beam/slab modification according to [1] changes the failure nature of the repaired beams Z, D and H in comparison with the beams ST containing the coupling members. The

ratios of their experimental resistances are  $F_{max}(Z)/F_{max}(ST) = 0.96$ ,  $F_{max}(D)/F_{max}(ST) = 1.01$  and  $F_{max}(H)/F_{max}(ST) = 0.85$ . Just at the smooth interface the full exhaustion of its shear resistance occurred. Except this case, the other coupling types show significantly higher resistances than the norm [1] prescribes. With regard to the number of the tested specimens, these results are just informative.

At the present time, we finished the short-term loading experiments. Tests at repeated loading are being prepared. Their results will be introduced in a separate contribution.

## Acknowledgement

This paper has been supported by the Grant Agency VEGA (grant No. 2/0143/12).

## References

- [1] EN 1992 1-1, Eurocode 2, Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings, 2004.
- [2] KRIŽMA, M., MORAVČÍK, M., PETRŽALA, J., BAHLEDA, F.: Carrying Capacity and Serviceability Characteristics of Strengthened Reinforced Concrete Linear Elements. In: Proceedings, „ Zkoušení a jakost ve stavebnictví“, 2. – 3. 10. 2012, FS VUT v Brně, editor: V. Heřmánková, pp. 69 – 76. ISBN 978-80-214-4578-9.
- [3] KABELE, P., ČERVENKA, V., ČERVENKA, J.: Example Manual. ATENA Engineering, Prague, Czech Republic, 2005.
- [4] ČERVENKA, V., ČERVENKA, J.: User's Manual for ATENA 3D, Prague, Czech Republic, 2009.
- [5] KRIŽMA, M., PETRŽALA, J., KOVAČOVIC, M.: Resistance between concrete surfaces of composite members, In: Building Research Journal, vol. 60, no. 3-4, 2013, p. 211 - 222. ISSN 1335-8863

## Contact

Ing. MARTIN KRIŽMA., PhD., tel. 0421 02 59309 228, e-mail: usarkrim@savba.sk, ICA SAS, Dúbravská cesta 9, 845 03 Bratislava, Slovakia.



KONFERENCE  
ZKOUŠENÍ A JAKOST  
VE STAVEBNICTVÍ

---

7. – 8. 10. 2014

Ústav stavebního zkušebnictví, Fakulta stavební, VUT v Brně

---

## **ETICS SE ZVÝŠENOU MECHANICKOU ODOLNOSTÍ**

**Jan Loukotka**

Caparol CZ+SK

***Anotace:***

*V současné době je se na trhu objevují systémy dodatečného zateplení (dále jen ETICS) se zvýšenou mechanickou odolností. Nejen odborná veřejnost, ale zejména investoři si kladou otázku z jakého důvodu. Odpověď je jednoduchá.*

Již první zkušenosti s životností ETICS ukázaly, že v oblastech, kde jsou vystaveny zvýšenému mechanickému namáhání, dochází velice často k jejich poškození. Jednalo se samozřejmě o lokality na sídlištích, kde je vyšší koncentrace mládeže, od které nelze očekávat vztah k dílu, na které nemuseli přispět. Ostatně podobně tomu bylo i v době státních dotací i mezi dospělými. Poničené ETICS jsou dodnes k vidění prakticky všude. Typická poškození od úderů míčem, kontaktu s jízdními koly a mopedy atd.

V posledních letech přistoupil i problém s častějším výskytem intenzivních bouřek, spojených s krupobitím. Zde všude dochází k poškození ETICS a poměrně dlouho se nikdo nepokusil o vyjádření namáhání, kterému je fasáda vystavena. Pominuli vandalismus, setkáváme se s poškozeními, které jsou znázorněné na obr. 1 a 2. Jedná se o poškození krupobitím.



*Obrázek 1.*

7. – 8. 10. 2014

Ústav stavebního zkušebnictví, Fakulta stavební, VUT v Brně

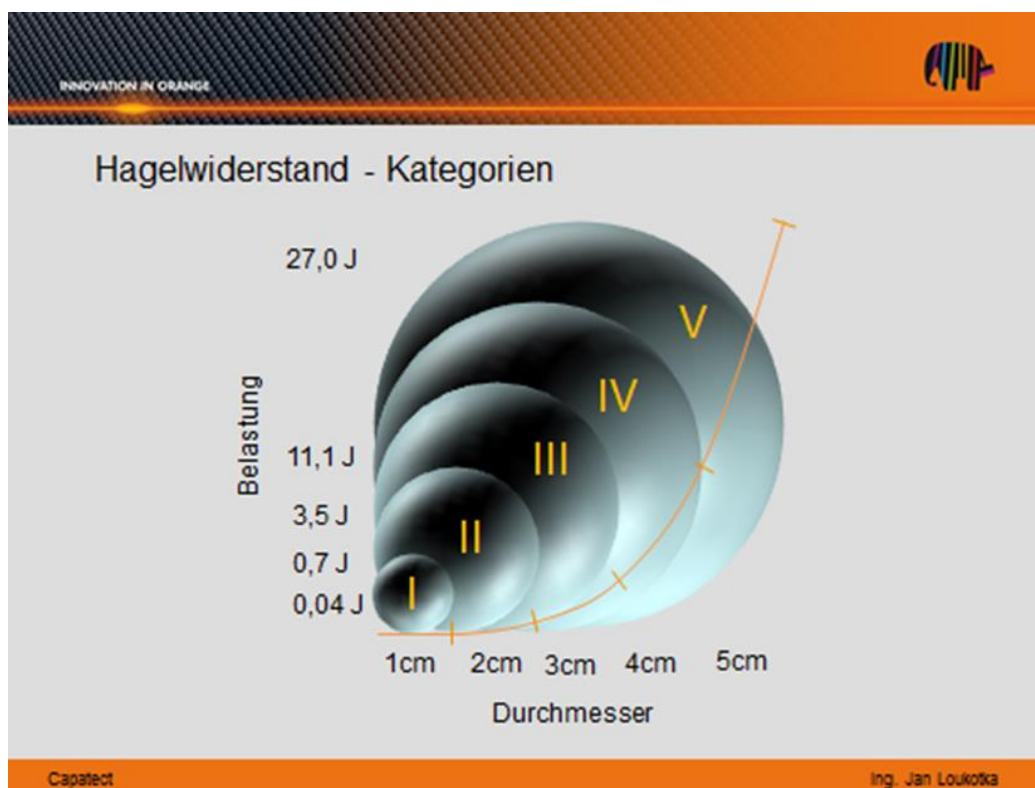
---



*Obrázek 2.*

Oba snímky byly pořízeny v létě roku 2010 v Průhonicích, bouřka trvala cca 10 minut.

Ve spolupráci se švýcarskou zkušebnou EMPA jsme se v naší společnosti pokusili namodelovat zatížení, které krupobití může způsobit. Pro tento účel jsme rozdělili kroupy podle velikosti následujícím způsobem.



*Obrázek 3.*

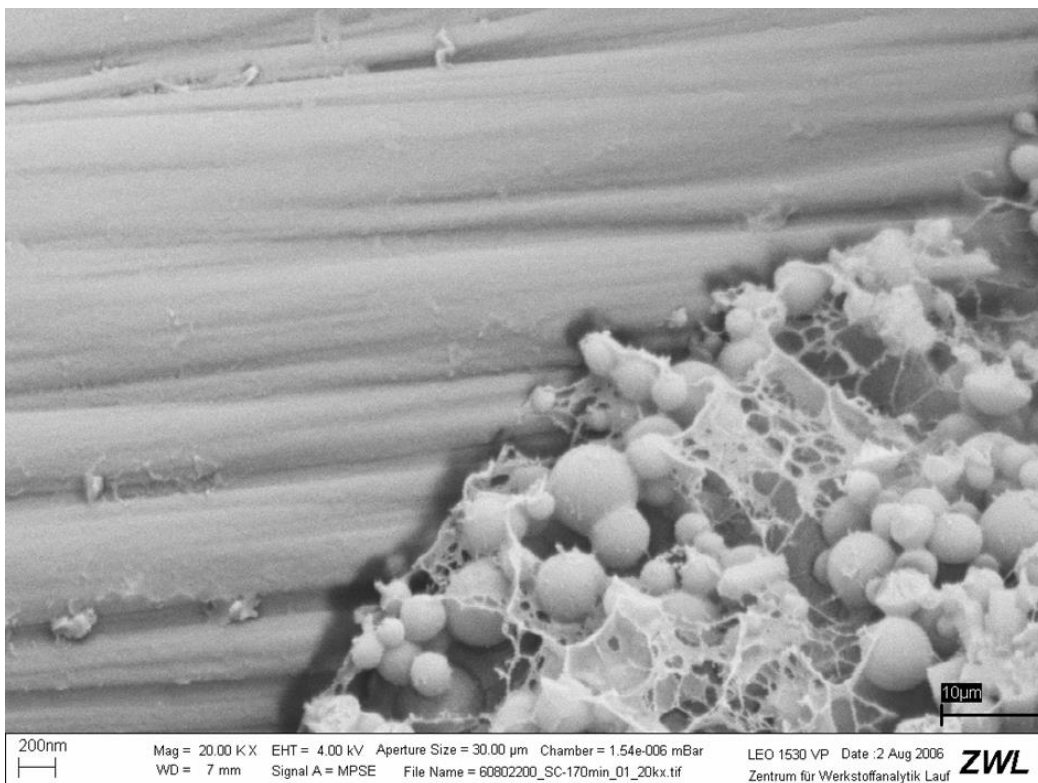
U obrázku je patrné jakou energií dopadají kroupy na povrch stěny. A zároveň není potřeba složitě počítat, že podobnou energii v rázu těžko snese většina běžných systému se základní vrstvou a cementové bázi, které jsou dnes nejběžněji používané.

Jako řešení byla zvolena základní vrstva z materiálů, vyztužených volně rozptýlenými uhlíkovými vlákny na organické bázi s označením Carbon, právě podle uhlíkových vláken. Parametry při rázových zkouškách předčily očekávání. Odolnosti základní vrstvy s jednonásobnou standardní sklotextilií se pohybují mezi 17 (jednosložková) a 60 (dvoukomponentní). Jsou to hodnoty, které dlouhodobě zaručují odolnost i vůči velmi brutálnímu namáhání. Když k tomu přičtu i významné zlepšení odolnosti fasády (ETICS) proti teplotním změnám, způsobeným slunečním zářením, pak je to i řešení pro tmavé a intenzivní barevné odstíny. Lze garantovat i černou fasádu. Systémy s názvem Carbon (ochranná známka), Kevlar, Impactum apod. se dostávají na evropský trh od roku 2006 a potvrzují



svou odolností oprávněnost své existence. Mezitím jde vývoj dál a nabízí se otázka, zda má smysl deklarovat odolnost v rázu 100 J za nemalé peníze, když nejvyšší zatížení krupobitím je 27J.

Na obr. 4 je v 5 000 násobném zvětšení snímek uhlíkových vláken, rozptýlených v armovacím materiálu a působící stejně jako rozptýlená výztuž v betonu.



*Obrázek 4.*

Je prokázáno, že tahová napětí uhlíkového vlákna je cca 20 vyšší, než napětí titanové vlákna, srovnatelného průřezu. I to byl jeden z důvodů, proč bylo použito vlákno uhlíkové.

Cenový rozdíl přitom není zásadní, když uvážíme, že se jedná o evropsky certifikovaný systém, který nabídne vysokou užitnou hodnotu dlouhodobou jistotu mechanicky odolné fasády. Současně již je při opravách škod po krupobití akceptované navýšení nákladů (pouze některé pojišťovny) jako opatření pro prodloužení životnosti.

Velmi časté jsou požadavky investorů na zvýšení mechanické odolnosti ETICS v některých definovaných úsecích, např. vstupy, soklové oblasti.

Proti cílenému vandalismu samozřejmě napomáhá nic, ale to se dostáváme již do jiné roviny problému.

## **Kontakt**

Ing. JAN LOUKOTKA, technický ředitel – prokurista Caparol CZ + SK

## **VÝVOJ SAMONOSNÉHO ZATEPLOVACÍHO SYSTÉMU S IZOLAČNÍM JÁDREM Z KONSTRUKČNÍHO PÓROBETONU**

## **DEVELOPMENT OF A SELF-SUPPORTING INSULATION SYSTEM WITH AN INSULATING CORE OF POROUS CONCRETE**

**David Machala**

Ústav technologie stavebních hmot a dílců,  
Fakulta stavební, VUT v Brně

***Anotace:***

*Dnešní pórobetony se vyznačují velmi vysokou životností, zvukovou neprůzvučností, požární odolností, difúzní otevřeností, vysokou pevností a v neposlední řadě velmi nízkým součinitelem prostupu tepla, jenž tento materiál předurčuje právě pro použití jako izolantu v zateplovacích systémech. Článek se zabývá návrhem a stanovením mechanických a tepelně technických vlastností samonosného zateplovacího systému.*

***Annotation:***

*Today's porous concrete is characterized by very high durability, sound insulation, fire resistance, diffusion capability, high strength and last but not least, a very low heat transfer coefficient, which determines this material as an insulator in thermal insulation systems. The article deals with the design and determination of mechanical and thermal properties of a self-supporting insulation system with an insulating core of porous concrete.*

***Klíčová slova:*** Zateplovací systém, pórobeton, součinitel prostupu tepla, tepelná vodivost, difúzní odpor, samonosný systém.

***Keywords:*** Insulation system, Porous concrete, Heat transfer coefficient, Thermal conductivity, Diffusion resistance, self-supporting

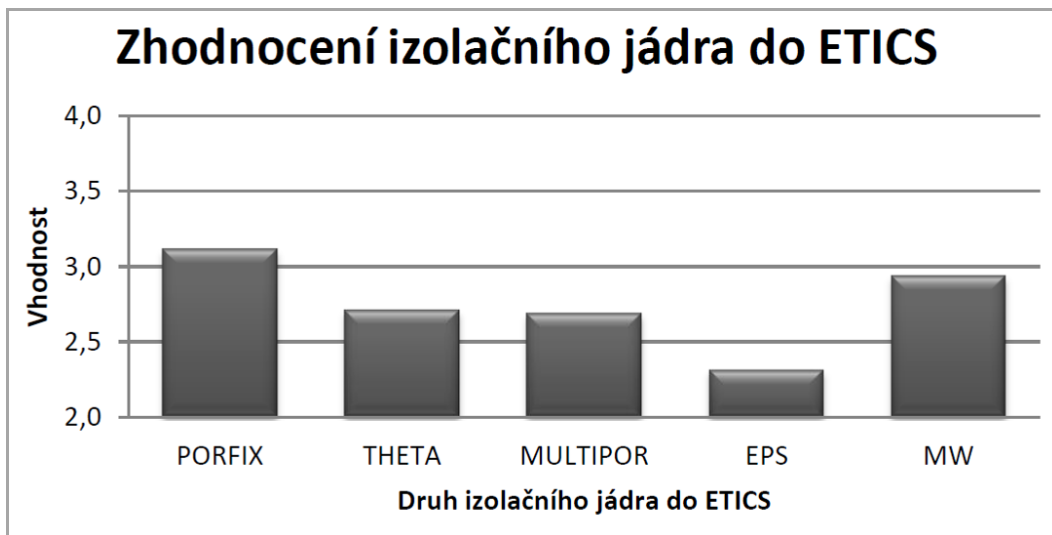
## 1. Úvod

Každá pevná látka, plyn či kapalina mají svůj charakteristický součinitel tepelné vodivosti. Je to hodnota vypovídající o tepelné vodivosti dané látky. Tento součinitel tepelné vodivosti je definován jako: „Množství tepla, procházející tělesem za jednotku času, přičemž při jednotkové délce je jednotkový teplotní spád.“ Z čehož je patrné, že čím hůře látka povede teplo, tím lepších tepelně izolačních vlastností bude dosahovat. Při volbě konstrukčního systému je nutno se zabývat několika důležitými vlastnostmi. Jedná se například o pevnost v tlaku (určující mechanickou odolnost systému), zvukovou neprůzvučnost, tloušťku zdiva, požární odolnost a v neposlední řadě objemovou hmotnost, která v podstatě určuje trend většiny těchto vlastností. Z těchto důvodů je v dnešní době výhodnější stavět z konstrukčních systémů, složených z více materiálů. Jeden materiál zajišťuje dostačující pevnost, čímž může být docíleno nižší tloušťky zdiva, či vyšší požární odolnosti. Druhý z materiálů zajišťuje konstrukci ostatní žádané vlastnosti, nízkou tepelnou vodivost, vysokou zvukovou neprůzvučnost, požární odolnost a jiné. Mezi vhodné anorganické materiály patří mimo jiné i pórobeton [1, 2]. Tento materiál, původně určený pouze pro konstrukční účely, prošel za posledních téměř sto let obrovskou genezí. Dnešní pórobeton se vyznačuje velmi nízkou objemovou hmotností a difúzní otevřeností, avšak velmi vysokou životností, které ostatní izolační materiály nedosahují. Hodnota tepelné vodivosti je téměř srovnatelná s tradičně užívanými izolačními materiály. Z tohoto hlediska je zajímavá myšlenka aplikace pórobetonu (konstrukčního) jako izolačního jádra pro zateplovací systémy. Při návrhu zateplovacího systému nelze jen slepě sledovat součinitele tepelné vodivosti, nutné je kontrolovat i další vlastnosti, jako například: difúzní odpor, cenu a životnost [3].

## 2. Návrh zateplovacího systému s jádrem z konstrukčního pórobetonu

Výběr vhodného materiálu a ideální skladby ETICS s izolačním jádrem z pórobetonu byl stanoven na základě optimalizačních výpočtů, kdy hodnocenými kritérii byla cena, životnost, součinitel tepelné vodivosti, difúzní odpor, požární odolnost, pevnost v tlaku a objemová hmotnost [Obrázek 1]. Pórobeton se jeví jako vhodný izolant do zateplovacích systémů, avšak jeho vysoká objemová hmotnost v porovnání s klasicky

užívanými izolačními materiály zabraňuje jeho použití v kontaktním zateplování. Porovnáním ekonomických kritérií a tepelně technických vlastností izolačních materiálů vhodných pro realizaci samonosného zateplovacího systému bylo pomocí optimalizačních výpočtů zjištěno, že nejvyšší procentuální vhodnost vykazuje právě pórobeton a to popílkový PORFIX PLUS, který stejně jako YTONG THETA vyniká nízkým faktorem difúzního odporu, svojí dlouhou životností, vysokou protipožární odolností, značnou pevností v tlaku a také nízkou cenou. Nutné je však zdůraznit, že dosahuje dvakrát horších tepelně izolačních vlastností než EPS a MW, ale i přesto je možné dosáhnout s dodatečným zateplením z popílkového pórobetonu normou požadovaných hodnot součinitele prostupu tepla  $U$ . Na základě tohoto optimalizačního výpočtu byl stanoven návrh použitelných surovin pro realizaci samonosného zateplovacího systému.



*Obrázek 1: Zhodnocení izolačního jádra pro ETICS pomocí optimalizačního výpočtu*

### **2.1. Faktory ovlivňující mechanické a tepelně technických vlastnosti zateplovacího systému**

Před návrhem zateplovacího systému je potřeba znát slabé články a faktory ovlivňující životnost systému. Z důvodu nulového kotvení do podkladu je na prvním místě mechanická stabilita. Na zateplovací systém působí ihned několik různých mechanických zatížení. Jedná se o:

- **Zatížení vlastní hmotností**

Samonosný zateplovací systém je vystavěn na dodatečně vytvořený základ, a tudíž je veškeré zatížení přenášeno přes základ do zeminy.

- **Hydrotermické zatížení**

Pórobeton tvořící izolační jádro vyniká vysokou pevností v tlaku v porovnání s ostatními izolačními materiály, díky čemuž působení hydrotermického zatížení s přehledem přečká.

- **Zatížení větrem**

U klasického zateplovacího systému je odolnost vůči tomuto zatížení zajištěna přilnavostí lepicí hmoty k podkladu, případně podpořené mechanickými kotvami. Tato možnost při realizaci samonosného zateplovacího systému není z hlediska nulového kotvení přípustná, přitom se nejedná o žádné zanedbatelné hodnoty. Na exponovaných místech nejvyšších podlaží osmi až dvanácti patrových budov mohou takto vzniklé síly dosahovat velikosti 1,2 až 1,4 kN/m<sup>2</sup>. Z tohoto důvodu bude odolnost vůči působení větru stěžejní kritérium použitelnosti vyvíjeného zateplovacího systému [5].

- **Odolnost proti mechanickému zatížení**

Pórobeton, jakožto materiál primárně určen na konstrukční účely, vyniká bezesporu velmi vysokou pevností v tlaku v porovnání s tradičními izolačními materiály. Z tohoto důvodu není potřeba na izolaci aplikovat jakýkoliv obklad, jako například u odvětrávaného zateplovacího systému.

- **Hodnota faktoru difúzního odporu**

Jedním ze základních problémů kontaktního zateplování je hodnota faktoru difúzního odporu. Značná část realizovaných ETICS je složena z polystyrenu (EPS) jako izolantu. Tento materiál se však vyznačuje několikanásobně vyšším faktorem difúzního odporu, což má za následek snížení prostupu vodních par konstrukcí a následné hromadění vzdušné vlhkosti v interiéru. Pórobeton a minerální vlna jsou však difúzně otevřené materiály, což znamená, že brání prostupu vodních par jen velmi málo.

- **Rovinnost podkladu a zajištění soudržnosti s podkladem**

Mezi izolantem a zateplováním zdívem vzniká uzavřená nevětraná vzduchová mezera, která menší odchylky v rovinnosti původního zdiva přenese. Tato vzduchová mezera by však neměla přesáhnout velikost deseti milimetrů.

- **Samostatné založení**

Z důvodu vyšší objemové hmotnosti není možné pórobeton aplikovat kontaktně na zateplované zdivo jako je tomu u systému ETICS, proto je nutno vybudovat dodatečný základ pro tento systém.

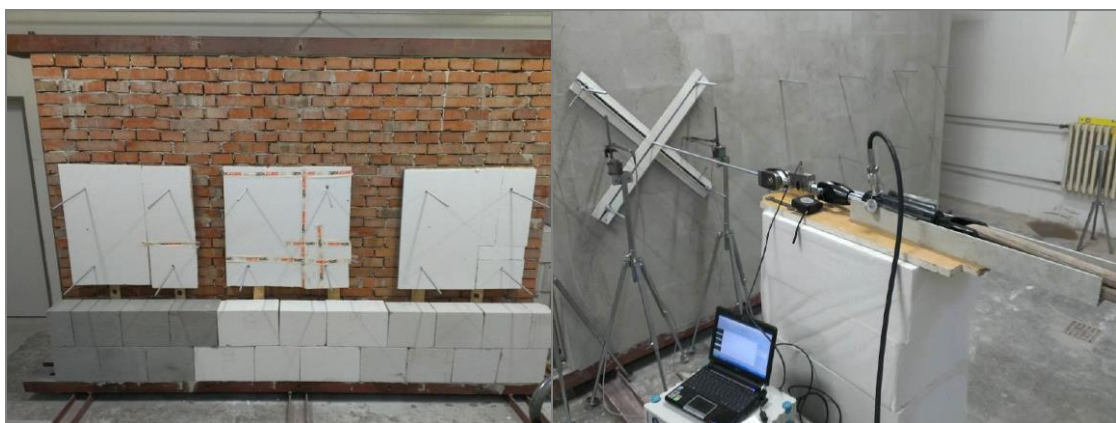
## 2.2. Stanovení odolnosti vůči mechanickému namáhání tahem

Návrhové zatížení je stanoveno s přihlédnutím k normě ČSN EN 1991-1-4 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem, přičemž samotné zkoušení probíhá podle řídicího pokynu ETAG 004,[6] což je řídicí pokyn, pro evropské technické schválení vnějších tepelně izolačních kontaktních systémů s omítkou a to odstavec 5.1.4.3.3 Měření dynamického sání větru.

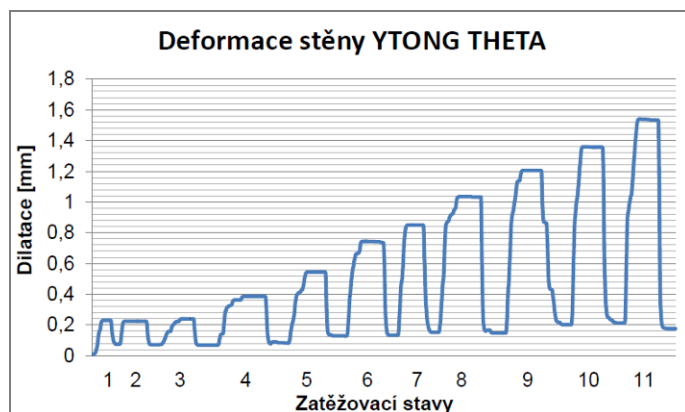
Postup zkoušky spočíval z cyklického zatěžování o rychlosti přírůstu napětí maximálně 5kN/min, 60 vteřinovém setrvání v napjatém stavu a pomalém odlehčení. Zatěžování probíhalo podle zatěžovacích stavů zobrazených v Tabulce 1. Takto byla zateplovací stěna zatěžována až do zatížení odpovídajícímu 5,0 kN/m<sup>2</sup> či do objevení prvních trhlin. Zároveň před zkoušenou stěnou byly umístěny dilatometry měřící celkové deformace zateplovacího systému. Pro vyvinutí plošné tahové síly byly do nevětrané mezery osazeny zkušební rámy sestávající se z ocelové nosné konstrukce, která roznášela tahové napětí na plochu izolantu. Zkušební rámy je možné vidět na Obrázku 2: Umístění zkušebních ráků pod pórobetony.

Tabulka 1.: Zatěžovací stavy

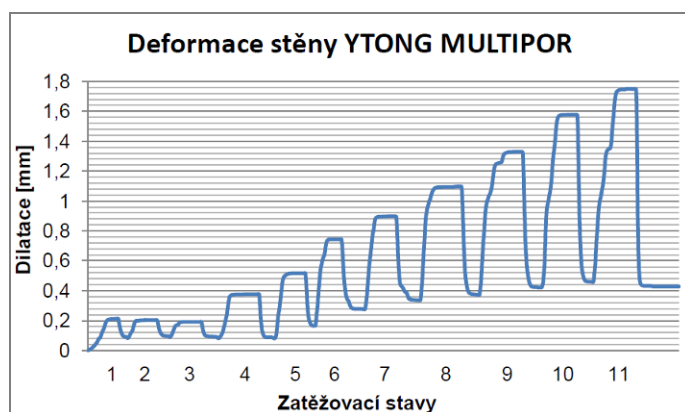
Zatěžovací stavy	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Zatížení [kN·m <sup>-2</sup> ]	1,0	1,0	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0



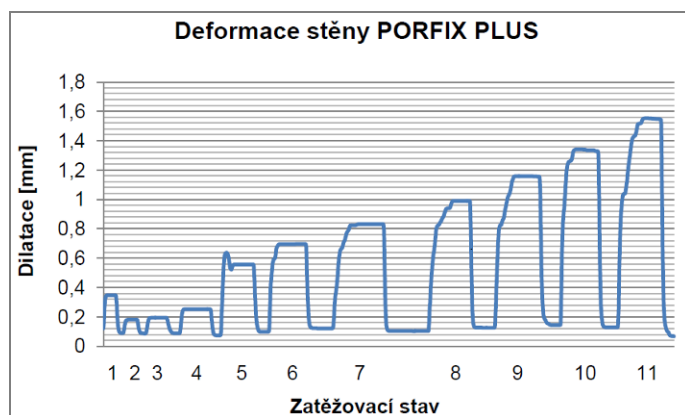
Obrázek 2: Zleva: Umístění zkušebních ráků pod pórobetony, zkušební zřízení



Obrázek 3: Deformace stěny v závislosti na zatěžování - YTONG THETA



Obrázek 4: Deformace stěny v závislosti na zatěžování - MULTIPOR



Obrázek 5: Deformace stěny v závislosti na zatěžování – PORFIX PLUS

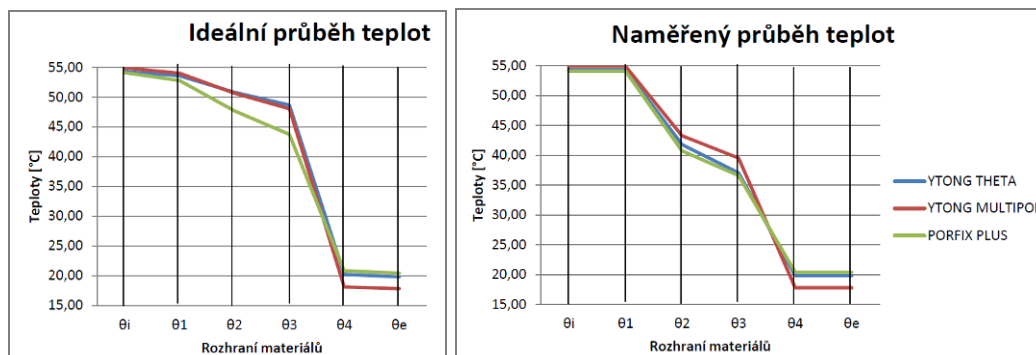


Z obrázků 3-5 je patrné, že stěny z jednotlivých pórobetonů vykazovali velmi podobné chování. Nutno poznamenat, že, ani v jednom případě se neobjevili žádné trhliny v provedené základní vrstvě. Pouze u materiálu YTONG MULTIPOR bylo při posledním zatěžovacím stavu slyšet slabé praskání, vyvolané pravděpodobně nerovnostmi stěny v zatěžované straně. Nejednalo se tedy o žádnou známku blížícího se kolapsu. V tomto materiálu také došlo k největšímu přetvoření v důsledku zatížení. I po odlehčení po posledním zatěžovacím stavu, zůstala stěna přibližně o 0,4 mm vychýlená od počátečního stavu. Dále jak je možné vidět na grafech deformací, docházelo celkově k pohybům systému, v případě YTONGu MULTIPOR až o téměř 1,8 mm. Důležité je, že se i přes celkem vysoké vychýlení od počátečního stavu neobjevily žádné trhliny a nedošlo ke kolapsu. Proto tento výsledek může být hodnocen pozitivně, protože je celý systém adaptibilní na vnější podmínky a i při zatížení 5,0 kN/m<sup>2</sup> nedošlo k žádným trvalým deformacím, pouze ke slabému vychýlení od počátečního stavu. Nejlépe si počínal materiál PORFIX PLUS, který nevykazoval téměř žádné trvalé deformace a vždy se po uvolnění napětí vrátil takřka do původního stavu.

### 2.3. Stanovení tepelně technických vlastností systému

Před započítím měření byla zkoušená konstrukce opatřena čtyřmi tepelnými čidly, první čidlo bylo na povrchu cihlové stěny, která byla zahřívána. Další teplota byla měřena na povrchu cihlové konstrukce avšak na styku s nevětranou mezerou ( $\theta_2$ ). Hodnota  $\theta_3$  byla měřena na povrchu zateplovacího systému, na rozhraní nevětrané vzduchové mezery a izolantu. Poslední teplotní čidlo udává hodnotu na povrchu zateplovacího materiálu rovnající se vnější teplotě ( $\theta_4$ ).

Cihlová stěna opatřená zateplovacím systémem byla přibližně 72 hodin zahřívána. Tento čas byl potřebný na celkové vytvoření tepelného spádu až do ustálení teplot. Takto bylo vytvořeno stacionární tepelné pole. Poté bylo setrváno 8 hodin za ustáleného tepelného toku na neměnných teplotách. Naprosté ustálení se nezdařilo, ale žádná z teplot se nezměnila v průměru o více než 1% což při temperování na přibližně 55°C dělalo rozdíly 0,55°C. Hodnoty jednotlivých teplot jsou vyneseny do grafu [Obrázek 6].



Obrázek 6: Naměřený teplotní průběh stěnou

Při výpočtu průběhů teplot ve stěnové konstrukci se vycházelo z předpokladů, že se jedná o stacionární tepelné proudění a že hustota tepelného toku je konstantní ve všech rovinách konstrukce. Samotná hustota tepelného toku je definována jako podíl teplotního rozdílu a příslušného tepelného odporu.

Z výsledků je patrné, že měření bylo zatíženo velkými ztrátami, které způsobily, že se nemohli naplno projevit rozdílné izolační vlastnosti jednotlivých izolantů. Jelikož však byly izolanty navzájem provázané vazbou (vytvořenou z důvodu realizace mechanických zkoušek), docházelo i k markantním ztrátám přenosem z izolantu na izolant. Grafické zobrazení pouze nastiňuje trend jednotlivých izolantů, z čehož je patrné, že nejlépe si počínal YTONG MULTIPOR a naopak nejhůře PORFIX PLUS. Pro nástin ideálních průběhů teplot byl sestaven také výpočtový model, který je svým trendem velmi podobný reálně naměřenému (Obrázek 6).

### 3. Závěr

Přesto, že se jedná ve všech třech případech o pórobetony, tak je jejich chování odlišné a vykazují rozdílné vlastnosti. Z hlediska zkoušených charakteristik uspěly všechny pórobetony, ale každý zástupce vyniká v jiných oblastech. Z tepelně technického hlediska vyniká YTONG MULTIPOR, avšak cenově se jedná o nejdražší variantu. Navíc tento materiál není určen pro konstrukční účely. I když při mechanických zkouškách obstál, dosáhl nejhorších výsledků. Jeho použití se nejeví jako úplně vhodné pro aplikaci do bezkontaktního zateplovacího systému a to primárně z důvodu velmi nízké pevnosti v tlaku. YTONG THETA je svými

---

vlastnostmi dosti podobný PORFIXU PLUS, avšak s mnohem vyšší cenou, což míru jeho použití snižuje. Pórobeton PORFIX PLUS vyniká naopak nejvyšší objemovou hmotností a pevností v tlaku. Při mechanickém zatěžování vykázal nejnižší finální zbytkové přetvoření, což je důsledek vysoké odolnosti vůči zatížení v tlaku. Důležitým kritériem je také cena a ta je právě u tohoto materiálu nejnižší. Tepelná vodivost je velmi podobná YTONGU THETA a již při zateplování cihlové stěny tloušťky 450 mm je dosaženo součinitele prostupu tepla nižšího, než požaduje norma ČSN 730540-2.

Na základě vyhodnocení jednotlivých zkoušek bylo zjištěno, že je výstavba zateplovacího systému s izolačním jádrem z pórobetonu reálná v případě materiálů YTONG THETA a PORFIX PLUS. I bez dodatečného vyztužení může systém dlouhodobě odolávat vlivům působícím mechanickou zátěží. V případě materiálu YTONG MULTIPOR je vhodnost užití materiálu sporná. Při zkoušení mechanické odolnosti nedošlo ke kolapsu ani při maximálním zatížení, avšak materiál svým určením pro nekonstrukční účely nedosahuje zdaleka kvalit dvou dalších zkoušených pórobetonů (z hlediska mechanické stability). Předmětem zkoušení bylo také ověření tepelně technických vlastností zateplovacího systému. Nejprve bylo provedeno laboratorní stanovení tepelné vodivosti pórobetonů a dále bylo provedeno zkoušení tepelně technických vlastností celého systému. Vyhodnocení této zkoušky bylo do jisté míry ovlivněno chybami způsobenými v návrhu zkušebního postupu. Z důvodu unikátnosti zateplovacího systému nelze jednoznačně určit komplexní technologický postup realizace pomocí jakékoliv optimalizační metody. Systém není určený pro majoritní část rodinných domů, ale primárně jen pro ty, u kterých je zateplení jinými systémy problematické.

Jak již bylo zmíněno, realizace zateplovacího systému s izolačním jádrem z pórobetonu je z důvodu vyšší objemové hmotnosti materiálu složitější, avšak není nemožná. Horší tepelně technické vlastnosti a teoreticky vyšší cena realizace může být vyvážena vysokou životností a nízkým difúzním odporem systému. Z těchto důvodů je volba nového samonosného systému reálná a vhodná pro další bádání.

## **Poděkování**

Prezentovaná odborná publikace byla vypracována s finanční podporou projektu FAST-J-14-2420, poskytnutá na projekt s názvem: „Vývoj zateplovacího systému s izolačním jádrem z konstrukčního pórobetonu“.

## Literatura

- [1] DROCHYTKA, R.a kol. Pórobeton. Brno: VUTIUM, 1999, ISBN 80-214-1476-6
- [2] DROCHYTKA, R., VÝBORNÝ, J., KOŠATKA, P., PUME, D. Pórobeton. 1. Vydání. Brno VUTIUM, 1999, 156 s, ISBN 80-214-1476-6, skriptum VUT v Brně.
- [3] ČSN 73 1289 (731289) – Terminologie v oboru pórobetonu
- [4] HEJHÁLEK, J. RNDr. Výstavba z pórobetonu, výstavba bez hranic., [online]. 2013 [cit. 2014-01-05]. Dostupné z: <http://stavba.tzb-info.cz/cihly-bloky-tvarnice/9608-vystavba-z-porobetonu-vystavba-bez-hranic>
- [5] ČSN EN 1991-1-4. Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem. ČNI, 1997
- [6] ETAG 004. Řídící pokyn pro evropská technická schválení Vnější kontaktní tepelně izolační systémy s omítkou. Kunstlaan 40 Avenue des Arts B – 1040 Brussels: Evropská organizace pro technické schvalování, 2010.

## Kontakt

Ing. DAVID MACHALA, e-mail: [machala.d@fce.vutbr.cz](mailto:machala.d@fce.vutbr.cz), Ústav technologie stavebních hmot a dílců, FAST VUT v Brně, Veverčí 95, 602 00 Brno.

**VLIV VÍCENÁSOBNÉHO CYKLICKÉHO  
ZATĚŽOVÁNÍ NA HODNOTU STATICKÉHO  
MUDULU PRUŽNOSTI V TLAKU**

**THE INFLUENCE OF MULTIPLE CYCLIC LOADING  
ON THE VALUE OF STATIC MODULUS  
OF ELASTICITY**

**Petr Misák, Michaela Potočková, Dalibor Kocáb,  
Tomáš Vymazal, Monika Králíková**

Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební,  
Ústav stavebního zkušebnictví

***Anotace:***

*Příspěvek se zabývá vlivem vícenásobného cyklického zatěžování na hodnotu statického modulu pružnosti betonu v tlaku. Je sledován pokles modulu pružnosti v závislosti na počtu zatěžovacích cyklů.*

***Annotation:***

*The paper deals with the influence of multiple cyclic loading on the value of static modulus of elasticity of concrete. The decrease of static modulus of elasticity in relation with the number of loading cycles is discussed.*

***Klíčová slova:*** beton, modul pružnosti, vícenásobné cyklické zatěžování  
***Keywords:*** concrete, modulus of elasticity, multiple cyclic loading

## 1. Úvod

Modul pružnosti je jedna ze základních charakteristik betonu, která výrazně ovlivňuje jeho deformační vlastnosti. Z toho vyplývá, že má vliv i na deformace konstrukcí, např. průhyby, posuny a přetvoření. Obecně platí, že čím je hodnota modulu pružnosti větší, tím menší jsou deformace. Význam modulu pružnosti tedy roste se statickou náročností a důležitostí konstrukce [1].

Při navrhování nových konstrukcí podle ČSN EN 1992-1-1 [2] se často uvažuje s tabulkovými hodnotami modulu pružnosti přiřazovanými dle pevnostní třídy betonu nově podle ČSN EN 206 [3]. Skutečné hodnoty však někdy mohou být výrazně odlišné. Jednou z příčin této skutečnosti je složení betonu. Stejně pevnostní třídy se dá totiž dosáhnout pomocí různých receptur betonu, které ovlivňují nejen jeho deformační charakteristiky.

Vlivů, které působí na hodnotu statického modulu pružnosti betonu v tlaku, je však celá řada. V článku [4] je uvedeno, že je můžeme rozdělit do dvou skupin, a to vlivy technologické a vlivy zkušební. V příspěvku se budeme zabývat především vlivy zkušebními, mezi které můžeme zahrnout tvar a velikost zkušebního tělesa, způsob zakoncování tlačných ploch [4], nastavení horní zatěžovací úrovně [5], způsob ošetřování zkušebních těles [6] a nebo také např. stáří zkušebních těles [7].

Je možné konstatovat, že beton uložený v konstrukci se v průběhu své životnosti střídavě nachází ve stavech zatížených a odlehčených. Je-li stav, kdy je konstrukce působením vnějších vlivů zatěžována a následně odlehčována, označen za cyklus, je poté možné libovolnou konstrukci označit za mnohonásobně cyklicky zatěžovanou. Tyto cykly nejsou pravidelné a v průběhu životnosti konstrukce se mohou opakovat v závislosti na jejím významu a využití.

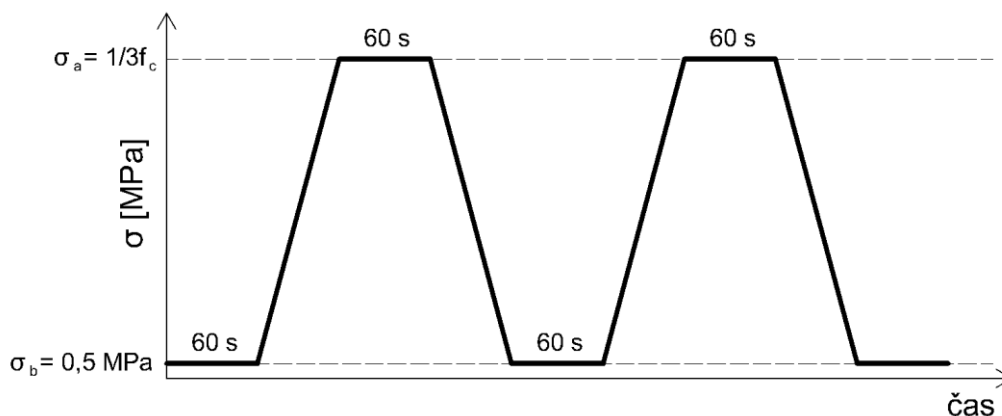
Tento příspěvek se zabývá závislostí hodnoty statického modulu pružnosti betonu v tlaku na počtu zatěžovacích cyklů. Předpokladem je snižování hodnoty statického modulu pružnosti s rostoucím počtem zatěžovacích cyklů. Experiment popsáný v článku spočívá v pravidelném zatěžování zkušebních těles podle modifikovaných postupů uvedených v normě ČSN ISO 6784 [8].

## 2. Statický modul pružnosti betonu v tlaku

Zkouška statického modulu pružnosti betonu v tlaku podle ČSN ISO 6784 [8] spočívá v ideálním případě v provedení celkem 4 zatěžovacích cyklů, a to tzv. centrace (ověření správného usazení zkušební tělesa ve zkušebním lisu), dvou předběžných cyklů a samotného měření. Cyklování se provádí mezi hodnotami napětí 0,5 MPa (základní napětí) a  $f_c/3$  (horní napětí), kde  $f_c$  je hodnota pevnosti v tlaku zjištěná na tělesech stejného tvaru a rozměrů v MPa. Při dosažení základního nebo horního napětí se vždy musí pozastavit pokles nebo nárůst napětí na dobu 60 s (viz Obrázek 1). Statický modul pružnosti betonu v tlaku se poté určí podle vztahu:

$$E_c = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} = \frac{\sigma_a - \sigma_b}{\varepsilon_a - \varepsilon_b}, \quad (1)$$

kde  $\sigma_a = f_c/3$ ,  $\sigma_b = 0,5$  MPa a  $\varepsilon_a$  (resp.  $\varepsilon_b$ ) je průměrné poměrné přetvoření při horním (resp. základním) zatěžovacím napětí.



Obrázek 1.: Znárodnění průběhu zatěžovacích cyklů (celkový počet cyklů = 100)

V rámci experimentu popisovaného v tomto článku se provádělo zatěžování mezi zmiňovanými hladinami napětí až se stonásobným opakováním, přičemž modul pružnosti byl vyhodnocován v každém cyklu.

### 3. Popis experimentu

Experiment byl navržen především za účelem ověření možností použití běžných zkušebních zařízení k déle trvajícím zkouškám. Standardně používané zkušební lisy jsou navrhovány k provádění zkoušek, při nichž nedojde k úplnému odtižení tělesa maximálně několik minut. Vícenásobné cyklické zatěžování betonu je však nutné provádět až v několika hodinových časových intervalech bez odtižení. Současně je nutné dodržet rychlost zatěžování, úroveň zatěžovacích hladin a některé další požadavky normy [8]. Z těchto důvodů bylo potřeba přistupovat ke zkoušení obezřetně a zkušební zařízení neustále kontrolovat.

Tento experiment byl také považován za pilotní a budou na něj navazovat další mnohem rozsáhlejší měření, jejichž cílem bude popsat pokles statického modulu pružnosti betonu v závislosti na počtu zatěžovacích cyklů v mnohem širším měřítku.

V rámci experimentu bylo vyrobeno celkem 15 zkušebních těles ve tvaru válce o průměru 150 mm a výšce 300 mm. Všechna zkušební tělesa byla vyrobena z jedné záměsi čerstvého betonu (viz Tabulka 1), byl použit stejný typ forem a stejné uložení. Záměrem bylo získat co nejvíce stejnoměrná zkušební tělesa. V Tabulka 2 jsou uvedeny vlastnosti čerstvého betonu stanovené podle norem řady ČSN EN 12350 [8-11]. Zhutněný čerstvý beton ve formách byl uložen v laboratorních podmínkách. Odformování proběhlo 24 hodin po betonáži, poté byla zkušební tělesa vložena do vodního uložení.

*Tabulka 1.: Složení čerstvého betonu C 35/45 X0 S3 D16*

Kamenivo [kg]			Cement 42.5 R [kg]	Voda [kg]	Vodní součinitel [-]
0 - 4 Bratčice	4 - 8 Olbramovice	8 - 16 Olbramovice			
826	195	669	392	208	0,50

*Tabulka 2.: Vlastnosti čerstvého betonu*

Objemová hmotnost	2290 kg/m <sup>3</sup>
Obsah vzduchu	2,5 %
Sednutí kužele	110 mm
Rozlití	410/420 mm



Po uplynutí 60 dní byla tělesa vyjmuta z vodní lázně. Na třech tělesech (označení 1, 2, 3) byla dle normy ČSN EN 12390-3 [9] stanovena pevnost v tlaku  $f_c$  za účelem určení zatěžovacích hladin. Horní zatěžovací hladina byla pro čtyři zkušební tělesa stanovena jako  $1/3 f_c$  (podle normy [8]), pro tři tělesa jako  $0,4 f_c$  a pro dvě tělesa jako  $0,5 f_c$ . Vyšší zatěžovací hladiny byly určeny tak, aby se více projevil předpokládaný vliv vícenásobného cyklického zatěžování na hodnotu statického modulu pružnosti betonu v tlaku.

Uvažovaný počet cyklů 100 byl stanoven jako dostatečný pro předpokládaný projev poklesu statického modulu pružnosti v tlaku a také s ohledem na dobu trvání jedné zkoušky. První zkušební těleso s označením 15 (viz Tabulka 3) bylo testováno 30 cykly za účelem ověření možností zkušebního zařízení (FORM+TEST ALPHA 4). Bezprostředně po dokončení cyklické zatěžovací zkoušky bylo každé těleso podrobeno zkoušce pevnosti v tlaku podle [9].

#### 4. Výsledky experimentu

V Tabulka 3 je možné si všimnout, že při měření zkušebních těles s označením 11 a 12 byl počet cyklů 54 a 92, což způsobila nepředvídaná chyba softwaru, která předčasně ukončila měření. Tabulka 3 také ukazuje, že během experimentu se projevil nárůst pevnosti v tlaku jednotlivých těles, neboť zkoušky vzhledem k časové náročnosti probíhaly po dobu několika týdnů. Tento nárůst pevnosti, který můžeme připisovat zrání betonu, měl za následek, že předem stanovené zatěžovací hladiny neodpovídaly zatěžovacím hladinám skutečným. V průběhu experimentu tedy bylo nutné provést upřesnění pevnosti v tlaku pro stanovení nových zatěžovacích hladin (viz Tabulka 4). Počáteční pevnost v tlaku srovnávacích těles je označena  $f_{c1}$  a upravená pevnost v tlaku v průběhu experimentu má označení  $f_{c2}$ .

Obrázek 2 ukazuje závislost statického modulu pružnosti v tlaku na počtu provedených zatěžovacích cyklů v případě zkušebního tělesa č. 4. Tlustou čarou je zde vyznačen regresní model této závislosti. Zvolena byla logaritmická závislost, která nejlépe odpovídala získaným parametrům (posuzovány byly statistické parametry regresního modelu). Viditelné skoky hodnot statického modulu pružnosti v tlaku byly způsobeny zaokrouhlováním při snímání deformací – přesnost byla nastavena na hodnotu 1  $\mu\text{m}$ .

Tabulka 3.: Počet cyklů, pevnost v tlaku a zatěžovací hladiny;  $f_{c1}$  a  $f_{c2}$  viz Tabulka 4

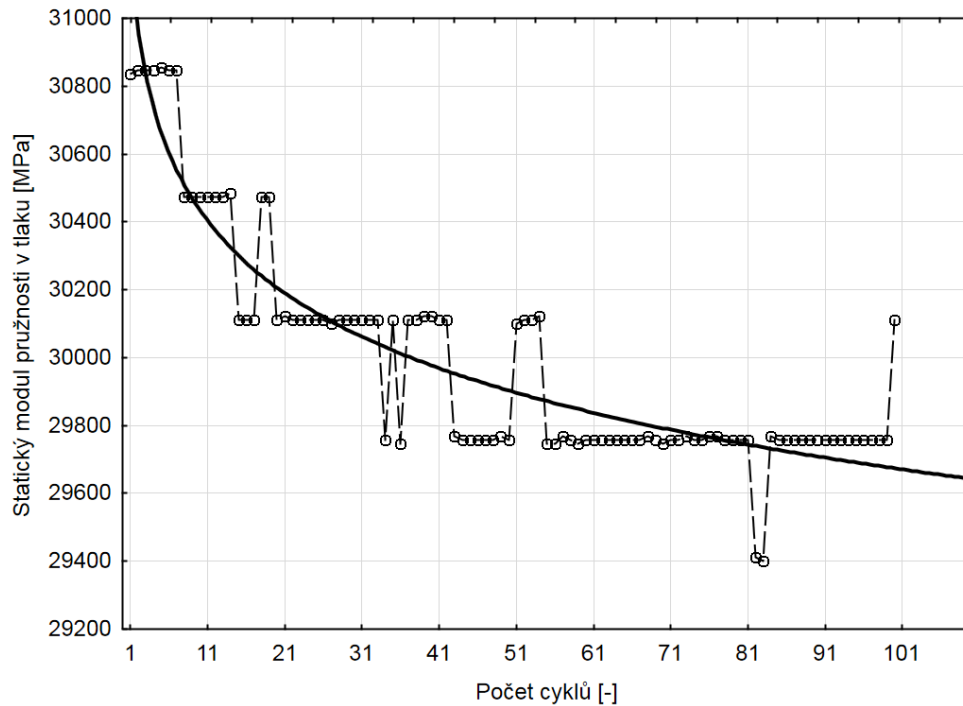
Označení tělesa	$F_{max}$ [kN]	Počet cyklů	Zatěžovací hladina	Skutečná zat. hlad. [%]
15	954,5	30	305 kN -> $1/3 f_{c1}$	32,0
4	952,9	100	305kN -> $1/3 f_{c1}$	32,0
5	881,6	100	305 kN -> $1/3 f_{c1}$	34,6
6	1010,4	100	305 kN -> $1/3 f_{c1}$	30,2
7	1124,9	100	365 kN -> $0,4 f_{c1}$	32,4
8	1105,5	100	427 kN -> $0,4 f_{c2}$	38,6
10	1114,9	100	451 kN -> $0,4 f_{c2}$	40,5
11	1059,8	54	562 kN -> $0,5 f_{c2}$	53,0
12	1083,0	92	562 kN -> $0,5 f_{c2}$	51,9

Tabulka 4.: Upřesnění pevnosti v tlaku v průběhu experimentu

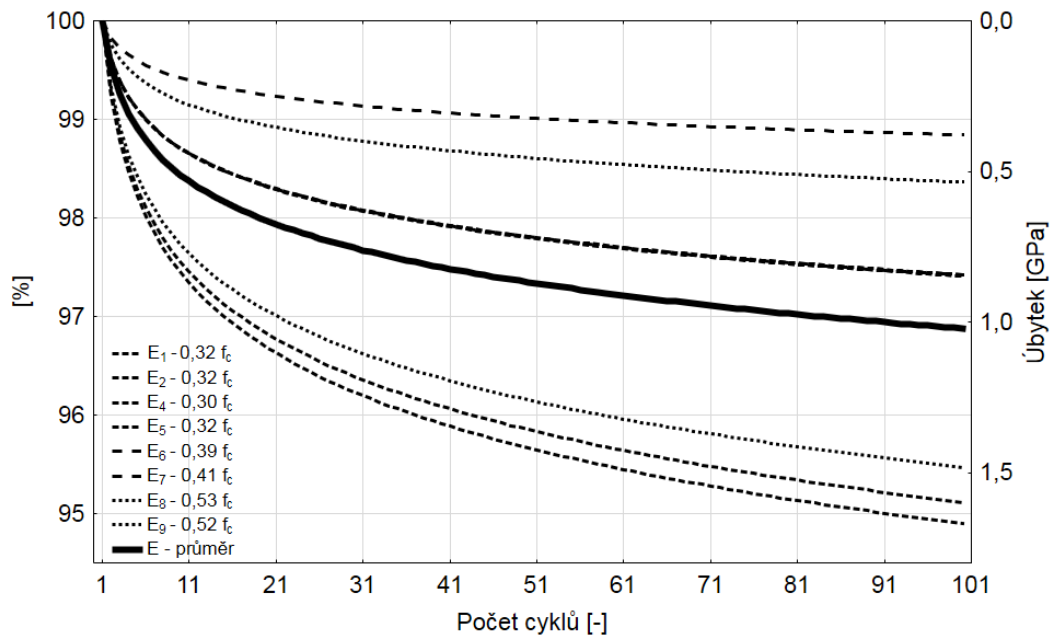
Zkušební těleso	Označení pevnosti v tlaku	Pevnost v tlaku [MPa]
1, 2, 3	$f_{c1}$	52,1
9	$f_{c2}$	64,2

Z analýzy byly vynechány výsledky měření zkušebního tělesa č. 5, neboť v průběhu zkoušky došlo k nepředvídatelnému posunu tenzometrů a tím k výraznému ovlivnění výsledků zkoušky.

Na Obrázek 3 jsou znázorněny regresní křivky statického modulu pružnosti v tlaku v závislosti na počtu zatěžovacích cyklů. Je zde ukázán jak procentuální pokles, tak i pokles v GPa. Aby bylo možné souhrnně znázornit všechna tělesa, i ta, u kterých nebylo provedeno 100 zatěžovacích cyklů, bylo využito logaritmických závislostí. Z těchto rovnic se dopočítaly hodnoty statického modulu pružnosti pro 100 cyklů. V Tabulka 5 jsou uvedeny hodnoty poklesu statického modulu pružnosti po provedení 10 a 100 zatěžovacích cyklů.



Obrázek 2.: Závislost hodnot statického modulu pružnosti na počtu zatěžovacích cyklů; skutečná horní hladina napětí  $0,32 f_c$



Obrázek 3.: Grafické znázornění poklesu statického modulu pružnosti betonu v tlaku v závislosti na počtu zatěžovacích cyklů

*Tabulka 5.: Dosažené poklesy hodnot statického modulu pružnosti v tlaku jednotlivých zkušebních těles*

Zkušební těleso	$E_c$ [MPa] n = 1	$E_c$ [MPa] n = 10	Pokles [%] n = 10	$E_c$ [MPa] n = 100	Pokles [%] n = 100
15 (E1)	32 932	32 092	-2,5	31 253	-5,1
4 (E2)	31 197	30 436	-2,4	29 674	-4,9
6 (E4)	32 428	32 010	-1,3	31 593	-2,6
7 (E5)	32 820	32 395	-1,3	31 970	-2,6
8 (E6)	32 424	32 236	-0,6	32 048	-1,2
10 (E7)	32 430	32 011	-1,3	31 593	-2,6
11 (E8)	30 156	29 473	-2,3	28 791	-4,5
12 (E9)	31 170	30 915	-0,8	30 660	-1,6
Průměr	31 945	31 446	-1,6	30 948	-3,1

## 5. Závěr

Z výsledků provedeného experimentu vyplývá následující:

- Potvrdil se počáteční předpoklad, že s rostoucím počtem zatěžovacích cyklů klesá hodnota statického modulu pružnosti betonu v tlaku.
- Předpoklad, že se zvyšující se horní zatěžovací hladinou dojde k výraznějšímu poklesu statického modulu pružnosti v tlaku se vzrůstajícím počtem cyklů, se neprojevil. Výstupy měření některých zkušebních těles provedených s různou horní zatěžovací hladinou se dokonce překrývají. Je možné však předpokládat, že jev výraznějšího poklesu se více projeví až při provedení výrazně vyššího počtu zatěžovacích cyklů. Z těchto důvodů bylo možné zpracovávat skupinu výsledků jako jeden celek.
- Pro modelování vztahu statického modulu pružnosti a počtu zatěžovacích cyklů se jeví jako vhodné využití logaritmické závislosti.
- Nejstrmější pokles (až 50 % z celkového poklesu) se projevil během prvních deseti zatěžovacích cyklů. Nejvyšší pokles po 100 provedených cyklech byl o 4,9 % při horní zatěžovací hladině 0,32 fc. Nejnižší pokles po 100 cyklech při horní zatěžovací hladině 0,39 fc pak dosahoval 1,2 %. Průměrná hodnota poklesu statického modulu pružnosti betonu v tlaku po 100 zatěžovacích cyklech odpovídá 3,1 %.

- Pro přesnější popis závislosti statického modulu pružnosti v tlaku na počtu zatěžovacích cyklů se jeví jako vhodné provést experiment s výrazně větším počtem zatěžovacích cyklů.
- Vzhledem k citlivosti hodnot modulu pružnosti na přesnost snímání deformací se ukazuje vhodnější použití přesnějších tenzometrů, např. odporových.

## Poděkování

Příspěvek vznikl za podpory GAČR 13-18870S „Hodnocení a predikce trvanlivosti povrchové vrstvy betonu“.

## Literatura

- [1] POTOČKOVÁ, Michaela. *Posouzení vlivu cyklického zatěžování na přetvárné charakteristiky ztvrdlého betonu*. Brno, 2014, 55 s. Bakalářská práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební.
- [2] ČSN EN 1992-1-1. *Navrhování Betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Praha: ČNI, 2002.
- [3] ČSN EN 206. *Beton - Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda*. Praha: ČNI, 2014.
- [4] HUŇKA, Petr, Jiří KOLÍSKO, Stanislav ŘEHÁČEK a Miroslav VOKÁČ. Zkušební a technologické vlivy na modul pružnosti betonu – rekapitulace. *Beton TKS*. Praha. Praha: BETON TKS, 2012, roč. 2012, č. 4, 62 - 67. ISSN 12133116.
- [5] HUŇKA, Petr, Karel KOLÁŘ, Petr BOUŠKA a Stanislav ŘEHÁČEK. Vliv způsobu zakoncování tlačných ploch zkušebního tělesa na hodnotu statického modulu pružnosti v tlaku. In: *Zkoušení a jakost ve stavebnictví 2011*. Brno: VUT v Brně, 2011, 103 - 111. ISBN 978-80-214-3438-9.
- [6] KOCÁB, Dalibor, Petr CIKRLE a Jiří ZAHRADA. Vliv ošetřování mostního betonu na modul pružnosti. In: *Zkoušení a jakost ve stavebnictví 2009*. Brno: VUT v Brně, 2009, 141 - 148. ISBN 978-80-214-3951-1.
- [7] SHARIQ, Mohd., Jagdish PRASAD a H. ABBAS. Effect of GGBFS on age dependent static modulus of elasticity of concrete. *Construction and Building Materials* [online]. 2013, Vol. 41, s. 411-418 [cit. 2014-

- 08-25]. ISSN 09500618. Dostupné z:  
<http://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S0950061812009920>
- [8] ČSN ISO 6784. *Beton: Stanovení statického modulu pružnosti v tlaku*. Praha: Vydavatelství norem, 1992.
- [9] ČSN EN 12350-2. *Zkoušení čerstvého betonu – Část 2: Zkouška sednutím*. Praha: ČNI, 2009.
- [10] ČSN EN 12350-5. *Zkoušení čerstvého betonu – Část 5: Zkouška rozlitím*. Praha: ČNI, 2009.
- [11] ČSN EN 12350-6. *Zkoušení čerstvého betonu – Část 6: Objemová hmotnost*. Praha: ČNI, 2009.
- [12] ČSN EN 12350-7. *Zkoušení čerstvého betonu – Část 7: Obsah vzduchu – Tlakové metody*. Praha: ČNI, 2009.
- [13] ČSN EN 12390-3. *Zkoušení ztvrdlého betonu - Část 3: Pevnost v tlaku zkušebních těles*. Praha: ČNI, 2002.

## Kontakt

Ing. PETR MISÁK, Ph.D., tel: 00420 541 147 831, e-mail: [misak.p@fce.vutbr.cz](mailto:misak.p@fce.vutbr.cz), Ústav stavebního zkušebnictví, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.

Bc. MICHAELA POTOČKOVÁ, e-mail: [PotockovaM@study.fce.vutbr.cz](mailto:PotockovaM@study.fce.vutbr.cz), Ústav stavebního zkušebnictví, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.

Ing. DALIBOR KOCÁB, tel: 00420 541 147 811, e-mail: [kocab.d@fce.vutbr.cz](mailto:kocab.d@fce.vutbr.cz), Ústav stavebního zkušebnictví, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.

doc. Ing. TOMÁŠ VYMAZAL, Ph.D., tel: 00420 541 147 818, e-mail: [vymazal.t@fce.vutbr.cz](mailto:vymazal.t@fce.vutbr.cz), Ústav stavebního zkušebnictví, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.

Ing. MONIKA KRÁLÍKOVÁ, tel: 00420 541 148 210, e-mail: [kralikova.m@fce.vutbr.cz](mailto:kralikova.m@fce.vutbr.cz), Ústav stavebního zkušebnictví, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.

## **VLIV VSTUPNÍCH PARAMETRŮ NA PŘESNOST PŘI STANOVENÍ SOUČiniteLE DIFÚZNÍHO ODPORU**

### **THE INFLUENCE OF INCOMING PARAMETERS ON ACCURACY OF DETERMINATION OF WATER VAPOUR RESISTANCE FACTOR**

**Šárka Nenadálová, Lukáš Balík, Jiří Kolísko,  
Milan Rydval, Tomáš Bittner**

Kloknerův ústav, ČVUT v Praze

***Anotace:***

*Článek je zaměřen na stanovení propustnosti vodní páry a faktoru difuzního odporu. Zaměřuje se na materiály s nízkou hodnotou součinitele difuzní páry, a to zhruba do 20. Hlavním cílem článku je stanovit vliv jednotlivých okrajových podmínek při měření na jeho přesnost a také stanovení těch činitelů, které mají na tuto přesnost výrazný vliv.*

***Annotation:***

*The article is focused on the determination of water resistance vapour factor. It is concentrated to the materials with a low value of water resistance vapour factor, it means up to 20. The main aim of the article was to determine an influence of particular end factors of a measuring on its accuracy and also the specification of the factors that have a significant impact on the accuracy.*

***Klíčová slova:*** *difuze, vodní pára, hustota difuzního toku, propustnost vodní páry, faktor difuzního odporu*

***Keywords:*** *diffusion, water vapour, density of water vapour flow rate, water vapour permeability, water vapour resistance factor*

## 1. Úvod

Jak jsme si nemohli kolem sebe nevšimnout, většina historických budov potřebuje co nejrychlejší sanaci. Nejčastějším problémem těchto budov je vlhkost. Existuje několik možností, jak s vlhkostí bojovat.

Jednou z možností jsou sanační opatření přímá, která znamenají citelný zásah do objektu. Mezi ně se řadí například obnovení nebo vytvoření hydroizolační bariéry. Další variantou jsou takzvaná doplňková sanační opatření, která by měla být, jak již název napovídá, podpůrnými opatřeními opatření přímých. Tato sanace by měla být provedena na jednu stranu kvalitně a na druhou stranu co nejdříve.

Jednou z možností, která splňuje obě tato kritéria je vhodný návrh materiálu a doporučená aplikace omítek. Tyto omítky by však měly splňovat několik požadavků, mezi které patří umožnění odvodu vodních par z konstrukce, zabránění průsaku směrem do konstrukce, ochrana před vnějším klimatem, dostatečná adheze k podkladu, celistvost a jednodušnost, příznivý estetický vzhled.

Tyto požadavky se však mnohdy mohou zdát velmi náročné a mnohdy také protichůdné. Problematika komplexně tedy není tak jednoduché, jak by se na první pohled mohlo zdát.

V rámci výzkumu byla věnována pozornost vhodným materiálovým kombinacím umožňujícím vyšší hydrofobitu omítek při stejných difuzních vlastnostech.

## 2. Cíl výzkumu

V rámci výzkumu byla provedena pilotní měření pro stanovení difuzního odporu, jejichž cílem bylo stanovení vhodných předpokládaných vstupních okrajových podmínek, posouzení vlivu normových kritérií na skutečnou přesnost vyhodnocení, stanovení vlivu odečtu hodnot závislosti časového průchodu vodní páry vzorkem na konečný výpočet.

## 3. Technologický postup zkoušek

### 3.1. Předpisy platných norem a směrnic

Testy byly provedeny dle ČSN 73 2580, ČSN 72 7030, ČSN EN ISO 12572 a WTA 2-6-99/D metodou mokré misky (Wet Cup), které specifikují zkušební zařízení, zkušební vzorky, zkušební podmínky, zkušební postup,



---

výpočet a vyjádření výsledků, přesnost měření. Předepsané okrajové podmínky (teplota, relativní vlhkost v suchém a vlhkém stavu, vzdálenost mezi nasyceným roztokem a zkušebním vzorkem) v těchto normách se však liší a umožňují tak k experimentům různé přístupy.

Klíčovým bodem je také správně provedené vážení a vyhodnocení testů, ale také otázka časového intervalu vážení. I v těchto bodech se však normy velmi liší.

ČSN EN ISO 12572 předepisuje, aby vážení probíhalo do doby, kdy se získá pro každý vzorek pět po sobě jdoucích stejných změn hmotnosti za interval vážení lišících se o  $\pm 5\%$  průměrné hodnoty hmotnosti každého vzorku a až do doby, kdy změny hmotnosti miskové sestavy nepřesáhnou 100 násobek opakovatelnosti vážení.

ČSN 73 2580 předepisuje, že v měření se má pokračovat do doby, kdy je přímkový průběh závislosti úbytku hmotnosti soustavy potvrzen alespoň 4 naměřenými hodnotami.

Časový interval vážení je v ČSN EN ISO 12572 uveden v Příloze H. Interval lze odvodit na základě znalosti požadované přesnosti výsledku, opakovatelné chyby vážení použitých vah, geometrických rozměrů zkoušeného vzorku, rozdílu tlaků vodní páry a předpokládaného součinitele difúzního odporu.

Časový interval vážení je v ČSN 73 2580 uveden v odstavci 12, který uvádí, že po 24 hodinách po uložení soustavy do klimatizační skříně se vzorek zváží a podle hmotnostního přírůstku se stanoví další intervaly vážení.

### **3.2. Technologický postup testů**

Zkušební sestava byla tvořena vzorkem těsně uzavírajícím prostor zkušební misky s vodným nasyceným roztokem. Sestava byla umístěna do zkušební skleněné uzavřené komory s řízenou relativní vlhkostí vzduchu. Teplota místnosti tj. i komory byla řízena vnitřní klimatizací laboratoře. Pravidelným vážením sestavy byl stanovován prostup vodní páry v ustáleném stavu. Odečet hmotností byl zrealizován automatickým ukládáním dat do paměti připojeného počítače k vahám. V uzavřené komoře probíhalo měření souběžně na třech sestavách a během měření nedocházelo k otevírání komory, tedy k dočasné změně relativní vlhkosti. Pohyb vzduchu nad vzorky byl zajištěn ventilátorem umístěným uvnitř komory.

Testy proběhly na vzorcích vápenných, vápenocementových a modifikovaných s hydrofobizační přísadou na bázi stearanů.

Přehled provedených testů a popis vzorků je patrný z tab. 1. a dosažené okrajové podmínky z tab. 2. Zkoušky proběhly v souladu se směrnicí WTA 2-6-99/D a interval pro ukládání dat byl zvolen po 1 hod.

*Tabulka 1.: Přehled a popis testovaných kotoučů*

Označení testovaného vzorku	Období provádění testu	Hmotnost testovaného vzorku	Hmotnost soustavy před vložením do komory	Tloušťka testovaného vzorku	Průměr	Objemová hmotnost	Plocha vystavená difúznímu toku	Použité vysoušedlo	Použitý zvlhčovač
		g	g	mm			mm		
MV1-0	20.7. - 3.8.	338	1046,54	22,43	103,20	1803	0,006359	silikagel (SiO <sub>2</sub> )	dihydrogenfosforečn an amonný NH <sub>4</sub> H <sub>2</sub> PO <sub>4</sub>
MV1-STE 0,5%	20.7. - 3.8.	305,28	1208,08	20,93	104,00	1718			
MV1-STE 1%	4.8. - 14.8.	287,62	1218,49	20,25	104,48	1658			
MV1-STE 1,5%	21.7. - 4.8.	266,52	1340,06	20,35	104,10	1540			

*Tabulka 2.: Přehled a popis testovaných kotoučů*

Označení testovaného vzorku	Rozsah měřených tlaků	Průměrná teplota prostředí	Průměrná relativní vlhkost vlhkého prostředí	Průměrná relativní vlhkost suchého prostředí
	hPa	°C	% rel.	% rel.
MV1-0	978,2 až 985,2	23,4	88	2,8
MV1-STE 0,5%	978,2 až 985,2	23,4	88	2,8
MV1-STE 1%	986,6 až 994,3	23,5	87,5	1,3
MV1-STE 1,5%	978,2 až 985,2	22,67	86,4	3,28

Na základě změn hmotností v závislosti na čase byl zakreslen graf závislosti úbytku hmotnosti miskových soustav na čase.

### 3.3. Vyjádření výsledků

Postup výpočtu byl proveden dle normového předpisu. Hodnoty vypočtených součinitelů difúzního odporu na základě provedení pilotního testu jsou patrné z následující tabulky 3.

*Tabulka 3.: Vyhodnocení pilotního testu provedeného na vápenné maltě modifikované stearanem*

Označení testovaného vzorku	Oscilace směrnice v období měření $*10^{-8}$	Oscilace hodnot odpovídajících faktorů difúzního odporu -	Max. chybná odchylka od stanovené hodnoty %	Směrnice stanovená po vytvoření rovnovážného stavu $*10^{-8}$	Vypočtený faktor dif.odporu -
MV1-0	1,43 až 1,76	6,96 až 8,98	19	1,48	<b>8,6</b>
MV1-STE 0,5%	1,47 až 1,98	6,46 až 9,26	26	1,5	<b>8,7</b>
MV1-STE 1%	1,77 až 1,96	7,13 až 8,08	10	1,7	<b>7,3</b>
MV1-STE 1,5%	0,97 až 1,33	8,41 až 12,88	37	1,3	<b>9,4</b>

#### **4. Stanovení vhodných vstupních podmínek a očekávaných hodnot**

Na základě zkušeností z testů byly definovány podmínky a zásady pro provádění testů a vyhodnocování součinitele difúzního odporu u vápenných a modifikovaných malt, které lze shrnout do několika bodů. Hodnoty součinitele difúzního odporu lze očekávat v rozmezí 6 až 12, čemuž odpovídají směrnice závislosti změny hmotnosti soustav v čase v řádech 0,5 až 2 x 10<sup>-8</sup>.

Pro dosažení rovnovážného stavu je vhodné počítat s obdobím hodin až dnů.

Minimální období testů doporučujeme 3 týdny s intervalem ukládání dat hmotností 24 hod.

Testy by měly být prováděny v období s minimálními změnami barometrického tlaku. Podle průběhu tlakové křivky se jeví pro testy vhodnější jarní a letní období ve srovnání s obdobím zimním.

Testy by měly být vzhledem k tlakovým změnám prováděny v co nejkratším možném období.

Testy by měly být prováděny v prostoru s řízeným mikroklimatem s minimálními změnami.

V průběhu testů by měly být kontinuálně snímány všechny parametry (tj. parametry suchého prostředí (teplota, vlhkost), parametry vlhkého prostředí – referenčně a také barometrický tlak v komoře).

## 5. Vliv normových požadavků a vnesených chyb měření na přesnost vyhodnocení součinitele difúzního odporu

Přesnost dosažených výsledků je ovlivněna nepřesností stanovení jednotlivých veličin, nepřesností měření, změnami působení okolního prostředí (teplota, relativní vlhkost, barometrický tlak), ostatními vlivy (technologie výroby vzorku, doba dosažení rovnovážného stavu atd.), chybou při odečtu a začlenění získaných dat do výpočtu.

Mezi hlavní parametry ovlivňující výsledné výpočty patří stanovení vystavené plochy a tloušťky zkušební vzorku, stanovení tloušťky vzduchové vrstvy mezi vzorkem a hladinou solného roztoku, nastavení a udržení teploty prostředí v okolí misky a v misce samotné, barometrický tlak a jeho změny v průběhu zkoušek, hodnoty relativních vlhkostí vzduchu v okolí misky a v misce samotné, výběr hodnot a odečet směrnice změny hmotnosti soustav zkušebních vzorků.

V rámci výpočtů byl vyhodnocen vliv normově povolených nepřesností měření na výsledné stanovení součinitele difúzního odporu. Dopad normově přípustných tolerancí a reálných přesností měření na výslednou vypočtenou hodnotu faktoru difúzního odporu  $\mu$  je patrný z tabulky 4:

Tabulka 4.: Vliv povolené normové nepřesnosti na hodnotu součinitele difúzního odporu

Parametr	Měrná jednotka	Maximální povolená nepřesnost měření dle ČSN 727030 %	Vliv povolené nepřesnosti na výslednou hodnotu $\mu$ %
Relativní vlhkost vlhkého prostředí	%rel.	2	2,4
Množství páry prošlé vzorkem	kg	1,5	1,8
Tloušťka vzorku	mm	1,5	1,5
Teplota vzduchu	°C	0,5	0,8
Relativní vlhkost suchého prostředí	%rel.	2	0,1
Časové údobí, za které bylo určeno množství vodní páry	s	0,05	0,1
Plocha vzorku	mm <sup>2</sup>	0,01	0,02

Tabulka 5 popisuje míru vnesení chyby vlivem nepřesně stanovených vstupních podmínek měření a výpočtu. Spíše než % hodnoty vnesené chyby je v tabulce poukázáno na míru jednotlivých vlivů (v sestupném pořadí), které ovlivňují výsledné hodnoty.

*Tabulka 5.: Míra vnesení chyby do konečného výpočtu  $\mu$  od jednotlivých parametrů*

Parametr	Měrná jednotka	Možné vnesení chyby %
Směrnice křivky úbytku hmotnosti	kg/s	29
Teplota vzduchu	°C	24
Plocha vzorku	mm <sup>2</sup>	15
Relativní vlhkost vlhkého prostředí	%rel.	13
Tloušťka vzduchové vrstvy mezi vzorkem a hladinou solného roztoku	mm	10
Tloušťka vzorku	mm	9
Barometrický tlak vzduchu	hPa	5
Relativní vlhkost suchého prostředí	%rel.	3

Jak můžeme vidět v tabulce 5, zásadní vliv na výpočet hodnoty  $\mu$  má způsob odečtení dat z grafu změny hmotnosti soustavy v čase a stanovení směrnice příslušné křivky.

S ohledem na provedená měření je jasné, že i přes dodržení normového postupu konsolidace a následného uložení vzorků do komory dochází v období do dosažení rovnovážného stavu ke změnám hmotnosti soustavy, které nejsou ovlivněny pouze ustálením podmínek v materiálu vzorku, ale značný vliv mají také jiné procesy (např. vysychání těsnících tmelů, úprava teploty a vlhkosti prostředí komory atd.).

Z naměřených hodnot lze usuzovat, že počáteční hodnoty směrnice se mohou k neblížímu výsledku blížit oboustranně. Na druhou stranu dlouhodobé ponechání vzorku v komoře může způsobit zhoršení difúzních vlastností vzorku díky krystalizaci solí v jeho pórové struktuře.

Normový předpis vykazuje nedostatečnou definici přímkového průběhu změn hmotnosti soustavy. Podle doposud získaných zkušeností, ke konstantnímu úbytku hmotnosti v čase nikdy nedochází a vždy se jedná o pouhé přiblížení k přímkovému průběhu. Jistým řešením byla definice možné chyby s logickým vyloučením monotónnosti odchylek.

## 6. Závěr

V rámci výzkumu byla provedena pilotní měření pro stanovení difúzního odporu, jejichž cílem bylo stanovení vhodných předpokládaných vstupních okrajových podmínek, posouzení vlivu normových kritérií na skutečnou přesnost vyhodnocení, stanovení vlivu odečtu hodnot závislosti časového průchodu vodní páry vzorkem na konečný výpočet.

Testy proběhly na vzorcích vápenných, vápenocementových a modifikovaných s hydrofobizační přísadou na bázi stearanů.

Na základě zkušeností z testů byly definovány podmínky a zásady pro provádění testů a vyhodnocování součinitele difúzního odporu u vápenných a modifikovaných malt, které lze shrnout do několika bodů.

Hodnoty součinitele difúzního odporu lze očekávat v rozmezí 6 až 12, čemuž odpovídají směrnice závislosti změny hmotnosti soustav v čase v řádech 0,5 až  $2 \times 10^{-8}$ .

Pro dosažení rovnovážného stavu je vhodné počítat s obdobím hodin až dnů.

Minimální období testů doporučujeme 3 týdny s intervalem ukládání dat hmotností 24 hod.

Testy by měly být prováděny v období s minimálními změnami barometrického tlaku. Podle průběhu tlakové křivky se jeví pro testy vhodnější jarní a letní období ve srovnání s obdobím zimním.

Testy by měly být vzhledem k tlakovým změnám prováděny v co nejkratším možném období.

Testy by měly být prováděny v prostoru s řízeným mikroklimatem s minimálními změnami.

V průběhu testů by měly být kontinuálně snímány všechny parametry (tj. parametry suchého prostředí (teplota, vlhkost), parametry vlhkého prostředí – referenčně a také barometrický tlak v komoře).

Zásadní vliv na výpočet hodnoty  $\mu$  má způsob odečtení dat z grafu změny hmotnosti soustavy v čase a stanovení směrnice příslušné křivky.

S ohledem na provedená měření je jasné, že i přes dodržení normového postupu konsolidace a následného uložení vzorků do komory dochází v období do dosažení rovnovážného stavu ke změnám hmotnosti soustavy, které nejsou ovlivněny pouze ustálením podmínek v materiálu vzorku, ale značný vliv mají také jiné procesy (např. vysychání těsnících tmelů, úprava teploty a vlhkosti prostředí komory atd.).

Z naměřených hodnot lze usuzovat, že počáteční hodnoty směrnice se mohou k neblížejšímu výsledku blížit oboustranně. Na druhou stranu

dlouhodobé ponechání vzorku v komoře může způsobit zhoršení difúzních vlastností vzorku díky krystalizaci solí v jeho pórové struktuře. Normový předpis vykazuje nedostatečnou definici přímkového průběhu změn hmotnosti soustavy. Podle doposud získaných zkušeností, ke konstantnímu úbytku hmotnosti v čase nikdy nedochází a vždy se jedná o pouhé přiblížení k přímkovému průběhu. Jistým řešením byla definice možné chyby s logickým vyloučením monotónnosti odchylek.

## Poděkování

Tento článek vznikl za podpory projektu SGS 14/108/OHK1/1T/31.

## Literatura

- [1] ČSN 72 7030: 1974. Stanovení součinitele difúze vodní páry stavebních materiálů. Všeobecná část.
- [2] ČSN EN ISO 12572: 2002. Tepelně vlhkostní chování stavebních materiálů a výrobků - Stanovení prostupu vodní páry.
- [3] ČSN 73 2580: 1982. Zkouška prostupu vodních par povrchovou úpravou stavebních konstrukcí.
- [4] WTA – směrnice 2-7-01/D. Vápenné omítky v památkové péči. 1. vydání. Vědeckotechnická společnost pro sanace staveb a péči o památky – WTA CZ, 2007. 20 s. ISBN 978-80-02-01986-2.
- [5] WTA – směrnice 2-9-04/D. Sanační omítkové systémy. 1. vydání. Vědeckotechnická společnost pro sanace staveb a péči o památky – WTA CZ, 2008. 20 s. ISBN 978-80-02-02103-2.

## Kontakt

Ing. ŠÁRKA NENADÁLOVÁ, tel: 00420 224353547, e-mail: sarka.nenadalova@klok.cvut.cz, Kloknerův ústav ČVUT v Praze, Šolínova 7, 166 08 Praha 6.

Ing. LUKÁŠ BALÍK, Ph.D., tel: 00420 224353509, e-mail: balik@klok.cvut.cz, Kloknerův ústav ČVUT v Praze, Šolínova 7, 166 08 Praha 6.

Doc. Ing. JIŘÍ KOLÍSKO, Ph.D., tel: 00420 224353537, e-mail: kolisko@klok.cvut.cz, Kloknerův ústav ČVUT v Praze, Šolínova 7, 166 08 Praha 6.

Ing. MILAN RYDVAL, tel: 00420 224353547, e-mail: milan.rydval@klok.cvut.cz, Kloknerův ústav ČVUT v Praze, Šolínova 7, 166 08 Praha 6.

Ing. TOMÁŠ BITTNER, tel: 00420 224353547, e-mail: tomas.bittner@klok.cvut.cz, Kloknerův ústav ČVUT v Praze, Šolínova 7, 166 08 Praha 6.



## **EXPERIMENTÁLNÍ ZKOUŠENÍ VRSTVENÝCH UHPFRC PRVKŮ**

### **EXPERIMENTAL TESTING OF UHPFRC LAYERED ELEMENTS**

**Milan Rydval, Petr Huňka, Jiří Kolísko, Tomáš  
Mandlík, Tomáš Bittner, Šárka Nenadálová**

Kloknerův ústav ČVUT v Praze

***Anotace:***

*UHPFRC je jemnozrnným cementem pojeným kompozitním materiálem, jehož pevná, ale zároveň křehká, struktura je vyztužena kovovými vlákny. Nehomogenita vláken po výšce průřezu ovlivňuje výsledné mechanické vlastnosti UHPFRC prvků a byla podkladem pro výrobu prvků s řízenou nehomogenitou díky směsím s rozdílnými dávkami vláken.*

***Annotation:***

*UHPFRC is fine-grained cement-based composite materials, with stiff and brittle matrix which is reinforced by steel fibers. The final mechanical properties of UHPFRC elements depend on steel fibers inhomogeneity that was foundations to product elements with controlling inhomogeneity due to mixtures with different volume fractions of fibers.*

***Klíčová slova:*** UHPFRC; nehomogenita; vrstvené trámce; vlákna  
***Keywords:*** UHPFRC; inhomogeneity; layered beams; steel fibers

## 1. Úvod

UHPFRC (Ultra-High Performance Fiber Reinforced Concrete) je relativně novým cementem pojeným materiálem s velmi pevnou, ale zároveň křehkou maticí, která je vyztužena krátkými kovovými vlákny. Pevnost matrice v tlaku přesahuje hodnoty 150 MPa, hodnoty tahových pevností pak přesahují hodnoty 15 MPa. Výsledné mechanické vlastnosti jsou nejen závislé na velikosti zkoušeného prvku, rychlosti zatěžování a okolních podmínkách během zkoušení, ale také na složení směsi a kvalitě jednotlivých vstupních surovin, ze kterých jsou UHPFRC prvky vyrobeny. Hojně se tento materiál využívá například v Německu, Francii, USA, Japonsku, Rakousku a Nizozemí. V české republice není tento typ materiálu běžně používán. Celosvětově však neexistuje jednotné a uniformní označení pro tento typ materiálu spolu s postupem pro jeho zkoušení [1, 2, 3].

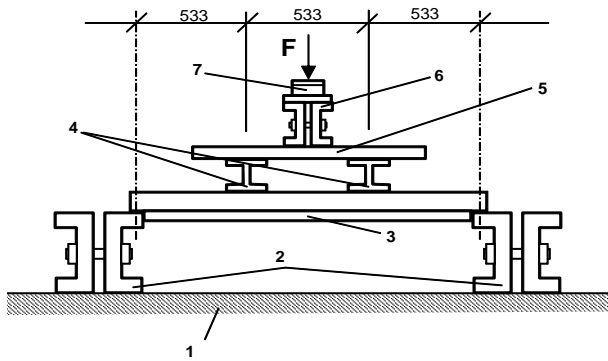
UHPFRC kompozitní materiál vznikl postupnou modifikací běžně používaného betonu. Složení směsi UHPFRC je charakterizováno použitím jemnozrnného kameniva (do velikosti zrna  $d_{\max} = 4$  mm), nízkou hodnotou vodního součinitele ( $w/c = 0,2 - 0,25$ ) a vysokou dávkou cementu. Další odlišností ve složení směsi je použití plastifikátorů polykarboxylátového případně polykarboxyl – éterového typu.

Díky svým kvalitním mechanickým vlastnostem by se UHPFRC dalo využít pro subtilní prvky s omezením použitím konvenční výztuže. Širší využití tohoto materiálu je závislá na vyřešení řady technických a technologických problémů, které ovlivňují výsledné mechanické vlastnosti prvků vyrobených z UHPFRC.

V rámci našeho předchozího výzkumu byly vyrobeny desky ztraceného bednění v rámci akce rekonstrukce mostu přes silnici R10 u Benátek nad Jizerou. Uspořádání zkoušky odpovídalo čtyřbodovému ohybu a je patrné z Obr. 1. Maximální síla dosažená v hydraulickém válci se pohybovala v rozmezí od 9,6 kN do 25,7 kN pro jednotlivé desky. Výsledky vybraných desek jsou zobrazeny na Obr. 2. Po každé zkoušce byla provedena kontrola homogenity distribuce ocelových vláken v místě porušení desky. Na základě kontroly desek bylo zjištěno, že rozptyl výsledků pevností desek ve čtyřbodovém ohybu koresponduje s množstvím vláken, která se nacházela v tažené oblasti desek [5].

V rámci výzkumu chování experimentálně vrstvených prvků z UHPFRC jsou vyráběny prvky s homogenním obsahem vláken po výšce průřezu a také prvky funkčně vrstvené, které jsou tvořeny maticemi s rozdílnou

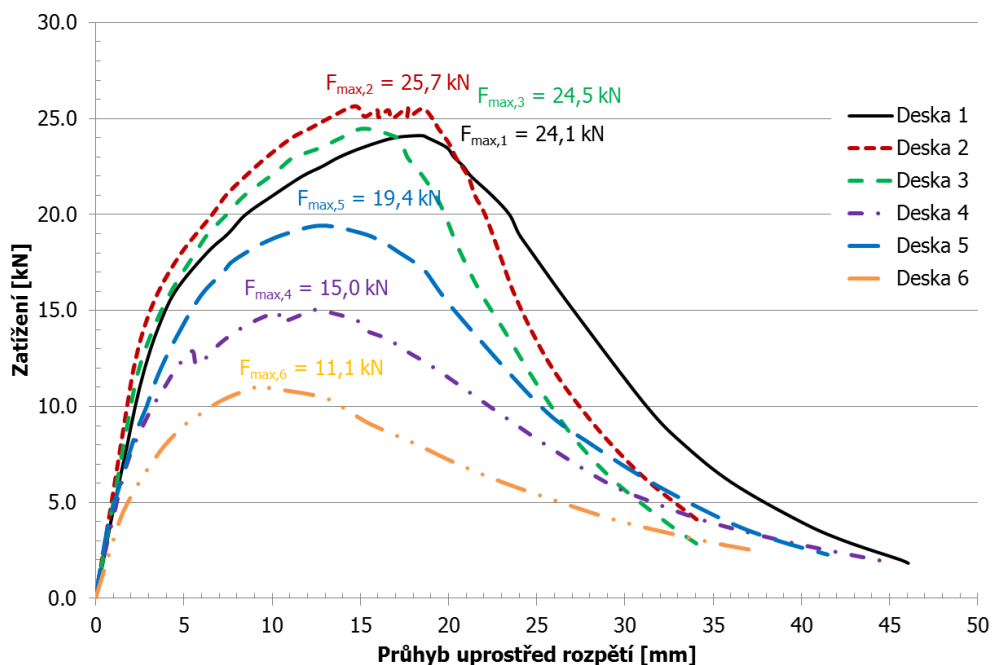
dávkou vláken tak, aby průměrný obsah vláken po výšce průřezu byl stejný jako u homogenních prvků.



Obrázek 1: Uspořádání zkoušek desek ztraceného bednění vyrobených z UHPFRC

#### Legenda:

1. podlaha
  2. podpory (2x U-profil)
  3. zkoušená deska
  4. roznášecí prvky HEB
  5. roznášecí prvky (2x svařovaný U-profil)
  6. roznášecí prvky (2x šroubovaný U-profil)
  7. roznášecí kolébkový kloub s deskou
- F – směr zatížení (osa zatěžovacího válce)



Obrázek 2: Výsledky zatěžovacích zkoušek desek ztraceného bednění z UHPFRC; průhyb desky byl měřen uprostřed rozpětí a u podpor

## 2. Experimentální část

### 2.1. Sležení směsí a mechanické testy homogenních těles

V rámci projektu bylo vyvinuto pět směsí, označených Mix 1 až Mix 5, s rozdílnou dávkou ocelových vláken. Složení jednotlivých směsí je patrné v tabulce 1. Množství vláken je prezentováno jako objemové zastoupení vláken v dávce na 1 m<sup>3</sup>, zatímco ostatní složky jsou uváděny jako hmotnostní podíl k dávce cementu v referenční směsi 3. Pro každou směs byly vyrobeny homogenní trámečky 40/40/160 mm. Spolu s malými trámečky byly vyrobeny i homogenní trámce 100/100/400 mm a krychle o hraně 100 mm ze směsí 1, 3 a 5. Z každé receptury a pro jmenovitý rozměr tělesa byly vyrobeny série tří kusů, kromě referenční směsi 3, ze které bylo vyrobeno 6 malých a 6 velkých trámců. Homogenní trámce a krychle sloužily pro stanovení základních parametrů: objemová hmotnost ztvrdlé směsi, krychelná pevnost v tlaku (krychle o hraně 100 mm) a pevnost v tahu za ohybu na třech malých trámčích se zářezem a třech velkých trámčích se zářezem. Výsledky zkoušek homogenních těles jsou uvedeny v tabulce 2. Na Obr. 3 je vynesena závislost působící síly na rozevření trhliny pro trámečky a trámce se zářezem. Materiály použité pro výrobu UHPFRC prvků jsou dostupné v České republice.

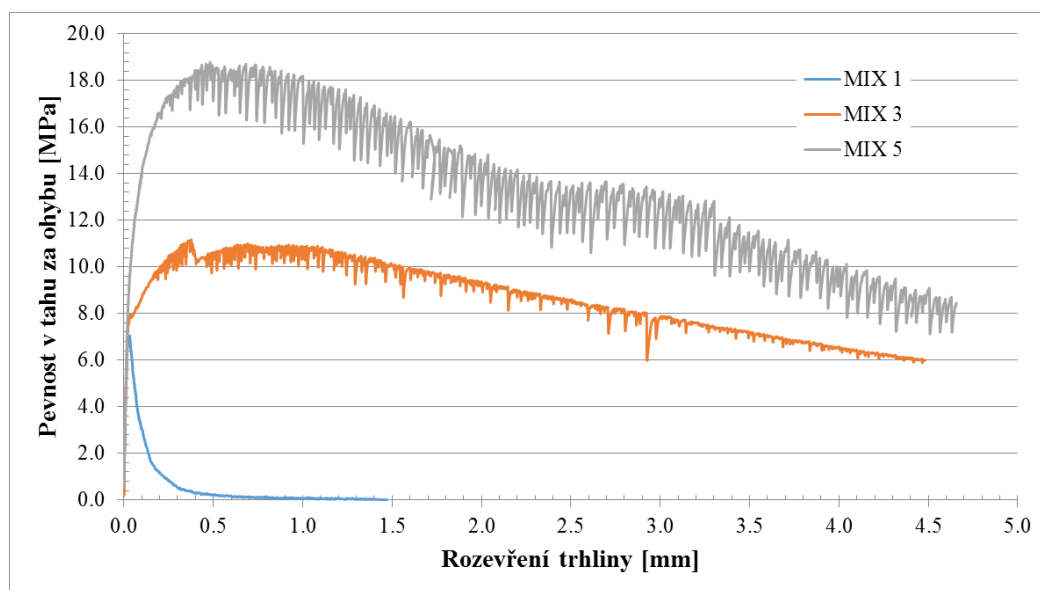
*Tabulka 1: Složení směsí UHPFRC*

Směs	CEM I 52.5R	S1	S2	MS	S	SF	SP	Voda	Vlákna [%]
<b>Mix 1</b>	1,016	1,139	0,573	0,145	0,116	0,073	0,058	0,232	0,00
<b>Mix 2</b>	1,005	1,127	0,567	0,144	0,115	0,072	0,058	0,230	1,00
<b>Mix 3</b>	1,000	1,121	0,564	0,143	0,114	0,071	0,057	0,229	1,50
<b>Mix 4</b>	0,995	1,116	0,561	0,142	0,114	0,071	0,057	0,227	2,00
<b>Mix 5</b>	0,984	1,104	0,556	0,141	0,113	0,070	0,071	0,225	3,00

Poznámka: S1 – Kamenivo (typ 1)  
S2 – Kamenivo (typ 2)  
MS – Mikrosilika  
S – Struska  
SF – Křemičitý úlet  
SP – superplastifikátor

Tabulka 2: Výsledky zkoušek homogenních těles

Směs	Vlákna [%]	Objem. hm. [kg/m <sup>3</sup> ]	Pevnost v tahu za ohybu [MPa] – tělesa se zářezem		Pevnost v tlaku [MPa] - krychle o hraně 100 mm
			40/40/160	100/100/400	
Mix1	0,00	2390	12,5	7,1	113,3
Mix 2	1,00	2410	15,1	0,0	0,0
Mix 3	1,50	2430	26,2	12,7	144,7
Mix 4	2,00	2470	33,9	0,0	0,0
Mix 5	3,00	2490	35,9	14,5	103,3



Obrázek 3: Pevnost v tahu za ohybu – rozevření trhliny pro homogenní UHPFRC trámce se zářezem

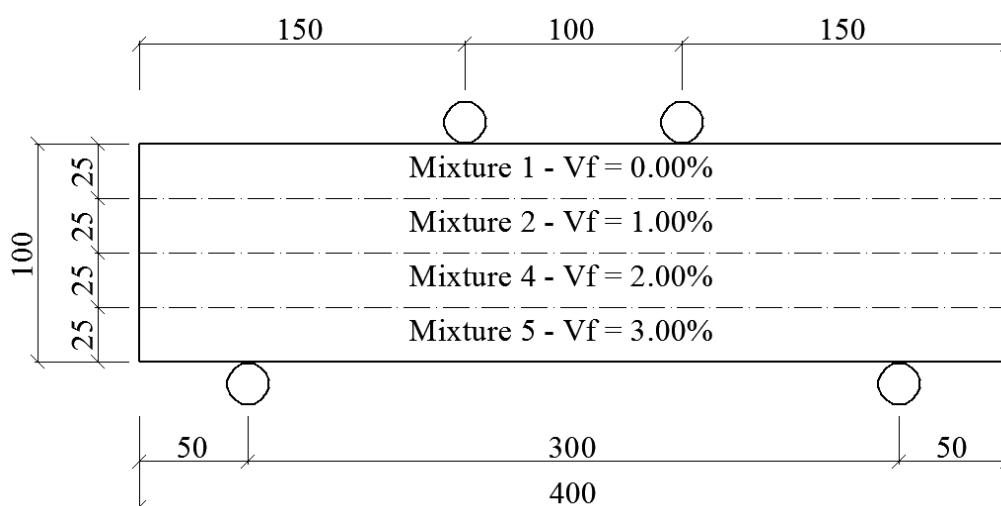
## 2.2. Výroba funkčně vrstvených těles

Vrstvené trámce o rozměrech 100/100/400 mm byly vyrobeny litím vrstev vysokých 25 mm z výše uvedených směsí v následujícím pořadí: Mix 5, Mix 4, Mix 2 a Mix 1. Interval mezi litím jednotlivých vrstev byl přibližně 20 minut, což odpovídá času, kdy je možné v prefa závodě připravit a dopravit další směs při využití jednoho stanoviště. Trámce nebyly

hutněny vibrací a před zkouškou v nich nebyl proveden zářez. Celkem byly vyrobeny tři vrstvené trámce pro zkoušku pevnosti v tahu za ohybu ve čtyřbodovém ohybu.

### 2.3. Výsledky zkoušek čtyřbodového ohybu

Ve čtyřbodovém ohybu byly odzkoušeny tři vrstvené trámce vzniklé litím jednotlivých směsí a tři homogenní trámce ze směsi 3. Průměrný obsah vláken pro homogenní a vrstvené trámce byl stejný a to 1,5%. Vrstvené trámce byly ve stroji umístěny ve stejné orientaci, ve které byly vyrobeny, tj. u spodního taženého okraje byla vrstva s 3% vláken a v tlačené oblasti byla vrstva bez vláken. Zkouška byla řízena kontinuálním výsunem hydraulického válce rychlostí 0,0033 mm/sec. Uspořádání zkoušky je na obrázku 4.

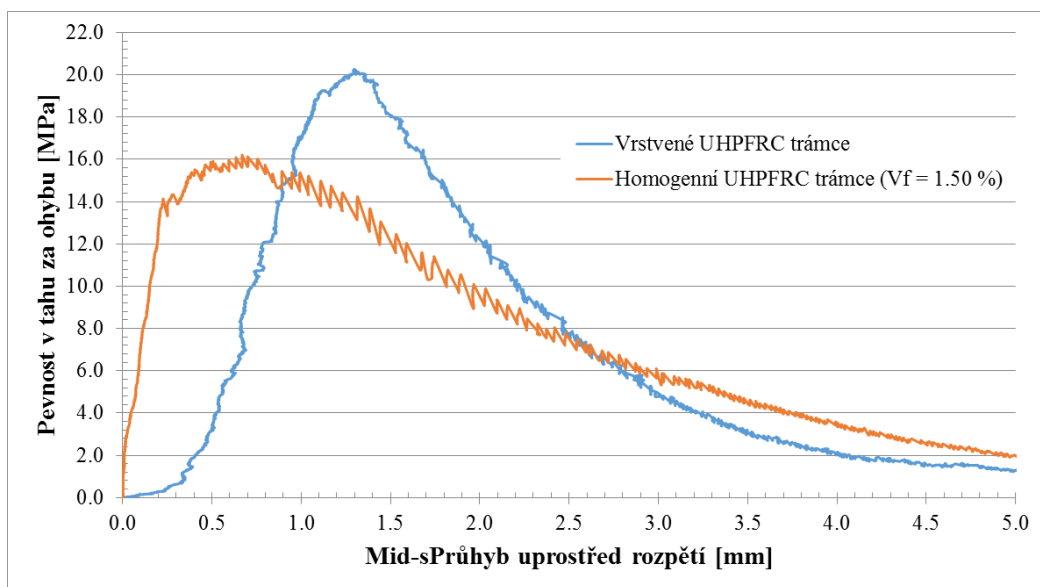


Obrázek 4: Uspořádání zkoušky čtyřbodového ohybu pro vrstvené trámce vyrobené z UHPFRC

Porušení trámců s 1,5% vláken a vrstvených trámců bylo totožné. Vždy došlo ke vzniku a rozvoji pouze jedné makrotrhliny mezi zatěžovacími břemeny. Trhlina se nešířila kolmo na osu zkušebního tělesa, ale rozvíjela se pod malým úlem (viz obr. 5). Při zkoušce vrstvených těles nedocházelo k delaminaci mezi jednotlivými vrstvami. Průměrná hodnota pevnosti v tahu za ohybu pro tři vrstvené trámce byla 19,5 MPa, pro homogenní trámce byla průměrná hodnota pevnosti v tahu za ohybu 16,2 MPa. Na obr. 6 je znázorněn typický graf závislosti síly a průhybu ve středu rozpětí pro homogenní a vrstvené trámce.



Obrázek 5: Typický příklad porušení vrstvených trámů



Obrázek 6: Srovnání výsledků zkoušek čtyřbodovým ohybem pro trámece 100/100/400 vrstvených trámů a homogenních trámů

### 3. Závěr

UHPFRC je relativně novým cementem pojeným kompozitním materiálem s ohromným potenciálem pro jeho použití v reálných konstrukcích. Jak ukazují výsledky zkoušek desek ztraceného bednění je homogenita distribuce vláken po výšce průřezu jedním z faktorů, který ovlivňuje výsledné mechanické parametry prvků vyrobených z UHPFRC. V tomto článku jsou prezentovány výsledky zkoušek velkých a malých trámů vyrobených ze směsí s různým objemovým zastoupením kovových vláken a také výsledky vrstvených trámů složených ze směsí 1, 2, 4 a 5.

Homogenní trámce a trámečky z UHPFRC byly zkoušeny ve trojbodovém ohybu na tělesech se zářezem. Průměrná hodnota pevnosti v tahu za ohybu na malých trámcích vzrostla z 12,5 MPa (Mix 1 – bez vláken) na 35,9 (Mix 5 – 3% vláken). U referenční směsi dosahovala průměrná hodnota pevnosti v tahu za ohybu hodnoty 26,2 MPa (Mix 3 – 1,5% vláken). U velkých trámců došlo také ke zvýšení pevnosti v tahu za ohybu.

Náš výzkum potvrdil, že výrobou vrstvených těles došlo ke zvýšení pevnosti v tahu za ohybu oproti referenční směsi, která obsahovala stejné objemové množství vláken. Výzkum a vývoj vrstvených těles by mohl pomoci k výrobě prvků s omezenou konvenční výztuží. Výsledky zkoušek dále ukazují, že vhodným vrstvením lze dosáhnout lepších výsledků zkoušek pevnosti v tahu za ohybu. Na základě prezentovaných výsledků bude pokračovat výzkum funkčně vrstvených prvků s ohledem na složení směsí, ukládání směsí do bednění, postup výroby, tvar a rozměry prvků k dosažení optimálních mechanických i finančních vlastností takto vyrobených prvků.

## Poděkování

Tato práce vznikla na základě finanční podpory projektu SGS13/103/OHK1/1T/31.

## Literatura

- [1] AFGC/SETRA: Bétons fibrés à ultra-hautes performances. Recommandations. Documents scientifiques et techniques. Association Française de Génie Civil, Setra, 2013.
- [2] JSCE-USC: Recommendations for Design and Construction of Ultra-High Strength Fiber-Reinforced Concrete Structures – Draft.
- [3] SCHMIDT, Michael a kol. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Sachstandsbericht Ultrahochfester Beton. Berlin. 2008. ISBN 978-3-410-65045-4.
- [4] KOLISKO, J.; HUNKA, P.; RYDVAL, M.; KOSTELECKA, M.: Development of UHPC from materials available in the Czech Republic. In CESB 2013, Fakulta stavební ČVUT. 2013. p. 385 – 388. ISBN 978-80-247-5018-7.



[5] KOLISKO, J.; RYDVAL, M.; HUNKA, P.:UHPC – Assessing the distribution of the steel fibre and homogeneity of the matrix. In fib Symposium Tel Aviv. Tel Aviv, Israel. 2013. ISBN 978-965-92039-01.

## **Kontakt**

Ing. MILAN RYDVAL, tel: 00420 224 353 547, e-mail: milan.rydval@klok.cvut.cz, Oddělení experimentálních a měřících metod, Kloknerův ústav ČVUT v Praze, Šolínova 7, 166 08 Praha 6 – Dejvice.

Ing. PETR HUŇKA, tel: 00420 224 353 521, e-mail: petr.hunka@klok.cvut.cz, Oddělení experimentálních a měřících metod, Kloknerův ústav ČVUT v Praze, Šolínova 7, 166 08 Praha 6 – Dejvice.

Doc. Ing. JIŘÍ KOLÍSKO, Ph.D., tel: 00420 224 353 537, e-mail: jiri.kolisko@klok.cvut.cz, Oddělení experimentálních a měřících metod, Kloknerův ústav ČVUT v Praze, Šolínova 7, 166 08 Praha 6 – Dejvice.

Ing. TOMÁŠ MANDLÍK, tel: 00420 224 353 518, e-mail: tomas.mandlik@klok.cvut.cz, Oddělení experimentálních a měřících metod, Kloknerův ústav ČVUT v Praze, Šolínova 7, 166 08 Praha 6 – Dejvice.

Ing. TOMÁŠ BITTNER, tel: 00420 224 353 547, e-mail: tomas.bittner@klok.cvut.cz, Oddělení experimentálních a měřících metod, Kloknerův ústav ČVUT v Praze, Šolínova 7, 166 08 Praha 6 – Dejvice.

Ing. ŠÁRKA NENADÁLOVÁ, tel: 00420 224 353 547, e-mail: sarka.nenadalova@klok.cvut.cz, Oddělení stavebních materiálů, Kloknerův ústav ČVUT v Praze, Šolínova 7, 166 08 Praha 6 – Dejvice.



## **HLOUBKA KARBONATACE VS. FYZIKÁLNĚ- MECHANICKÉ VLASTNOSTI BETONŮ S VARIANTNÍ ADICÍ BETONOVÉHO RECYKLÁTU A SILIKÁTOVÝCH PŘÍMĚSÍ**

## **THE DEPTH OF CARBONATION VS. PHYSICAL- MECHANICAL PROPERTIES OF CONCRETE WITH RECYCLED CONCRETE VARIANT BY ALTERNATIVE ADDITION OF CERAMIC ADMIXTURES**

**Tomáš Stavař, Michal Stehlík**

Ústav stavebního zkušebnictví, FAST VUT v Brně

***Anotace:***

*Práce se zabývá hledáním korelačních závislostí mezi fyzikálně-mechanickými vlastnostmi betonů, variantně i betonů s betonovým recyklátem a silikátovými příměsemi, a náchylností betonů ke karbonataci. Výsledky standardně provedených fyzikálně-mechanických testů by mohly snadno posloužit k prvotnímu odhadu trvanlivosti.*

***Annotation:***

*The work deals with finding the correlation between the physical-mechanical properties of concrete, variants and concrete with the recycled concrete and ceramic admixtures, and susceptibility to concrete carbonation. The results of standard conducted physical-mechanical tests could easily serve to the initial estimate of durability.*

***Klíčová slova:*** *Objemová hmotnost, pevnost betonu v tlaku, pevnost betonu v příčném tahu, karbonatace, příměsi.*

***Keywords:*** *Volume mass, concrete compressive strength, tensile splitting strength of concrete, carbonation, admixtures.*

## 1. Úvod

Recyklace je prováděna nejen z ekologického, ale také z ekonomického hlediska. Odpady ze stavebnictví nebo i z jiných průmyslových odvětví mohou být dále s výhodou použity jako sekundární suroviny s relativně dobrými vlastnostmi. Je škoda, že velký objem stavebních recyklátů obecně je použit k „druhotným“ účelům, tedy např. násypům či výplním. Bylo by daleko efektivnější jejich vlastnosti upravit tak, aby mohly konkurovat a ve výsledku nahradit neobnovitelné materiálové zdroje [1].

Fyzikálně mechanické vlastnosti a s tím spojená trvanlivost betonu může být ovlivněna mnoha faktory, jako např. působení slunečního záření, změny teploty, zmrazování, působení agresivních a atmosférických plynů. Další ovlivňující faktory mohou být např. použití nevhodného materiálu, nesprávné složení čerstvého betonu, nedostatečné krytí výztuže, špatné ošetřování betonu, nedokonalé zhutnění, atd. Všechny výše jmenované faktory mohou ovlivnit stav povrchové vrstvy betonu, která tvoří jakousi „vstupní bránu“ pro různé škodlivé látky [2].

Vhodnou adicí přísad a příměsí lze upravit vlastnosti surových recyklátů i betonů z nich vyrobených tak, aby výsledný kompozit se sledovanými vlastnostmi blížil, ev. vybranými vlastnostmi i převyšoval, prvky vyrobené stejným postupem z materiálů přírodních [3].

## 2. Prováděné práce

Práce byly zaměřeny na posouzení vlivu hloubky karbonatace na jednotlivé fyzikálně mechanické vlastnosti různých druhů betonů. Původní hutné hrubé kamenivo určené do referenčního betonu bylo nahrazeno neupraveným betonovým recyklátem alternativně s příměsí popílku, strusky a mikrosiliky. Na vzorcích se prováděly 3 fyzikálně mechanické testy. Pevnost betonu v tlaku se zkoušela jen u vzorků uložených 1 měsíc v laboratorním prostředí. Tato zkouška sloužila pouze ke stanovení orientační pevnosti v tlaku a pro ukázkou nižších pevností betonu z betonového recyklátu oproti pevnosti betonu z přírodního kameniva. Objemová hmotnost betonu a pevnost betonu v příčném tahu byly provedeny na vzorcích uložených jak v laboratorním prostředí, tak v prostředí s 98% CO<sub>2</sub>. Po provedení pevnosti v příčném tahu byly rozlomené plochy vzorků nastříkány fenoltaleinovým roztokem a byla určena hloubka karbonatace.

## 2.1. Složení betonové směsi

Zkušební krychle byly vyráběny dle celkem 5 rozdílných receptur BS. Krychle dle první receptury R1 jsou vyrobeny z referenčního betonu z hrubého kameniva. U druhé receptury R2 jsme provedli pouze náhradu hrubého kameniva za betonový recyklát frakce 0-16 mm. Receptury R3-R5 jsou založeny také na náhradě hrubého kameniva za recyklát s přidavkem příměsí, kde receptura R3 obsahuje 30 % vysokoteplotního popílku z hmotnosti cementu, R4 30 % mleté vysopeční strusky, R5 10 % průmyslové mikrosiliky.

## 3. Výsledky měření

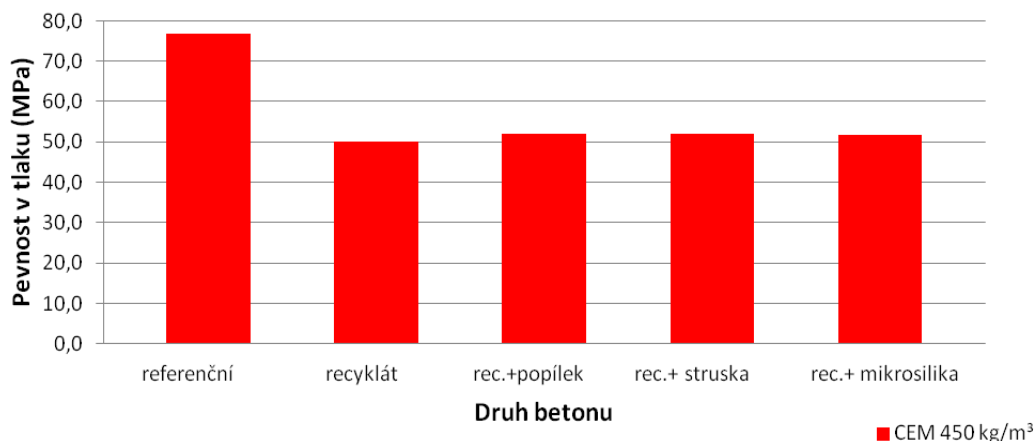
### 3.1. Pevnost betonu v tlaku

Vlastní zkouška byla provedena dle požadavků ČSN EN 12390-3. Zkoušení ztvrdlého betonu – Část 3: Pevnost v tlaku zkušebních těles. Uložením tělesa na střed tlačné desky a následným přitěžováním konstantní rychlosti došlo u jednotlivých krychlí k překonání meze pevnosti a destrukci, všechny vzorky vykazovaly správné usmýknutí [4].

*Tabulka 1.: Pevnosti v tlaku po 1 měsíci zrání ve vlhkém uložení*

druh betonu	množství cementu [kg/m <sup>3</sup> ]	síla na mezi pevnosti v tlaku [kN]	pevnost v tlaku [Mpa]
referenční	450	1728	<b>76,8</b>
recyklát	450	1125	<b>50</b>
recyklát+popílek	450	1167,8	<b>51,9</b>
recyklát+struska	450	1172,3	<b>52,1</b>
recyklát+mikrosilika	450	1165,5	<b>51,8</b>

### Pevnost v tlaku po 1 měsíci zrání ve vlhkém uložení v prostředí 0,03% CO<sub>2</sub>



*Obrázek 1.: Pevnost v tlaku po 1 měsíci zrání ve vlhkém uložení*

Tlakové pevnosti betonu z přírodního kameniva (referenční) a betonu převážně z betonového recyklátu (recyklát) jsou v poměru 1/0,75. Tento poměr už je dlouho znám a fakticky omezuje použití recyklovaného betonu jako kameniva do konstrukčních betonů.

Nepatrné zvýšení pevnosti v tlaku přidáním příměsí (popílek, struska, mikrosilika) se děje pravděpodobně proto, že tyto příměsi zaplňují póry v cementovém kameni a tím se zvyšuje jeho hutnost [5].

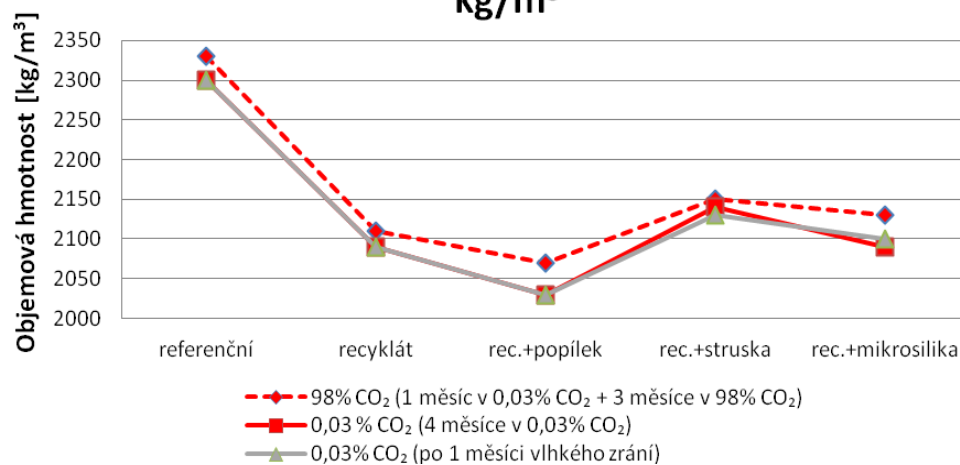
### 3.2. Objemová hmotnost betonu

Byla stanovena objemová hmotnost tvrdnoucího betonu po 1 měsíci zrání ve vlhkém uložení, dále po 3 měsících v prostředí 0,03 % CO<sub>2</sub> a po uložení v prostředí 98 % CO<sub>2</sub> (1 měsíc zrání + 3 měsíce v 98 % CO<sub>2</sub>). Všechny hmotnosti tvrdnoucího betonu byly stanoveny po 48 hod. sušení těles v sušárně při 105 °C.

Tabulka 2.: Průměrné objemové hmotnosti zkušebních těles

druh betonu	mn. cem. [kg/m <sup>3</sup> ]	OH ČB [kg/m <sup>3</sup> ]	OH po 1 měsíci [kg/m <sup>3</sup> ]	OH po 4 měsících v 0,03 % CO <sub>2</sub> [kg/m <sup>3</sup> ]	OH po uložení v 98 % CO <sub>2</sub> [kg/m <sup>3</sup> ]
referenční	450	2510	2300	2300	2330
recyklát	450	2370	2090	2090	2110
rec.+popílek	450	2170	2030	2030	2070
rec.+struska	450	2230	2130	2140	2150
rec.+mikrosil.	450	2220	2100	2090	2130

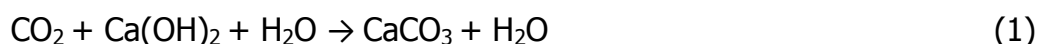
### Vliv CO<sub>2</sub> na objemovou hmotnost ztvrdlého vysušeného betonu, množství cementu 450 kg/m<sup>3</sup>

Obrázek 2.: Vliv CO<sub>2</sub> na OH ztvrdlého betonu, CEM 450 kg/m<sup>3</sup>

Objemová hmotnost betonu z recyklovaného betonu je nižší než objemová hmotnost betonu z přírodního kameniva, a to z důvodu, že sypná hmotnost recyklátu je 1130 kg/m<sup>3</sup> a sypná hmotnost kameniva frakce 8-16 mm je 1500 kg/m<sup>3</sup>.

Objemové hmotnosti po 1 měsíci ve vlhkém uložení (0,03 % CO<sub>2</sub>) a po 3 dalších měsících v prostředí 0,03 % CO<sub>2</sub> se od sebe příliš neliší, v některých případech jsou dokonce totožné. To ale neplatí u těles

uložených 1 měsíc ve vlhkém uložení (také 0,03 % CO<sub>2</sub>) + 3 měsíce v 98 % CO<sub>2</sub>. Zde objemová hmotnost narostla v rozmezí od 10-40kg/m<sup>3</sup> oproti tělesům uložených souhrnně 4 měsíce v 0,03 % CO<sub>2</sub>. Nárůst objemové hmotnosti lze vysvětlit reakcí CO<sub>2</sub> s Ca(OH)<sub>2</sub> za vzniku CaCO<sub>3</sub>, který má větší molární hmotnost, konkrétně CaCO<sub>3</sub> = 100,1 g/mol a Ca(OH)<sub>2</sub>=74,1 g/mol [5].



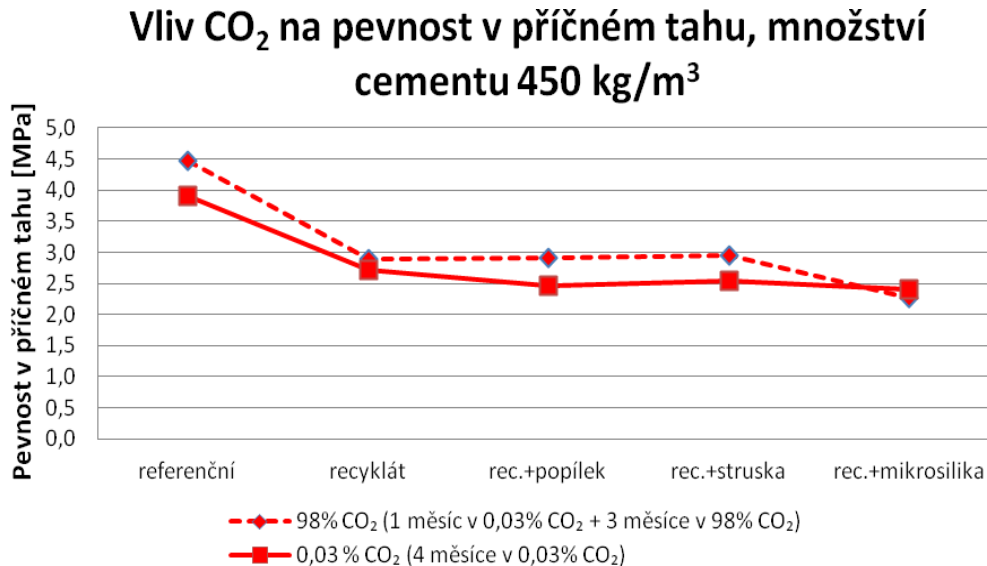
### 3.3. Pevnost betonu v příčném tahu

Vlastní zkouška byla provedena dle požadavků ČSN EN 12390-6 Zkoušení ztvrdlého betonu – Část 6: Pevnost v příčném tahu zkušebních těles. Uložení tělesa mezi válcové zatěžovací segmenty, opatřené zespodu i z vrchu dřevěnými pásky a následným přitěžováním konstantní rychlostí došlo u jednotlivých krychlí k překonání meze pevnosti a destrukci, všechny vzorky se rozlomily přibližně po spojnicí tlačných pásků. [6]

Tabulka 3.: Výsledné pevnosti v příčném tahu zkušebních těles

druh betonu	množství cementu [kg/m <sup>3</sup> ]	pevnost v příčném tahu betonu uloženého v lab. prostředí 0,03 % CO <sub>2</sub> [MPa]	pevnost v příčném tahu betonu uloženého v prostředí 98 % CO <sub>2</sub> [MPa]
referenční	450	3,91	4,47
recyklát	450	2,72	2,89
recyklát+popílek	450	2,46	2,92
recyklát+struska	450	2,55	2,94
recyklát+mikrosilika	450	2,41	2,26





Obrázek 3.: Vliv CO<sub>2</sub> na pevnost v příčném tahu betonu, CEM 450 kg/m<sup>3</sup>

Obdobně jako pevnosti v tlaku, tak i pevnosti v příčném tahu betonu z přírodního kameniva (referenční) a betonu převážně z betonového recyklátu (recyklát) vychází v poměru 1/0,75. Je to způsobeno tím, že betonový recyklát má větší pórovitost než přírodní kamenivo, což znamená, že i pevnost (jak v tlaku, tak v příčném tahu) samotného recyklátu je poměrně nižší ve srovnání s přírodním kamenivem.

Zajímavé je, že pevnosti v příčném tahu byly vyšší u těles, které byly uloženy v 98 % CO<sub>2</sub> (1 měsíc ve vlhkém uložení + 3 měsíce v prostředí 98 % CO<sub>2</sub>) než u těles, uložených 4 měsíce v prostředí 0,03 % CO<sub>2</sub>. Tento výsledek je důsledkem zkarbonatování povrchové vrstvy betonu, která má vyšší tvrdost oproti vrstvě nezkarbonatované. Karbonatace probíhá dle reakce viz. rovnice 1, kdy vzniká z portlanditu uhličitán vápenatý a voda. Tyto výsledky vyšly u všech záměsí kromě záměsí s mikrosilikou, kde pevnost v příčném tahu zkarbonatovaného betonu byla nižší než-li pevnost betonu nezkarbonatovaného. Důvodem je vznik mikrotrhlinek které snižují pevnost v tahu za ohybu. Vznik mikrotrhlinek lze odůvodnit hydratací cementu s mikrosilikou za vzniku gelu C-S-H, který velmi rychle karbonatuje na CaCO<sub>3</sub>+SiO<sub>2</sub> v gelové formě obsahující H<sub>2</sub>O. Během sušení se tenhle zkarbonatovaný produkt smrští a ztrácí H<sub>2</sub>O, čímž vzniknou mikrotrhlinky [5].



gel C – S – H + CO<sub>2</sub>(98%) → CaCO<sub>3</sub> + SiO<sub>2</sub> v gel. formě + H<sub>2</sub>O (3)

### 3.4. Určení hloubky karbonatace fenolftaleinovým testem

Po provedení zkoušky pevnosti v příčném tahu vznikly z každého tělesa 2 díly, na jejichž vnitřní čerstvě odlomené plochy byl aplikován jemným rozprášením 1% roztok indikátoru fenolftaleinu v denaturovaném lihu. Tělesa s naneseným roztokem fenolftaleinu se nechala 1 hodinu zaschnout a poté se provedlo měření hloubky nezbarvené části, a to ze všech čtyř stran. Hloubka karbonatace  $h_{\text{karb}}$  je průměr těchto hodnot.

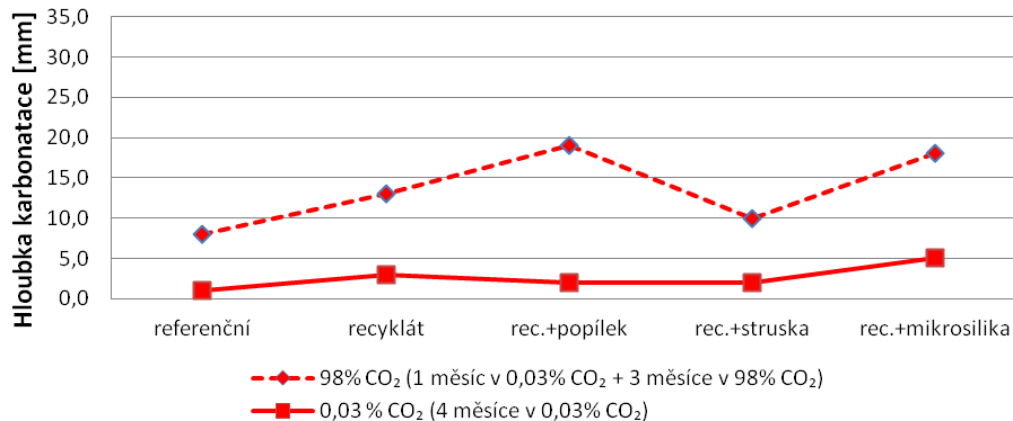
Tabulka 4.: Hloubka karbonatace zkušebních těles

druh betonu	množství cementu [kg/m <sup>3</sup> ]	$h_{\text{karb}}$ po 4 měsících uložení v 0,03 % CO <sub>2</sub> [mm]	$h_{\text{karb}}$ po 1 měsíci v 0,03 % CO <sub>2</sub> + 3 měsíce v 98 % CO <sub>2</sub> [mm]
referenční	450	1	8
recyklát	450	3	13
recyklát+popílek	450	2	19
recyklát+struska	450	2	10
recyklát+mikrosilika	450	5	18



Obrázek 4.: Postup karbonatace na zlomcích krychle betonu z bet. recyklátu + 10 % mikrosiliky

### Vliv CO<sub>2</sub> na hloubku karbonatce, množství cementu 450 kg/m<sup>3</sup>



Obrázek 5.: Vliv CO<sub>2</sub> na hloubku karbonatce, CEM 450kg/m<sup>3</sup>

Můžeme říci, že adice 30% strusky velmi dobře zabraňuje karbonatci, v podstatě odolnost je obdobná betonu z přírodního kameniva. Naopak adice 30% popílku a 10% mikrosiliky karbonatci spíše podporují. Je to pravděpodobně dáno stejným mechanismem jako v minulém odstavci, protože obě tyto příměsi jsou pucolány a dochází u nich k podobným reakcím (viz. rovnice 2 a 3) [5].

## 4. Závěr

Zkarbonatovaný beton (1 měsíc ve vlhkém uložení + 3 měsíce v prostředí 98% CO<sub>2</sub>) vykazuje oproti betonu uloženému 4 měsíce v 0,03% CO<sub>2</sub> (přirozená atmosféra) vyšší objemovou hmotnost, větší pevnost v příčném tahu. Tyto závěry jsou platné pro všechny zkoušené druhy betonů. Výjimkou je beton s 10% adicí příměsi mikrosiliky, z důvodu vzniku hydratačních mikrotrhlinek vedoucích ke zhoršení sledovaných fyzikálně-mechanických vlastností.

Porovnáním jednotlivých grafů, ale nemůžeme říct, že čím vyšší stupeň karbonatce, tím vyšší objemová hmotnost nebo pevnost betonu v příčném tahu. Záleží zejména na složení betonu a použití jednotlivých surovin. Jak můžeme vidět kvalitní beton z přírodního kameniva má nejnižší stupeň karbonatce a nejvyšší pevnost v příčném tahu a naopak beton z betonového recyklátu s příměsí popílku a mikrosiliky má nejvyšší

stupeň karbonatace a vykazuje nejhorší hodnoty pevností v příčném tahu.

## Poděkování

Tento příspěvek vznikl s podporou juniorského Specifického výzkumu BD1240107, FAST-J-14-2543 FAST VUT Brno, 2014, s názvem „Experimentální ověřování vlivu zatížení na trvanlivost vláknových kompozitů s cementovou maticí“.

## Literatura

- [1] HOŠEK, J.: Stavební materiály pro rekonstrukce. Vydavatelství ČVUT, s. 94-100, leden 1996
- [2] MATOUŠEK, M., DROCHYTKA, R.: Atmosférická koroze betonu. Praha, IKAS+ČKAIT, s. 14-16, 1998
- [3] SEBOK, T.: Přísady a přídavky do malt a betonů. SNTL, Praha, s. 133-139, 1985
- [4] ČSN EN 12390-3 Zkoušení ztvrdlého betonu – Část 3: Pevnost v tlaku zkušebních těles, 2009.
- [5] STAVARĚ, T. *Změna trvanlivosti betonu z recyklovaného betonu variantní adicí silikátových příměsí*. Brno, 2013. Diplomová práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební.
- [6] ČSN EN 12390-6 Zkoušení ztvrdlého betonu – Část 6: Pevnost v příčném tahu zkušebních těles, 2009.

## Kontakt

Ing. TOMÁŠ STAVARĚ, e-mail: [stavar.t@fce.vutbr.cz](mailto:stavar.t@fce.vutbr.cz), Ústav stavebního zkušebnictví, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.

Doc. Ing. MICHAL STEHLÍK, Ph.D., e-mail: [stehlik.m@fce.vutbr.cz](mailto:stehlik.m@fce.vutbr.cz), Ústav stavebního zkušebnictví, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.

## **INFLUENCE GROUTING METHOD ON THE SAFEGUARD OF AUTOCLAVED AERATED CONCRETE MASONRY**

## **ÚČINOK INJEKTÁŽNEJ METÓDY NA OCHRANU MURIVA Z PÓROBETÓNU**

**Alena Struhárová**

STU Stavebná fakulta, Katedra materiálového  
inžinierstva, Radlinského 11, 813 68 Bratislava

***Anotace:***

*Odstránenie vlhkosti z muriva a ochrana stavieb proti vode a vlhkosti je dôležitou súčasťou stavebníctva. Príspevok sa zaoberá problematikou vlhkosti, stupňami vlhkosti a spôsobmi odstránenia vlhkosti z konštrukcií. Popisuje použitie injektážnej metódy Freezteq DPC pre ochranu pórobetónového muriva proti vode a vlhkosti.*

***Annotation:***

*Removal of moisture content from masonry and safeguard of constructions against water and moisture is an important part of building industry. Contribution concerns with problems of moisture content, its classification and moisture level and techniques of moisture removal. It describes use of hydrophobic chemical grouting solution Freezteq DPC for safeguard of autoclaved aerated concrete masonry.*

***Klíčová slova:*** *Pórobetónové murivo, obsah vlhkosti, hydrofobizácia, injektážna metóda.*

***Keywords:*** *Autoclaved aerated concrete masonry, moisture content of masonry, hydrophobization, grouting method.*

## 1. Introduction

Older constructions but also completely new ones may have functionless damp resistance, or the service life of damp resistance may be exceeded, or eventually there is no damp-proofing in the object. Therefore the recovery of wet masonry and structure protection against water is an inseparable and important part of the building industry [4].

## 2. Moisture of Building Structures

According to Standard ČSN 73 0610 [5] moisture of masonry is classified by Table 1. Mentioned classification refers to buildings with rooms and space for a stay of persons made from common building materials with absorptiveness over 10 %.

For common practice the classification according to Table 1 is sufficient, but from viewpoint of applicability of grouting methods it is not enough. The authors of WTA 4-4-96 Direction realised the insufficiency and established the term "moisture level" evaluating a content of moisture in the masonry in regard to its porosity. It means in practice that besides determining moisture content in mass percents, also the open porosity of material is necessary to determine [6].

*Table 1 Classification of brickwork moisture according to ČSN 73 0610*

Moisture level	Mass moisture of brickwork in %
Very low	$W_h < 3$
Low	$3 \leq W_h < 5$
Increased	$5 \leq W_h < 7,5$
High	$7,5 \leq W_h < 10$
Very high	$W_h > 10$

The non-pressure grouting may be used till moisture level of approximately 50%, superior limit of 80 % is given for pressure grouting [8].

### 3. Techniques of moisture construction recovery

#### 3.1 Direct methods

- air methods,
- mechanical methods - undercutting, damp proof driving, Massari method,
- chemical grouting methods,
- electro-osmotic methods.

Matter of chemical grouting methods

Creating the damp-resistant shield (barrier) by chemical substance inserted into prepared boreholes in damp brickwork [8] – it is the matter of grouting methods. Grouting solution reacts in the boreholes, e.g. it hardens, gels, etc., what creates the damp-resistant shield.

### 4. Experiment

For testing, blocks from three kinds of autoclaved aerated concretes were used (Table 2). Two of them were produced on the base of fly ash Unipol (now non-existing plant in Dolná Streda) with dimensions 400x300x250 mm, and one was made on the base of sand Siporex (Ytong, or Xella in Šaštín -Stráže) with dimensions 600 x 300 x 250 mm.

*Table 2 Composition of tested types of aerated autoclaved concretes*

Technology of production	Sample labelling	Component [kg/m <sup>3</sup> ]									
		Fly ash		Sand sediment	Pro-growth	Cement	Lime	Water	Al additive	Setting regulator	Blown-out
		Classic	Fluid								
Unipol	<b>A</b>	240	-	-	-	-	96	160	0,4	0,2	0,2
	<b>B</b>	180	60	-	-	-	96	170	0,4	0,2	0,2
Siporex	<b>C</b>	-	-	230	95	70	38	56	2,3	9,2	-

At given amount of a fly ash (240 kg/m<sup>3</sup>), tested aerated autoclaved concretes differed from each other by changing ratio and type of ash.

- Grouting solution FREEZTEQ DPC System

- Is highly effective non-compressive system patented in Great Britain and abroad for elimination of masonry dampness,
- Is suitable for dehumidifying every type of masonry,
- Uses frozen cylinder tablets (length 210 mm, diameter 20 mm) of sodium methylsiliconate water solution which are placed into bored holes in mortar joints of brick walls,
- Tablets diffuse in masonry and create damp-resistant barrier, which inhibits further dampness intrusion and capillary action into masonry [8].

- Brickwork from examined autoclaved aerated concretes

There were built 6 walls from A, B, C autoclaved aerated concrete blocks – four were from blocks made on base of fly ash and two were from blocks on base of sand. Freeztec sticks were placed in three of them, and three walls were comparing. The placement of Freeztec sticks was done in accordance with instruction from producer.

- Moisture content

Values of volume moisture measured on walls built from particular types of autoclaved aerated concrete (6 measuring points in bottom line and 6 measuring points in upper line of walls) were noted in the figures and subsequently transferred into chart.

## 5. Conclusion

Out of comparing walls (without tablets), the autoclaved aerated concrete C achieved the lowest values of moisture what is caused by lowest amount of capillary pores in it, and by the finest texture resulting from its composition. Autoclaved aerated concrete B had the worst results. It is the direct effect of its structure (most capillary pores, highest whole porosity, crudest texture). Comparing to silica sand and cinder (A), significantly higher absorptiveness of the fluid ash had an impact, too. Moisture level in walls with tablets were copying values measured in comparing walls, but the moisture content was reduced due to the effect of FREEZTEQ-DPC agent. The best effectiveness was achieved in autoclaved aerated concrete C in which silica sand was used as the filler. Moisture content did not increase after inserting the tablets. On the contrary, moisture kept growing after insertion of the tablets in autoclaved aerated concretes A and B, what means that complete stop of capillary action was not provided. This may be a confirmation of lower effectiveness of FREEZTEQ-DPC agent in structures with cruder texture



and higher porosity. In conclusion it may be stated that the effectiveness of FREEZTEQ-DPC agent was proved in compliance with data provided by producer on the properly made walls from autoclaved aerated concrete blocks [9].

## References

- [1] Scheffler M., Colombo P.: Cellular ceramics. Wiley-VCH Weinheim, 2005, s. 645, ISBN-13: 978-3-527-31320-4
- [2] Xue Li Jin, Xiang Yu Luo, Qing Lin Meng: Effect of Equilibrium Moisture Contents on Insulating Performance of Autoclaved Aerated Concrete Blocks. Advanced Materials Research. Volume 216, March 2011, s. 479-484,
- [3] Drochytka R., Výborný J., Košatka P., Pume D.: Pórobetón. Vydavatel'stvo Vutium, Brno, 1999, s. 155, ISBN 80-214-1476-6
- [4] WEBER, H.: Vlhkost zdiva a její odstraňování I. a II. In: Materiály pro stavbu, roč. 5, 1999, č. 5, s. 78 - 80.
- [5] ČSN 73 0610 Hydroizolace staveb – Sanace vlhkého zdiva. Základní ustanovení. (01.2000)
- [6] Směrnice WTA 4-4-96 Injektáž zdiva proti kapilární vlhkosti, WTAcz, Česká stavební společnost, Praha, 1998, 110 s.
- [7] Mrlík F.: Vlhkostné problémy stavebních materiálů a konstrukcí. Vydavatel'stvo Alfa, Praha, 1985, s. 269 , ISBN 63-134-85.
- [9] Zwiener, V.: Chemické injektážní metody pro ochranu zděných konstrukcí proti vzlínající vlhkosti. Disertační práce. Praha, 109 s. Materiálové listy firmy NEKAP s.r.o.

## Contact

Ing. ALENA STRUHÁROVÁ, Ph.D., tel: 00421 905 208747, e-mail: alena.struharova@stuba.sk, Katedra materiálového inžinierstva, STU Stavebná fakulta, Radlinského 11, 813 68 Bratislava.



KONFERENCE  
ZKOUŠENÍ A JAKOST  
VE STAVEBNICTVÍ

---

## NÁHRADA DŘEVĚNÉHO PLNIVA VE SMĚSI PRO VÝROBU CEMENTOTŘÍSKOVÝCH DESEK

### REPLACEMENT OF WOODEN FILLER IN MIXTURE FOR THE PRODUCTION OF CEMENT BONDED PARTICLE BOARDS

**Miroslav Vacula<sup>1</sup>, Robert Mildner<sup>1</sup>,  
Tomáš Melichar<sup>2</sup>**

<sup>1</sup>CIDEM Hranice, a.s. divize CETRIS

<sup>2</sup>Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební,  
Ústav technologie stavebních hmot

***Anotace:***

*Cementotřískové desky jsou vyráběny slisováním směsi dřevěných třísek, cementu, vody a hydratačních přísad. Dřevěné plnivo lze částečně nahradit alternativními surovinami, musí být ale zachovány fyzikálně-mechanické parametry.*

***Annotation:***

*Cement bonded particle boards are manufactured by compression of a mixture of wood chips, cement, water and hydrating ingredients. Wooden filler can be partially replaced by alternative materials, but physico-mechanical parameters must be retained.*

***Klíčová slova:*** cementotřísková deska, dřevěné třísky, vlákno, kamenná vlna

***Keywords:*** cement bonded particle board, wooden chips, fiber, rock wool.

## 1. Úvod

Jedním z mnoha stavebních konstrukčních deskových materiálů jsou cementotřískové desky. Podle harmonizované normy [1] jsou řazeny mezi desky na bázi dřeva. Toto zařazení je způsobeno plnivem v deskách – dřevěnými třískami a pilinami. Právě složením směsi pro výrobu cementotřískových desek tyto desky vynikají vysokou odolností vůči vlhkosti, mechanické odolnosti a zároveň odolností vůči ohni.

Cementotřískové desky slučují výhodné vlastnosti dřeva a cementu, a právě tento synergický účinek je určuje k všestrannému stavebnímu použití [2].

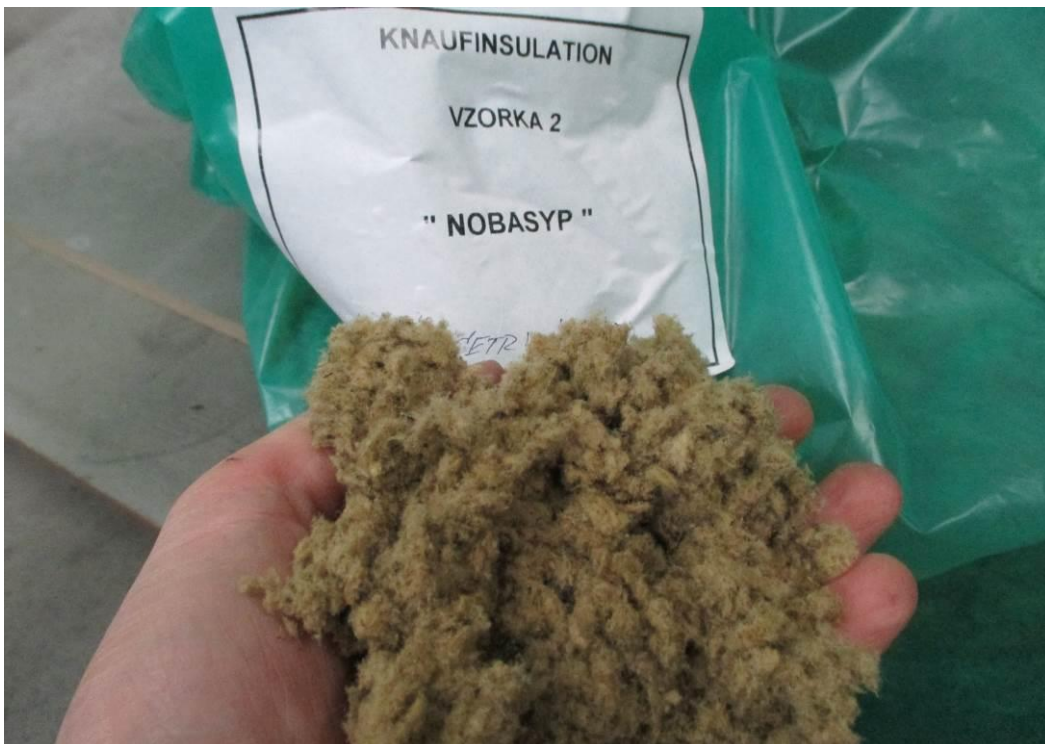
Dřevěné plnivo vnáší bohužel i svá negativa do výsledného stavebního výrobku. Jako každý materiál na bázi dřeva cementotřísková deska reaguje na změnu vlhkosti prostředí změnou rozměrů - roztažností popřípadě smrštěním. Plnivo může být částečně nahrazeno taktéž druhotnými surovinami nebo i úplně nahrazeno jinými rostlinnými zdroji, jako je technické konopí. Tento text navazuje na předchozí publikované texty [3] [4], a se zabývá možností využití odpadu z výroby kamenné vlny – izolačních desek z nového dodavatele, získaného v roce 2014.

## 2. Popis alternativní suroviny

Při výrobě tepelných izolací z minerální vlny vzniká vláknitý odpad v různé podobě a úpravě. V roce 2011 byl získán odpad z výrobního závodu Bohumín společnosti Rockwool, a.s. Jednalo se o odpad s písčitou složkou, která obsahuje větší a menší zrna z čedičového skla. Tento materiál bylo třeba upravit [3] a následně byl vyzkoušen [4]. Při náhradě 10% dřevěného plniva byly dosaženy příznivé výsledky vyrobené cementotřískové desky s alternativním složením. Tento typ odpadu od dubna 2013 výše uvedený výrobce nenabízí, proto další kroky v pokračování této vývojové etapy byly ukončeny.

Na konci roku 2013 ale příznivě na naši poptávku reagoval jiný výrobce izolačních desek z kamenné vlny – společnost KNAUF INSULATION, s.r.o. Ve své výrobním závodě v Nové Bani (Slovenská republika) produkuje také různé odpady ve formě vláken z kamenné vlny. Po sérii jednání a oboustranných návštěv vzešla jako nejlepší varianta nabídka jemného odpadu z formátování izolačních desek, s obchodním označením

NOBASYP. Tento typ odpadu je vhodný přímo do výrobní směsi pro cementotřískové desky bez dalších úprav. Neobsahuje žádné pevné skelné částice, zbytky tkanin a svou frakcí odpovídá velikostí používaných dřevěných třísek. V květnu 2014 bylo do závodu pro výrobu cementotřískových desek společnosti CIDEM Hranice, a.s. dopraveno pro otestování cca 3 m<sup>3</sup> vláknitého odpadu.



Obrázek 1.: Detail vláknitého odpadu z formátování izolačních desek

### 3. Provozní zkouška s alternativním plnivem

#### 3.1. Složení receptur

Stávající složení směsi pro výrobu cementotřískových desek vychází z použití těchto základních surovin:

- portlandský cement CEM 42,5R (objemově cca 25%)
- dřevěné třísky, piliny - převážně smrkové dřevo (objemově cca 63%)
- voda (objemově cca 10%)
- chemické přísady - vodní sklo, síran hlinitý (objemově cca 2%)

Plnivem ve směsi jsou dřevěné třísky, které se také výrazně podílejí na zajištění pevnostních charakteristik (především pevnost v tahu za ohybu, modul pružnosti). Částečná náhrada dřevěných třísek vlákny může snížit pevnost v tahu za ohybu desek.

V předchozím testu v roce 2013 [4] bylo zkoušeno dávkování ve výši 10% objemu dřevěných třísek.

Nově nabízená alternativa vláknitého odpadu má denní produkci cca 6 tun, což při standardní výrobě cementotřískových desek (cca 180 míchaček denně) postačí zhruba na dávkování cca 33 kg/ míchačku, což odpovídá 5% objemu dřevěných třísek. Z tohoto důvodu byla zvolena odlišná receptura, než v roce 2013.

V receptuře cementotřískových desek bylo tedy nahrazeno 5 objemových procent atro třísky skelným vláknem.

Byla změřena vlhkost dodaného skelného vlákna, hodnota HABS = 0,43 %. Skelné vlákno není nasákové, naměřená vlhkost je pro stanovení celkové vlhkosti CT směsi nepodstatná a nebylo s ní při výpočtu počítáno. Sypná hmotnost skelných vláken je více než dvojnásobná oproti sypné hmotnosti atro dřeva.

Množstevně bylo nahrazeno v jedné míchačce 13 kg atro dřeva 31 kg skelného vlákna.

Průměrná objemová hmotnost hotových cementotřískových desek se dle výpočtu zvýší cca o 20 kg/m<sup>3</sup>.

### **3.2. Postup výroby**

Před samotnou výrobou byla testována surovina navážena do plastových pytlů a vynesena k míchačce. Oproti standardním vstupním materiálům byla alternativní vlákna nasypána ručně do míchačky. Namíchaná směs z míchačky je průběžně dopravována do vrstvicích komor a následně vzduchovým tříděním vrstvena na plechy. Vzhledem k tomu, že výroba cementotřískových desek je kontinuální záležitost byly vyrobeny vždy minimálně 4 míchačky, aby vrstvicí komory byly dokonale zaplněny a došlo k dokonalému vrstvení.

Rozmíchávání výrobní směsi s vláknitým odpadem probíhalo standardně. Nebyly zjištěny žádné problémy s rozmícháváním, vrstvením směsi. Žádná vlákna se nezachytávala na sítích ani v tryskách vrstvicích strojů. Celkově byla vyrobena při provozním testu v červnu 2014 jedna paketa cementotřískových desek tl. 12 mm (číslo pakety 5740/23).



Obrázek 2.: Mísení směsi pro výrobu cementotřískové desky

#### 4. Zhodnocení a návrh na další využití

Z celkového množství zkušebních desek byly namátkově vybrány tři desky a jejich mechanické vlastnosti byly porovnány s namátkově odebranými srovnávacími deskami (6 ks) vyrobenými ve stejném období :

Tabulka 1 – Parametry cementotřískové desky s upravenou recepturou (vláknitý odpad NOBASYP)

Datum výroby	Číslo pakety	Tloušťka desky	Lisovací tlak	Objemová hmotnost (kg/m <sup>3</sup> )	Modul pružnosti (MPa)	Pevnost v ohybu (MPa)
16.6.2014	5740/231	12 mm	300 bar	1 399	8 033	13,14
16.6.2014	5740/232	12 mm	300 bar	1 410	8 036	13,72
16.6.2014	5740/232	12 mm	300 bar	1 384	7 999	14,67
Celkový průměr (N/mm <sup>2</sup> ) :				<b>1 398</b>	<b>8 023</b>	<b>13,84</b>

*Tabulka 2 – Parametry cementotřískové desky standartní receptura*

Datum výroby	Číslo pakety	Tloušťka desky	Lisovací tlak	Objemová hmotnost (kg/m <sup>3</sup> )	Modul pružnosti (MPa)	Pevnost v ohybu (MPa)
15.6.2014	5715/21	12 mm	260 bar	1 347	8 063	13,28
15.6.2014	5718/20	12 mm	300 bar	1 371	8 144	13,57
15.6.2014	5726/6	12 mm	250 bar	1 369	7 865	12,36
15.6.2014	5733/15	12 mm	260 bar	1 365	6 770	11,94
16.6.2014	5738/11	12 mm	260 bar	1 381	7 230	12,22
16.6.2014	5743/18	12 mm	290 bar	1 350	7 833	12,56
Celkový průměr (N/mm <sup>2</sup> ) :				<b>1 364</b>	<b>7 650</b>	<b>12,66</b>

*Tabulka 3 – Pro srovnání uvádíme výsledky z roku 2013 - ve směsi pro výrobu cementotřískových desek bylo 10% objemových dřevěných třísek nahrazeno vláknitým odpadem:*

Typ desky	Objemová hmotnost (kg/m <sup>3</sup> )	Modul pružnosti (MPa)	Pevnost v ohybu (MPa)
Standartní výroba – průměr z výroby 2013	1 329	6 569	11,95
Cementotřísková deska s vlákny z kamenné vlny 2013	1 408	6 765	12,08

V současné době provádíme dlouhodobé zkoušky (cyklování).

## 5. Závěr

Další provozní zkouška v roce 2014 opět prokázala, že náhrada dřevěného plniva vlákny z kamenné vlny (tentokrát v množství 5 %) nezhoršuje fyzikálně-mechanické parametry. V případě porovnání s referenčním současně vyrobeným vzorkem klasickou recepturou došlo dokonce k mírnému zvýšení ohybové pevnosti a modulu pružnosti.

Bylo zjištěno, že vhodnou úpravou a dávkováním odpadu z výroby kamenné vlny v množství do 10 % lze dosáhnout srovnatelných parametrů jako u standardně vyráběné cementotřískové desky.



S ohledem na materiálovou bázi vláken minerální vlny lze předpokládat zvýšení požární odolnosti desek [5].

## Poděkování

Tento výsledek byl realizován za finanční podpory z prostředků státního rozpočtu prostřednictvím Ministerstva průmyslu a obchodu v rámci projektu TIP č. FR-TI 3/595 „Inovace složení směsi pro výrobu cementotřískové desky“.

## Literatura

- [1] ČSN EN 13 986 Desky na bázi dřeva pro použití ve stavebnictví - Charakteristiky, hodnocení shody a označení.
- [2] Firemní literatura společnosti CIDEM Hranice, a.s.
- [3] VACULA, M.; KLVAČ, M.; LIBOSVÁROVÁ, M.; MILDNER, R.; BAČOVSKÝ, J.: Výzkumná zpráva č. 01/2011/CIDEM Možnosti předúpravy vláknitých anorganických odpadů z výroby izolačních materiálů, CIDEM Hranice, 2011.
- [4] VACULA, M.; KLVAČ, M.; LIBOSVÁROVÁ, M.; MILDNER, R.: Výzkumná zpráva č. 01/2013/CIDEM Alternativní suroviny využitelné jako plnivo při výrobě cementotřískových desek – ověření parametrů, CIDEM Hranice, 2013.
- [5] BADALOVÁ, M., DOBROVOLNÁ, J. Recyklace minerálních vláken z odpadů. Juniorstav 2003. Vysoké učení technické v Brně. p. 17–20 [vid. 8. prosince 2011]. ISBN 80–7204–265–3.

## Kontakt

Ing. MIROSLAV VACULA, tel: 00420 581 676 393, e-mail: vacula@cetris.cz, CIDEM Hranice, a.s. divize CETRIS, Nová 223, 753 01 Hranice.

ROBERT MILDNER, tel: 00420 581 676 304, e-mail: mildner@cetris.cz, CIDEM Hranice, a.s. divize CETRIS, Nová 223, 753 01 Hranice.

Ing. TOMÁŠ MELICHAR, Ph.D., tel: 00420 541 147 463, e-mail: melichar.t@fce.vutbr.cz, Ústav stavebního zkušebnictví, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno.



KONFERENCE  
ZKOUŠENÍ A JAKOST  
VE STAVEBNICTVÍ

---

## GEOMETRICKÁ PŘESNOST SCHODIŠŤ

## GEOMETRICAL TOLERANCES OF STAIRS

**Linda Veselá**

Metrostav a.s.  
a Katedra technologie staveb, FSv ČVUT

***Anotace:***

*Schodiště jsou nedílnou součástí stavby a stejně jako u ostatních stavebních konstrukcí je potřeba i u schodiště řešit geometrickou přesnost. Jedná se především o geometrickou přesnost schodišťových stupňů, jejichž rozměry (výška a šířka) mohou výrazně ovlivnit pocitovou pohodu, plynulost a bezpečnost pohybu po schodišti.*

***Annotation:***

*Stairs are part of construction. It is important to solve geometrical tolerances of stairs as of other parts of constructions. The most important tolerances of stairs which should be measured are steps (their high and width), because their dimensions could affect safety of stairs.*

***Klíčová slova:*** Geometrická přesnost, schodiště

***Keywords:*** Geometrical tolerances, stairs

## 1. Úvod

Problematika schodišť a rozměrů schodišťových stupňů je v České Republice řešena především z pohledu bezpečnosti užívání. Schodiště řeší v první řadě technická norma ČSN 73 4130 a vyhláška 268/2009 Sb. o technických požadavcích na výstavbu, která se, v případě konstrukce schodišť, odkazuje především na normu ČSN 73 4130.

V případě geometrické přesnosti schodišťových stupňů však nemůžeme brát v potaz požadavky pouze normy ČSN 73 4130, ale je potřeba přihlídnout také k požadavkům prováděcích norem pro nosné konstrukce schodišť, jejich povrchové úpravy a také k požadavkům na geometrickou přesnost výrobků, kterými jsou schodišťové stupně obkládány.

Geometrickou přesnost schodišť lze posuzovat především podle následujících prováděcích norem:

- Schodiště z monolitických betonových konstrukcí lze posuzovat podle normy ČSN EN 13670 pro betonové konstrukce.
- Schodiště z betonových prefabrikátů lze posuzovat podle normy ČSN EN 14843.
- Nášlapné vrstvy schodišťových stupňů z keramických obkladových prvků lze posuzovat dle ČSN 73 3451 apod.

Pro srovnání je také uvedeno, jak je problematika geometrické přesnosti schodišť řešena v zahraničních normách.

## 2. Požadavky na schodiště dle ČSN 73 4130

Norma ČSN 73 4130 pro schodiště kromě přípustné výšky a šířky schodišťových stupňů a sklonu schodišťových ramen mimo jiné také určuje, že:

- Na výstupní čáře schodišťového ramene musí mít stupeň navržený rozměr (šířku stupně  $b$  a výšku stupně  $h$ ); u stupňů se zakřivenou výstupní čarou schodišťového ramene je šířka stupně  $b$  měřena jako tětiva oblouku v místě průsečíku výstupní čáry s hranami vzájemně navazujících stupňů.
- Všechny stupně v jednom schodišťovém rameni musí mít shodnou výšku  $h$ . Výška stupně  $h$  se měří jako svislá vzdálenost horního povrchu stupnic dvou po sobě následujících stupňů.

▪ Všechny stupně v jednom schodišťovém rameni musí mít na výstupní čáře shodnou šířku  $b$ . Šířka stupně  $b$  se měří na výstupní čáře jako vodorovná vzdálenost předních hran dvou po sobě následujících stupňů. Norma vůbec neřeší geometrickou přesnost výšek a šířek schodišťových stupňů, respektive nepřipouští jakoukoliv jejich geometrickou nepřesnost. Je tomu tak, protože norma pro schodiště byla původně určena především jako podklad pro navrhování schodišť a šikmých ramp a při návrhu se samozřejmě předpokládá, že všechny stupně budou stejně vysoké a široké.

V aktualizaci z roku 2010 vypadlo z předmětu normy pro realizaci podstatné slovíčko „navrhování“, tudíž podle platné normy pro schodiště může být investorem a projektantem požadováno provedení schodišť s nulovou tolerancí výšky a šířky jednotlivých stupňů v jednom schodišťovém rameni. Otázkou je, zda je to proveditelné?

### 3. Nosná konstrukce schodišť

V případě nosných konstrukcí schodišť se zaměřím především na betonové monolitické a prefabrikované konstrukce, které jsou na stavbách asi nejvíce používané. Provádění monolitických betonových konstrukcí řeší norma ČSN EN 13670 a výrobu prefabrikovaných schodišťových ramen řeší norma ČSN EN 14843. Obě tyto normy řeší mimo jiné také geometrickou přesnost hotových konstrukcí.

#### 3.1 Geometrická přesnost monolitického betonového schodiště dle ČSN EN 13670

Norma pro provádění betonových konstrukcí neřeší přímo problematiku geometrické přesnosti schodišťových stupňů, ale na jednotlivé stupně monolitického betonového schodiště lze asi nejlépe aplikovat požadavky na rozměr průřezu dle Obrázku 4.a – Mezní odchylky pro průřezy.

- $\pm 10\text{mm}$  pro  $l < 150\text{mm}$
- $\pm 15\text{mm}$  pro  $l = 400\text{mm}$
- Mezilehlé hodnoty se stanoví lineární interpolací.

#### 3.2 Geometrická přesnost prefabrikovaného betonového schodiště dle ČSN EN 14843

Povolené výrobní odchylky průřezu prefabrikovaných schodišť jsou stanoveny následovně:

- $+10\text{ mm}/ -5\text{mm}$  pro  $L \leq 150\text{mm}$

- $\pm 15\text{mm}$  pro  $L \geq 400\text{mm}$
- Rozdíl dvou po sobě následujících výšek stupňů nesmí překročit 6mm
- Mezilehlé hodnoty se stanoví lineární interpolací

## 4. Povrchová úprava schodišť

Mezi nejběžnější povrchové úpravy schodišť patří keramické obklady, Teraco a dřevěné obklady. Provedení obkladů nelze provést na desetiny milimetru přesně, proto jsou stanoveny přípustné odchylky. Tyto odchylky se vztahují především charakteristikám dokončeného povrchu jako je rovinnost, výška hran obkladových prvků ve spáře apod. Výsledné geometrické tolerance dokončených obkladů a dlažeb mohou být ovlivněny také výrobními geometrickými tolerancemi samotných obkladových prvků.

Provádění keramických obkladových prvků řeší především norma ČSN 73 3451. Pro úplnost dále uvedu i požadavky na geometrickou přesnost rozměrů některých obkladových prvků.

### 4.1 Geometrická přesnost provedení dřevěných obkladů

V soustavě českých technických norem neexistuje norma pro provádění dřevěných obkladů. Existují pouze výrobní normy pro jednotlivé obkladové prvky, které udávají výrobní tolerance.

V případě dřevěných obkladů proto doporučuji použít ustanovení normy pro podlahy ČSN 74 4505. Tato norma řeší mimo jiné geometrickou přesnost rovinnosti nášlapných vrstev. Přípustné odchylky rovinnosti jsou stanoveny na vzdálenost 2m (tedy pod 2m latí).

*Tabulka 1 – Přípustné požadavky geometrické přesnosti pro nášlapné vrstvy podlah*

Mezní odchylky	ČSN 74 4505		
	Místnosti pro pobyt osob	Ostatní místnosti	Výrobní a skladovací haly
Místní rovinnost nášlapných vrstev podlah	$\pm 2\text{mm}/ 2\text{m}$	$\pm 3\text{mm}/ 2\text{m}$	$\pm 5\text{mm}/ 2\text{m}$
Rozdíly ve výškové úrovni nášlapné vrstvy v dilatační nebo smršťovací spáře a hran sousedních dlaždic	2mm	2mm	2mm

#### 4.2 Geometrická přesnost provedení dlažeb a obkladů dle ČSN 73 3451

Současně s normou ČSN 73 3451 platí i původní norma ČSN 73 3450. Původní předmět normy ČSN 73 3450 byl změnou Z1 z 12/2005 upraven a v současnosti platí pouze pro obklady a dlažby skleněné. Tato norma platí pro keramické obkladové prvky použitelné pro dlažby a obklady stěn uvnitř a vně budov kladené do cementových maltovin nebo lepené pomocí lepidel.

V rámci geometrické přesnosti dokončených obkladů a dlažeb se měří jejich rovinnost, která může dosahovat mezních odchylek  $\pm 3\text{mm}$  na dvoumetrové lati. Přičemž k této odchylce se musí připočíst ještě příslušná výrobní odchylka obkladového prvku.

#### 4.3 Geometrická přesnost rozměrů keramických dlaždic dle ČSN EN 14411

Tabulka 1 - Geometrické odchylky pro tažené keramické obkladové prvky dle ČSN EN 14411

Mezní odchylky		Tloušťka prvku <sup>1)</sup>	Rovinnost
Obkladové prvky s nízkou nasákavostí	Obkladové prvky „přesné“	$\pm 10\%$	$\pm 0,5\%$ 2) $\pm 0,5\%$ 3) $\pm 0,8\%$ 4)
	Obkladové prvky „ostatní“	$\pm 10\%$	$\pm 1,5\%$ 2,3,4)
Obkladové prvky se střední a vysokou nasákavostí	Obkladové prvky „přesné“	$\pm 10\%$	$\pm 1,0\%$ 2,3) $\pm 1,5\%$ 4)
	Obkladové prvky „ostatní“	$\pm 10\%$	$\pm 1,5\%$ 2,3,4)

1) Odchylka v % průměrné tloušťky obkladového prvku od deklarovaného rozměru.  
2) Největší odchylka v % ve středu lícni plochy vztažená k úhlopříčce vypočtené z deklarovaných rozměrů.  
3) Největší odchylka v % ve středu hrany vztažená k odpovídajícímu deklarovanému rozměru.  
4) Největší odchylka v % v rozích vztažená k úhlopříčce vypočtené z deklarovaných rozměrů.

Tabulka 3 - Geometrické odchylky pro keramické obkladové prvky za sucha lisované dle ČSN EN 14411

Mezní odchylky		Tloušťka prvku <sup>1)</sup>	Rovinnost <sup>2)</sup>
Plocha výrobku S [cm <sup>2</sup> ]			
Obkladové prvky s nízkou nasákavostí a střední nasákavostí	S ≤ 90	±10 %	±1,0 %
	90 < S ≤ 190	±10 %	±0,5 %
	190 < S ≤ 410	±5 %	±0,5 %
	S > 410	±5 %	±0,5 %
Obkladové prvky vysokou nasákavostí s	Obkladové prvky bez distančních výstupků	±10 %	+0,5%/-0,3% 2a,b) ±0,5 % 2c)
	Obkladové prvky s distančními výstupky	±10 %	+0,8mm/-0,2mm 2a,b) 0,5mm pro velikost ≤ 250cm 2c 0,75mm pro velikost > 250cm 2c)
<p>1) Odchylka v % průměrné tloušťky obkladového prvku od deklarovaného rozměru.                  2) Největší odchylka v %:                  a) Odchylka ve středu lící plochy vztažená k úhlopříčce vypočtené z deklarovaných rozměrů;                  b) Odchylka ve středu hrany vztažená k odpovídajícímu deklarovanému rozměru;                  c) Odchylka v rozích vztažená k úhlopříčce vypočtené z deklarovaných rozměrů.</p>			

#### 4.4 Geometrická přesnost rozměrů Teracových dlaždic dle ČSN EN 13748-1

Odchylky skutečných rozměrů od uvedených výrobních rozměrů musí odpovídat požadavkům v Tabulka .

Tabulka 4 – Odchylky skutečných rozměrů teracových dlaždic podle ČSN EN 13748-1

Rozměr	Mezní odchylky
Délka hrany	±0,3%
Tloušťka dlaždice	±2mm (při tloušťce < 40mm)
	±3mm (při tloušťce ≥ 40mm)



Rozdíl mezi dvěma rozměry tloušťky jednotlivé dlaždice musí být  $\leq 3\text{mm}$ . Pro tloušťku kalibrovaných dlaždic, které jsou jako takové vykazovány, platí tolerance  $\pm 1\text{mm}$ .

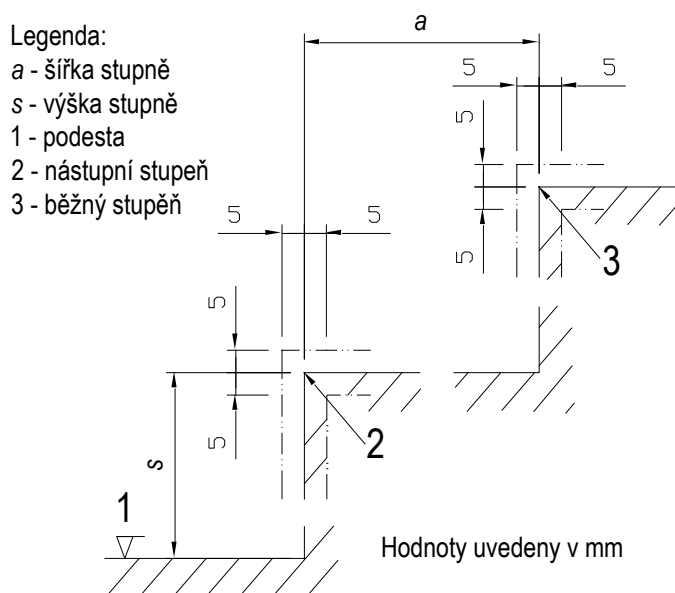
## 5. Požadavky na geometrickou přesnost schodišť v zahraničních normách

Na rozdíl o české soustavy norem a legislativy, zahraniční normy řeší geometrické parametry schodišťových stupňů s ohledem na to, že vždy existují určité výrobní odchylky, které je potřeba tolerovat. Jako příklad lze uvést požadavky stanovené v německých normách DIN a v britských normách BS.

### 5.1 Norma DIN 18065 Schodiště

Skutečná výška a šířka schodů se může lišit o  $\pm 5\text{mm}$  od projektovaných rozměrů, přičemž rozdíl výšek dvou po sobě následujících schodů může být maximálně  $5\text{mm}$  viz Obrázek 1.

V případě obytných budov s maximálně dvěma byty (rodinný dům) se může skutečná výška nástupního a výstupního stupně lišit maximálně o  $\pm 15\text{mm}$  od projektované hodnoty.



Obrázek 1 – Přípustné odchylky geometrické přesnosti schodišťových stupňů

## 5.2 Norma BS 5606 Přesnost pozemních staveb

Uvažované hodnoty geometrických odchylek pro schodišťové stupně jsou navrženy následovně:

- Výška jakéhokoliv schodu mezi podestami se může lišit o max.  $\pm 15\text{mm}$  od projektované hodnoty (platí pro monolitické i prefabrikované schodiště).
- Výška dvou po sobě následujících schodů se může lišit max. o  $\pm 6\text{mm}$  u monolitických schodišť a max. o  $\pm 4\text{mm}$  u prefabrikovaných schodišť.
- Šířka schodu se může lišit max. o  $\pm 4\text{mm}$  od projektované hodnoty (platí pro monolitické i prefabrikované schodiště).

## 6. Vyhodnocení stávajících požadavků

Z výše uvedených požadavků norem je patrné, že české technické normy geometrickou přesnost dokončených schodišť neřeší. Navíc dochází k rozporu mezi požadavky jednotlivých norem, kdy normy pro provádění stavebních konstrukcí připouští odchylky od geometrické přesnosti, ale norma ČSN 73 4130 pro schodiště nikoliv. Tento požadavek se potom dále kopíruje i do vyhlášky 268/2009 Sb. o technických požadavcích na výstavbu a dalších právních předpisů.

Pokud se podíváme do zahraničních norem, tak v mnoha případech je tato problematika řešena a jsou navrženy přípustné odchylky od geometrické přesnosti schodišťových stupňů.

Možnost geometrické nepřesnosti do 5mm jednotlivých schodišťových stupňů připouští i některá česká literatura týkající se schodišť.

## 7. Návrh postupu řešení

Z požadavků normy ČSN 73 4130 – Schodiště a šikmé rampy – Základní požadavky sice vyplývá, že výšky a šířky schodišťových stupňů v jednom rameni by měly dosahovat nulových odchylek, nicméně musíme přihlídnout také k požadavkům konstrukcí a materiálů, ze kterých se schodiště skládá.

Je potřeba si uvědomit, že monolitické a prefabrikované betonové konstrukce nelze provádět s absolutní přesností na 0mm, stejně tak jako keramické a teracové dlaždice mají své výrobní odchylky. Zároveň je potřeba myslet na to, že případné přípustné odchylky od geometrické

přesnosti musí být nastaveny tak, aby nebyla narušena bezpečnost a plynulost pohybu po schodišti.

Dle mého názoru lze připustit následující odchylky geometrické přesnosti dokončených schodišťových stupňů:

- Skutečná výška jakéhokoliv schodišťového stupně v jednom schodišťovém rameni se může lišit maximálně o  $\pm 5\text{mm}$  od projektované výšky. Přičemž výšky dvou po sobě následujících stupňů se nesmí lišit o více jak 5mm.
- Skutečná šířka jakéhokoliv schodišťového stupně v jednom schodišťovém rameni se může lišit maximálně o  $\pm 5\text{mm}$  od projektované šířky.

## 8. Závěr

Aby bylo možné u dokončeného schodiště dosáhnout těchto hodnot je potřeba přesně definovat požadavky na geometrickou přesnost nosných konstrukcí schodišť. Pokud totiž porovnáme požadavky prováděcích a výrobních norem s výše uvedeným návrhem, stále se zde vyskytuje téměř dvojnásobný rozdíl v požadavcích.

Prováděcí norma pro monolitické schodiště ČSN EN 13670 připouští odchylku až  $\pm 10\text{mm}$  pro rozměr 150mm a výrobní norma pro prefabrikované schodiště ČSN EN 14843 odchylku až  $+10/-5\text{mm}$  pro rozměr 150mm a když k těmto požadavkům připočteme ještě výrobní odchylky případných obkladových prvků, velmi snadno se stane, že se navržené požadavky dokončených schodišťových stupňů nebudou dodrženy.

Doporučuji proto provést následující:

- Po projektantovi a investorovi vždy vyžadovat, aby projektová dokumentace schodišť ve skladbě obsahovala vyrovnávací vrstvu mezi nosnou částí schodiště a obkladem v tloušťce minimálně 5mm.
- Před podpisem smlouvy o dílo s dodavatelem nosných konstrukcí schodišť stanovit přísnější požadavky na geometrickou přesnost schodišťových stupňů, než jaké doporučují normy ČSN EN 13670 a ČSN EN 14843.

V případě, že prefabrikované schodiště bude dodáno na stavbu včetně konečné povrchové úpravy, je potřeba s dodavatelem schodiště před podpisem smlouvy dohodnout takové výrobní tolerance, aby byly dodrženy navrhované hodnoty pro geometrickou přesnost dokončených schodišťových stupňů.

## Literatura

- [1] ČSN 73 4130 *Schodiště a šikmé rampy – Základní požadavky*. 2. vyd. Praha: ÚNMZ, duben 2010
- [2] DRÁBEK Pavel. *Schodiště*. 1. vyd. Praha: Grada, 1999. 109s. ISBN 80-7169-739-7
- [3] BS 5606:1990 *Guide to Accuracy in building*. ICS 91.200 Ed. 2, September 1990. British Standards Institution
- [4] ČSN 73 3451 *Obecná pravidla pro navrhování a provádění keramických obkladů*. 1. vyd. Praha: ČNI, prosinec 2005
- [5] ČSN EN 14411 *Keramické obkladové prvky – Definice, klasifikace, charakteristiky a označování*. 2. vyd. Praha: ČNI, srpen 2007
- [6] ČSN EN 13748-1 *Teracové dlaždice – Část 1: Teracové dlaždice pro vnitřní použití*. 2. vyd. Praha: ČNI, červenec 2005
- [7] ČSN 73 3450 *Obklady keramické a skleněné*. 1. vyd. Praha: ČNI, květen 1979.
- [8] ČSN 74 4505 *Podlahy – Společná ustanovení*. 5. vyd. Praha: ÚNMZ, květen 2012
- [9] Vyhláška 268/2009 Sb. o technických požadavcích na výstavbu
- [10] ČSN EN 13670 *Provádění betonových konstrukcí*. 1. vyd. Praha: UNMZ, červen 2010
- [11] ČSN EN 14843 *Betonové prefabrikáty – Schodiště*. 1. vyd. Praha: ČNI, leden 2008

## Kontakt

Ing. LINDA VESELÁ, tel: 00420 606 780 086, e-mail:  
linda.vesela@metrostav.cz, linda.vesela@fsv.cvut.cz, Útvar technologií  
a materiálů, Metrostav a.s., Koželužská 2246, 180 00 Praha 8 a Katedra  
technologie staveb, Fakulta stavební ČVUT v Praze, Thákurova 7/2077, 1

**STATICKÝ SYSTÉM BUDOV: NÁVRH,  
HODNOCENÍ, SKUTEČNÉ CHOVÁNÍ, ZKOUŠENÍ  
A MĚŘENÍ**

**STATIC SYSTEM OF BUILDINGS: DESIGN,  
EVALUATION, REAL BEHAVIOUR, TESTING  
AND MEASUREMENT**

**Miloš Zich, Zdeněk Bažant**

Ústav betonových a zděných konstrukcí,  
FAST VUT v Brně

***Anotace:***

*Článek shrnuje zkušenosti autorů s navrhováním konstrukcí pozemních staveb. Uvádí problémy v oblasti statického působení konstrukcí, které mají obvykle závažné následky a jen velmi těžko, nebo za vynaložení značných finančních nákladů, se napravují.*

***Annotation:***

*The article summarizes authors' experiences with the design of building structures. In the text are indicated problems of their static behavior that have serious consequences and which are often corrected with difficulty or at considerable financial costs only.*

***Klíčová slova:*** Budovy, statický systém, poruchy, beton, ocel, zdivo, zkoušení a měření

***Keywords:*** Buildings, static system, failures, concrete, steel, masonry, testing and measurement

## 1. Úvod

V poslední době je možné se při posudkové činnosti setkat s konstrukcemi, u nichž není možné jednoznačně stanovit statické schéma a jejichž statické chování je z těchto důvodů značně problematické. Pokud se vůbec podařilo projektantům takovou konstrukci navrhnout, pak se během svého užívání nemusí chovat tak, jak bylo očekáváno. Obvykle je to způsobeno návrhem staveb se zvláštním vnějším a vnitřním výrazem. Nejasné a nespolehlivé chování stavby, spojené s problematickým převáděním zatížení shora až dolů do podzákladí, případně s její malou odolností na vodorovná zatížení, vyvolává po realizaci nadměrné a nebezpečné deformace, spojené se vznikem trhlin a nefunkčností či špatnou funkcí instalovaných výrobků a zařízení.

Lze však konstatovat, že právě dodržení statických principů při projektování vyvolává pocit klidu, spolehlivosti a ve své podstatě i architektonické krásy. Samozřejmě, některé obecné názory na způsob statického projektování a také posuzování staveb nemusí vyvolat všeobecný souhlas, ba právě naopak, je možné očekávat i opačnou odezvu. Na v následujícím textu uvedená doporučení není možné se dívat jako na absolutně vyčerpávající či dokonce jedině možná. Nicméně, jakýkoliv názor staticků či zkušebních odborníků je možné chápat jako příspěvek k vytvoření názoru na způsob statického navrhování a posuzování stavebních konstrukcí.

## 2. Postup hodnocení projektů

Z hlediska statiky a zkoumání existujících staveb lze základní postup při jejich hodnocení shrnout do bodů posuzujících:

- navrženou koncepci statického řešení budovy,
- použití vhodných materiálů,
- návrh založení ve vztahu ke skladbě podzákladí,
- vhodnost použitých výpočtových modelů,
- vhodnost navržených detailů,
- soulad projektu a vlastní stavby s normovými předpisy,
- kompletnost dokumentace,
- způsob a reálnost provádění stavby,
- finanční náročnost realizace.

Postup lze použít pro hodnocení staveb nových, či stávajících staveb, u nichž se projeví statické poruchy [1], [4].

### **2.1. Návrh koncepce statického systému budovy**

Při navrhování nosných konstrukcí si je třeba uvědomit, že statická funkce je nejzákladnější funkcí všech staveb. Teprve když je konstrukce staticky korektní, ověřuje se správnost všech ostatních funkcí (architektonické, estetické, dispoziční, tepelně a zvukově izolační, dopravní, protipožární a jiných).

Problémy v oblasti statického působení konstrukcí mají obvykle závažné následky a jen velmi těžko, nebo za vynaložení značných finančních nákladů, se napravují. Včasné a nezávislé ověření projektu stavby či stavby vlastní může upozornit na hrozící problémy a případně může zabránit budoucímu kolapsu stavby, spojenému se ztrátou života a zdraví občanů, případně může zamezit velkým ekonomickým ztrátám.

Vnější a vnitřní vzhled budovy jsou vždy záležitostmi architektonického návrhu. Mimo vnější a vnitřní krásu a vhodné dispoziční uspořádání stavby je nezbytné nosné konstrukce objektu uspořádat tak, aby byl až do konce své životnosti, či do doby změny provozu, byly staticky spolehlivé. Mimo to, je rozumné zvážit náklady na stavbu – většinu vzhledových úprav stavby lze statickými prostředky zajistit, ovšem její cena pak výrazně vzroste.

K základnímu návrhu stavby lze říci:

- Pozemní stavby jsou stavbami obytnými, občanského vybavení, průmyslovými nebo zemědělskými, tj. určenými k bydlení nebo pro potřeby veřejnosti – jejich návrh by měl být tomuto účelu přizpůsoben. Koncepce stavby (exteriér, interiér) může být ovlivněna nejen subjektivním pohledem projektanta na estetiku stavby, ale i uživatele na zajištění jejího provozu. Důležitý je dojem lidí, kteří stavbu používají nebo jen kolem ní chodí. Každý z nich na stavbu může mít a obvykle také má jiný názor.
- Vzhled a dispozice stavby se dají vždy vhodně změnit tak, aby statické schéma konstrukce bylo jednoznačné.
- Mimo vnějšího vzhledu a zvláštního vnitřního uspořádání stavby musí také její konstrukce jasně přenášet do podzákladí stavby jak hmotnost jejich částí, tak i proměnné zatížení.
- Komplikované uspořádání konstrukce stavby ji může během času nevhodně ovlivnit – objekt se může deformovat či porušit. Za tyto nežádoucí projevy nese vždy odpovědnost projektant statiky.



- Každý objekt by měl být navržen tak, aby ho bylo možné v případě potřeby v budoucnosti použít i k jiným účelům – může se stát, že za několik let nebude stavba s určitým vybavením vůbec zapotřebí a bude třeba ji rekonstruovat.
- Technologie výroby, způsob administrativy, bydlení, školství atp. se vyvíjejí rychleji, než je životnost stavby.
- Závady v provádění a funkci instalací nebývají staticky nebezpečné, postačí obvykle oprava nebo úprava problematického zařízení.
- Musí se dbát na zajištění požární odolnosti stavby (stanovení požárních úseků, návrh dostatku únikových cest apod.).

## **2.2. Použití vhodných materiálů**

Důležité je posoudit vhodnost stavebních materiálů a technologií výstavby:

- Nakolik je vhodné použití železobetonu, předpjatého betonu, oceli, zdiva a dřeva či jiných materiálů?
- Lze upravit monolitickou konstrukci na konstrukci montovanou z dílců? Kladné rozhodnutí se může týkat celé konstrukce nebo jejich částí.
- Při použití vysokopevnostních betonů návrh složení a konzistence směsi, předpokládaná rychlost tuhnutí betonu apod. mají být předem konzultovány s odborníkem na technologii výroby a ukládání betonu.
- Byly při stavbě použity projektem navržené materiály?
- Byly dodrženy technologické postupy výroby (hutnění betonu, technologie zdění, technologie předpínání atp.)?

## **2.3. Nezbytnost ověření skladby podzákladí**

Vždy se má ověřit vhodnost navržených základových konstrukcí (plošných, hlubinných) a jejich schopnost bezpečně přenést zatížení do základové půdy tak, aby zpětné ovlivnění horní stavby bylo co nejmenší. Zjišťuje se, zda měl projektant dostatek podkladů pro jejich návrh. Přitom je zvláštní, že i poměrně rozsáhlé objekty se často navrhují a provádějí bez geologického posudku nebo jen za pomoci posudku neúplného:

- Započít projektování bez znalosti skladby podzákladí je velmi riskantní.
- Každému projektu musí předcházet kvalitní inženýrskogeologický průzkum staveniště.



- Statik i další projektanti by měli při návrhu stavby aktivně spolupracovat s inženýrským geologem.
- Je třeba prošetřit, zda terén na staveništi je stabilní – např. je nutné ověřit stabilitu svahu.

#### 2.4. Vhodnost použitých výpočtových modelů

Měla by se ověřit výstižnost použitých výpočtových modelů pro danou budovu. V dnešní době existuje řada sofistikovaných výpočtových programů, umožňující řešit rozsáhlé prostorové konstrukce, s interakcí s okolím, s využitím geometrických a fyzikálních nelinearit včetně dynamické analýzy, vlivu seizmicity apod.

To ale neznamená, že jejich použití je bez problémů. Spíše tomu může být naopak. V rukou nezkušeného inženýra může být takový program velmi nebezpečný. Výpočet lze provést mnoha způsoby. Jde o to, zdali jsou předpoklady tohoto výpočtu reálné a zadání do vlastního programu je provedeno správně. To se obvykle z doložených výstupů statického výpočtu jen velmi těžko pozná, neboť řada statických výpočtů je jen velmi obtížně kontrolovatelná.

Proto se při kontrole projektu velmi dbá na ověření chování na základě elementárních metod, založených na principech stavební mechaniky a pružnosti – tedy důsledně bez použití výpočetní techniky. Nelze pominout i znalosti našich předků, kteří po staletí navrhovali rozsáhlé stavby bez použití výpočetní techniky.

Výpočetní technika nám umožňuje navrhovat konstrukce relativně snadno, je však třeba na ni pohlížet jako na výborný prostředek návrhu, který je ale nutné korigovat inženýrským přístupem. Není-li odpovídající shoda, přistupuje se k provedení nezávislých komplexních statických výpočtů - jinak totiž nelze statický výpočet zkontrolovat.

Statický výpočet má být přehledný (opatřený obsahem), kontrolovatelný a též musí obsahovat statická schemata jednotlivých konstrukcí.

Rozsáhlejší výstupy z počítače mají být obsahem příloh, ve vlastním výpočtu se z nich uvedou pouze výsledky.

#### 2.5. Vhodnost navržených detailů

Správnost statických výpočtů není nic platná, pokud nejsou korektně navrženy všechny detaily, jako např. uložení jednotlivých prvků, jejich styků, kotevní délky a styky výztuže, zajištění roznosu zatížení pod kotevní oblastí předpínací výztuže, vyztužení okolo otvorů apod.

Kontrola detailů je třeba věnovat stejnou pozornost, jako kontrole globální statiky.

## **2.6. Soulad projektu s normovými předpisy**

Ověřuje se, zda byl projekt vytvořen v souladu s platnými normativními předpisy. Přípuštění jiných norem (zahraničních, norem již neplatných apod.) je možné jen po dohodě s investorem. Je třeba ale pamatovat i na právní důsledky z toho vyplývající. Směšovat různé nekompatibilní normy a podklady není obecně vhodné.

Neexistují-li pro danou problematiku (např. pro materiál) normové předpisy je třeba, aby návrh vycházel z obecných principů stavební mechaniky a pružnosti. Pro návrh je poté nezbytné předepsat vhodné experimentální zkoušky, ověřující správnost řešení.

Kvalitě projektů také neprospívá častá změna projektanta v průběhu různých stupňů projekčních prací. Dokumentaci pro stavební povolení provádí někdo jiný než dokumentaci realizační, často z důvodu výběrových řízení a požadavku na maximální snížení ceny projektu. Další stupeň projektu tak vypracovává někdo jiný, který nemá často základní představu o náročnosti konstrukce. Podcení cenu projektu a výsledkem jsou změny v koncepci stavby a často i méně kvalitní návrh celé stavby.

Nešvarem je u nás též provádění dílenské dokumentace, případně montážní dokumentace bez řádného odsouhlasení zodpovědným projektantem realizační dokumentace.

## **2.7. Reálnost provedení stavby**

Projekt by měl být realizovatelný. U konstrukcí pozemních staveb se jedná např. o vhodnost zajištění stavební jámy, zajištění statiky sousedních objektů, při použití prefabrikovaných dílů možnost jejich transportu a zvedání, bezpečnost manipulace s dílci apod. Ověří se možnost ukládání výztuže a řádného probetonování jednotlivých prvků. U komplikovaných detailů se má provést vhodný zkušební model armování a betonáže.

## **2.8 Kompletnost dokumentace**

Ověřuje se kompletnost projektové dokumentace, tj. zda obsahuje všechny náležitosti, předepsané v lit. [3] (technickou a průvodní zprávu, výkresovou dokumentaci, statický výpočet apod.). Všechny přílohy musí být srozumitelné, jasně popisující všechny části konstrukce budovy.

## 2.9. Finanční náročnost realizace

K financování stavby lze říci:

- Každý objekt by měl být navržen tak, aby jeho cena ve srovnání s vnějším výrazem a užitnou hodnotou byla přijatelná a odpovídala i významu stavby.
- Náklady na složitě navrženou stavbu bývají obvykle mimořádně vysoké a za její cenu by bylo možné postavit několik méně staticky náročných konstrukcí. Je třeba mít na zřeteli, že zejména u staveb hrazených z veřejných prostředků by náklady měly být udrženy v rozumné výši (občané nemilují plýtvání penězi).
- Stavba musí být uspořádána ze statického hlediska rozumně. Je vhodné omezit zvláštní tvary konstrukcí, které se sice dají staticky zvládnout, nicméně statický návrh nadměrně znesnadňují a zdražují.
- U významných a inovativních konstrukcí je třeba pamatovat s finančními prostředky i na ověření dlouhodobého chování konstrukcí vhodným měřením. Často je to jediný způsob jak prokázat kvalitu návrhu, případně způsob jak odhalit poruchy. Měření je třeba provádět již od počátku výstavby, jen tak lze dosáhnout kvalitních výsledků, viz [5], [6].

## 3. Ke statickému návrhu stavby

Stavby se nemusí navrhovat unifikovaně, bez originálního tvaru a výrazu. Nicméně statika konstrukcí je obor, který vychází se zásad matematiky a fyziky; z toho plyne její požadavek na určitý jasně definovaný řád. Ten vychází z průběhů vnitřních sil, které má konstrukce přenášet. Je úkolem statika, ve spolupráci s ostatními projektanty, tento řád zajistit.

Konstrukce musí spolehlivě a staticky jasně přenášet do podzákladí stavby jak hmotnost konstrukcí, tak i proměnné zatížení. Komplikované uspořádání může stavbu během užívání nevhodně ovlivnit – dochází například k různým deformacím, nebo se objevují i další poruchy:

- Návrh konstrukce se zpracovává obvykle v několika variantách, z nichž se vybere varianta nejvíce vyhovující. Do rozhodovacího procesu je užitečné zapojit všechny potřebné odborníky (např. pro stavební část, pro konstrukce monolitické, montované, nepředpjaté, předpjaté, pro různé odborné profese atd.).
- Nejdůležitější je určení vnějších tvarů a rozměrů jednotlivých prvků konstrukce. Stanoví se v předběžném návrhu a nemají být během



dalších projektových prací měněny (změny lze připustit pouze ve výjimečných případech).

- Tvary konstrukcí by měly být uvažovány rozumně. Navrhovat by se měly pokud možno jednoduché tvary průřezů, z dobře se vybedňujících rovinných nebo přímkových povrchů. Pak se i snadno do bednění ukládá výztuž.
- Mezní hodnoty průhybu se mají stanovit s přihlédnutím k povaze konstrukce, nemají překročit hodnoty, kterým mohou být vystaveny jiné prvky napojené na konstrukci, jako jsou výplňové zdivo, příčky, zasklení, obklady, technická zařízení budov nebo povrchové úpravy. V některých případech lze požadovat omezení deformací pro zajištění správné funkce strojního zařízení nebo přístrojů.
- Hlavní nosný systém by měl být (pokud je to možné) ve všech podlažích stejný.
- Pevnostní třídy materiálů by měly být pro ucelené části konstrukce stejné (např. pro základy, sloupy, jednotlivá podlaží apod.). Velká četnost různých pevnostních tříd materiálů může vyvolat problémy.
- Objekt je třeba vhodně dilatovat. Dilatování se provádí ve vztahu k délce objektu a jeho výškovému uspořádání (např. různě vysoké části stavby se obvykle oddělují dilatováním). Dilatační spára má probíhat shora dolů celým objektem. Pokud se zajistí vhodná úprava základů (např. s vynecháním mezery pro umožnění smršťování a s následným jejím dobetonováním), není třeba základy dilatovat. Rozhodnutí o termínu dobetonování je třeba pečlivě rozvážit.
- Použití vloženého pole místo dilatace bývá často zdrojem problémů a nelze ho jednoznačně doporučit (nejdou – li styky dilatačních celků s vloženým polem provedeny dostatečně účinně, nebývá funkce vloženého pole spolehlivá).
- Pokud není použití dilatace žádoucí, je třeba stavbu řešit na účinky smršťování a dotvarování – ty bývají značné.
- U nově stavěných objektů v proluce se musí pečlivě zvážit zásahy pod vedlejší objekty (např. zemními kotvami, mikropilotami apod.). Pokud tato opatření jsou nezbytná, ošetří se právně.
- Rozpěry základové jámy by měly umožnit výstavbu základů. Nejde-li to zajistit, pak se navrhne trysková injektáž, pažení nebo jiné opatření.
- U stávajících objektů nahrazovaných novou stavbou musí být jednoznačně zjištěno, nejsou – li původní štitové stěny společné, nebo nejsou – li objekty vzájemně provázány. Zjištěné okolnosti musí být

respektovány v návrhu nové stavby – výstavba objektu nesmí ohrozit vedle ležící stavby [2].

- Zajištění sousedních staveb musí být součástí statického projektu novostavby nebo rekonstrukce.
- Problémem statického návrhu stavby jsou všechny profese, vyžadující provádění rozsáhlých prostupů a otvorů. (vzduchotechnika, voda, plyn, výtahy apod.).
- Požadavky specialistů by se měly omezit na rozumnou míru a měly být vyjasněny co možná brzy tak, aby se ke konci projektování nedostával statik (a případně další profese) do úzkých. Vývoj projektové dokumentace musí být vždy prováděn za účasti všech profesí, zejména projektantů statiky, instalací apod.
- Je třeba se vyvarovat nakupení otvorů v nevhodných místech (např. v okolí podpor).
- Pokud se nový objekt nachází poblíž existujících staveb, je účelné zajistit předem jejich stavebně-statický pasport. Tímto opatřením je možné se vyvarovat pozdějších stížností na poškození sousedních staveb novou výstavbou.

#### 4. Závěr

Uvedený článek předkládá některé zkušenosti s prováděním kontroly projektů a z analýz příčin poruch řady objektů. Na uvedená doporučení a poznámky není možné se dívat jako na absolutně platné, vyčerpávající či dokonce jediné možné.

Každý projektant si vytváří vlastní hierarchii sestavy projektové dokumentace, která odráží jeho individuální pohled na statickou funkci stavby. Nicméně závěrem lze poznamenat:

- Většina staticky závažných poruch vyplývá z neznalostí elementárních základů statiky stavebních konstrukcí.
- Většině uvedeným problémům staveb se dá zabránit provedením včasné nezávislé kontroly projektů.
- Provedení nezávislé kontroly projektů statiky lze doporučit v podstatě u každé stavby.
- Je vždy lépe opravit projekt, než nákladně rekonstruovat již postavenou stavbu. Na nezávislou kontrolu by měly být vždy vyčleněny finanční prostředky.
- Kontrola je v zájmu všech účastníků projektu, projektantovi potvrzuje správnost řešení, dodavateli dává předpoklad úspěšného provedení stavby a investorovi ochranu jeho investic.

- Neexistuje u nás předpis, který by nutil provádět nezávislé analýzy projektů konstrukcí. Je to jen na úvaze investora a jeho důvěry v projektanta. Zkušenosti ukazují, že to ušetří nejen značné náklady na opravy, ale mnohdy se může předejít i velkým haváriím.

## Poděkování

Příspěvek byl zpracován za podpory výzkumného záměru MSM 0021630519 „Progresivní spolehlivé a trvanlivé nosné stavební konstrukce“ a specifického výzkumu FAST-J-14-2386 Průhyby železobetonových desek.

## Literatura

- [1] ZICH, M., BAŽANT, Z.: Hodnocení staveb z hlediska statiky. Stavitel 06-07/2011, str. 22-23, ISSN 1210-4825.
- [2] BAŽANT, Z., KLUSÁČEK, L.: Statika při rekonstrukcích objektů. 5. Vydání, CERM Brno 08/2010, ISBN 978-80-7204-692-8.
- [3] Zákon č. 183/2006Sb., o územním plánování a stavebním řádu, [www.sta.sagit.cz](http://www.sta.sagit.cz), k 01.11.2012, a dále vyhláška č.499/2006 Sb. o dokumentaci staveb.
- [4] ZICH, M., BAŽANT, Z.: Dobré statické schéma konstrukce – základ spolehlivosti stavby. 14. mezinárodní konference WTA CZ, Brno 11/2012. Sborník odborných příspěvků a abstraktů, str. 201-207, ISBN 978-82-02-02414-9
- [5] ZICH, M.: Koncepce dlouhodobého sledování mostů na dálnici D47, Beton TKS 4/2011, str. 80-86, ISSN 1213-3116.
- [6] ZICH, M.: Projekty sledování jejich realizace a analýza dlouhodobého chování betonových konstrukcí, habilitační práce, VUT FAST Brno, 2011.

## Kontakt

Doc. Ing. MILOŠ ZICH, Ph.D., tel: 00420 541 147 860, e-mail: [zich.m@fce.vutbr.cz](mailto:zich.m@fce.vutbr.cz), Ústav betonových a zděných konstrukcí VUT FAST v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno  
Doc. Ing. ZDENĚK BAŽANT, CSc., tel: 00420 541 147 862, e-mail: [bazant.z@fce.vutbr.cz](mailto:bazant.z@fce.vutbr.cz), Ústav betonových a zděných konstrukcí VUT FAST v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno

## ZATĚŽOVACÍ ZKOUŠKA PROTOTYPU PREFABRIKOVANÉHO SPŘAŽENÉHO ŽELEZNIČNÍHO MOSTU

### LOADING TEST OF PRECASTED COMPOSITE RAILWAY BRIDGE SPECIMENT

**Vojtěch Zvěřina, Pavel Simon, Libor Hrdlička**

Vladimír Fišer

***Anotace:***

*V článku je popsán postup provádění a vyhodnocování zatěžovací zkoušky vyvíjeného prefabrikovaného železničního mostu. Most je řešen jako železobetonový se spřaženými ocelovými nosníky. V rámci vývoje, byl vyroben prototyp délky 6,0m, na kterém byla provedena zatěžovací zkouška pro ověření teoretických předpokladů potřebných pro návrhy těchto konstrukcí.*

***Annotation:***

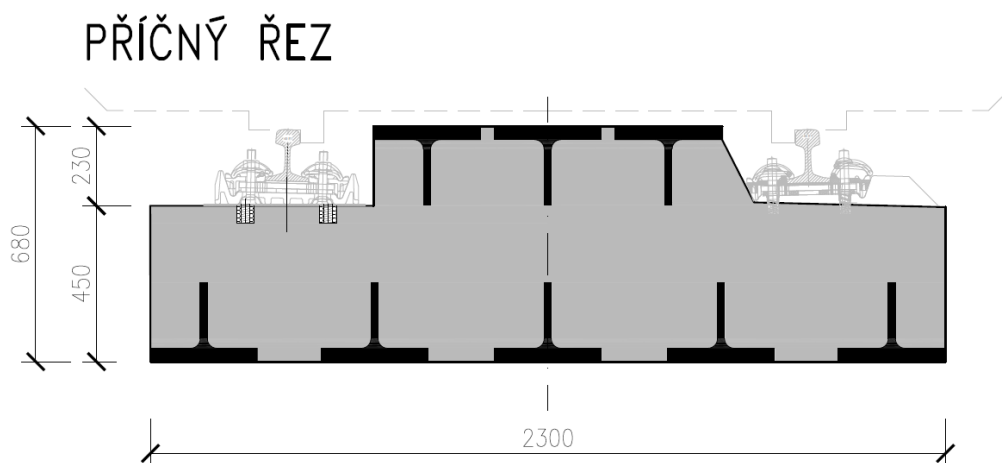
*Article describes a loading test of developed railway bridge specimen. Bridge is proposed as reinforced with composed steel beams. Within of development has been made a prototype of length 6,0m, which was under loading test in order of checking of theoretic preconditions, necessary for designs of these constructions*

***Klíčová slova:*** Text max. 2 řádky (Písmo: Tahoma, 12 b., Kurzíva, Zarovnat do bloku, Řádkování: jednoduché) *Zatěžovací zkouška, spřažený, ocelobetonový, tenzometrie*

***Keywords:*** *Loading test, composite, steel-concrete, strain gages*

## 1. Popis zkoušeného mostu

V rámci vývoje železničního mostu s nízkou stavební výškou bylo jedním z cílů provedení zatěžovací zkoušky prototypu mostu o délce 6,0m. Příčný řez mostu byl navržen ve tvaru obráceného T. Most je železobetonový, při obou površích je vyztužen spřaženými ocelovými nosníky tvaru T. Při horním povrchu jsou osazeny 3 nosníky ve středové části, při dolním povrchu pak rovnoměrně 5 nosníků. Kolejnice s přímým upevněním jsou upevněny na konzolách, jejichž tvar je odlišný, z důvodu použití různých druhů kolejnicových upevňovadel.



Obrázek 1 - Příčný řez zkoumané konstrukce

## 2. Zatěžovací zkouška

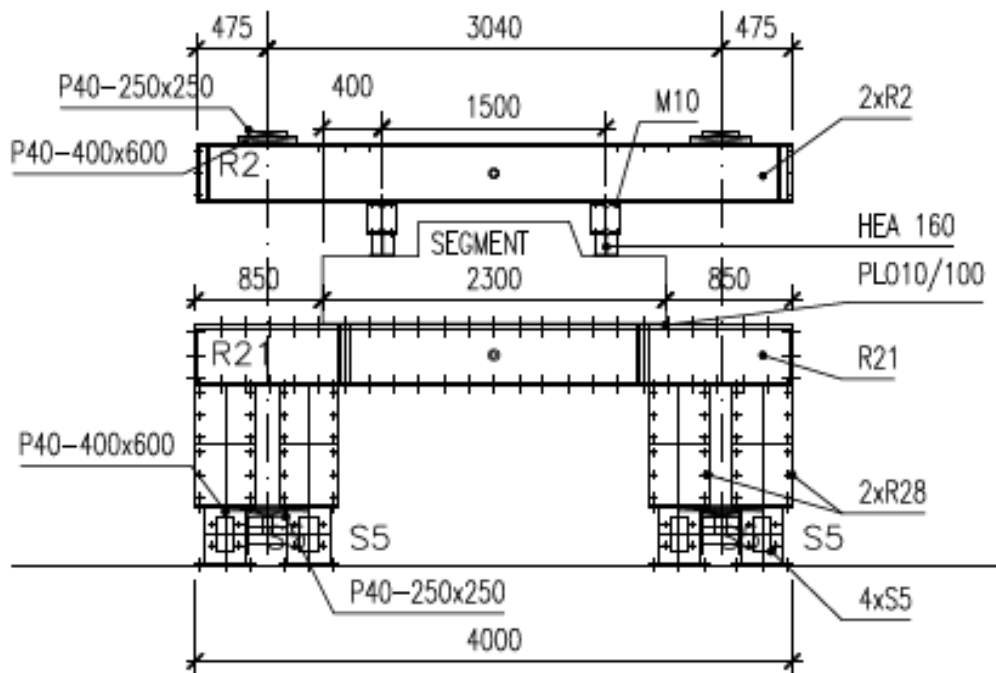
### 2.1. Testovací stolice

Jednalo se o zkušební těleso, tedy nikoliv most osazený v trati na spodní stavbě v definitivní poloze. Prototyp byl tedy osazen na zatěžovací stolici (viz. obr. 2) sestavenou z masivních ocelových profilů. Ta musela přenést při rozumných hodnotách deformace nejen vlastní hmotnost zkoušeného mostu, ale i simulované zatížení, které při maximálním využití kapacity lisů představovalo sílu 6x700kN.



Zatížení bylo vyvozeno třemi páry dutých hydraulických lisů. Síly z lisů byly aktivovány pomocí předpínacích tyčí do ocelové převázky (**R2**). Tato převážka byla osazena na roznášecích nosnících (**M10**).

Aby bylo simulováno reálné přenášení zatížení z kolejových vozidel přes kolejnice do konstrukce, byly podporové nosníky (**M10**) uloženy na válcované nosníky **HEA160**, které mají podobnou tuhost jako kolejnice S49, které jsou uvažované pro tento typ mostu. **HEA160** je na most položena na podložkách ve vzdálenostech 600mm, což představuje vzdálenost kolejnicových upevňovadel. Tímto konstrukčním řešením bylo simulováno reálné zatížení sledovaného mostu jak podle normových předpisů, tak i podle reality.



Obrázek 2 – Schéma zatěžovací stolice

Testovaný prototyp byl uložen na příčník R21 přes plochu ocel, aby bylo přesně určeno rozpětí mostu. Hlavní nosníky podpěrné konstrukce pak byly založeny na rovnanině ze silničních panelů.



*Obrázek 3 – zatěžovací zkouška*

## **2.2. Postup zatěžování**

Vlastní zatížení bylo vyvozováno hydraulickými lisami. Zapojení lisů bylo synchronní vcelku (pro symetrické zatížení) anebo synchronní po řadách (pro excentrické zatížení). Důvodem synchronního zapojení lisů byl požadavek, aby síly vyvozované jednotlivými lisami byly stejné bez ohledu na deformaci konstrukce.

Zatěžovací zkouška probíhala pak po jednotlivých krocích tak, aby vyvozené zatížení odpovídalo normovým předpisům [1].

- Krok 1: kombinace pro únavu - symetrické
- Krok 2: charakteristické zatížení - symetrické
- Krok 3: výpočtové zatížení - symetrické
- Krok 4: kombinace pro únavu - excentrické
- Krok 5: charakteristické zatížení - excentrické
- Krok 6: výpočtové zatížení – excentrické
- Krok 7: maximální tlak lisů – symetrické
- Krok 8: maximální tlak lisů - excentrické

Časový program zkoušky respektoval [2]

### 3. Sledování konstrukce

Cílem zatěžovací zkoušky bylo ověření statických předpokladů chování vyvíjené konstrukce z hlediska napjatosti, deformace a funkčnosti detailů. Pro sledování napjatosti konstrukce při zatěžovací zkoušce bylo osazeno celkem 19 tenzometrů nalepených na betonářské výztuži, 8 tenzometrů nalepených na ocelových nosnících, 4 tenzometry osazené volně v betonu a 2 tenzometry nalepené na povrchu betonu. Pro sledování deformací byly osazeny 3 potenciometrické snímače dráhy a 2 indukční snímače dráhy. Celkem bylo tedy zapojeno 38 snímačů různých veličin, které byly zapojeny do 2 ústředí. Během vlastní zkoušky byly dále sledovány kontrolní veličiny jako kontrola průhybu nivelačním přístrojem, měření teploty konstrukce a vzduchu, kontrola vzniku trhlin a rozvoj jejich šířky.



*Obrázek 4 – vybavení tenzometrů v konstrukci, zajištění vývodů při betonáži*



*Obrázek 5 – Sledování otevření trhliny na konzole indukčním úchylkoměrem*



*Obrázek 6 – Měření průhybu potenciometrickým snímačem*

## 4. Závěr

Podářilo se navrhnout a zrealizovat poměrně náročnou zatěžovací zkoušku prototypu mostu neobvyklé konstrukce. Bylo nutné navrhnout a sestavit stabilní masivní testovací stolicí pro velké zatížení. Dalším úkolem bylo sledovat potřebné hodnoty napětí a deformací v jednotlivých místech konstrukce, aby byl potvrzen výpočetní model a návrhový postup. Při zatěžovacích krocích podle normových hodnot vykazovala konstrukce spíše příznivější hodnoty, než byly předpokládány ve statickém výpočtu. Následně byl proveden zatěžovací test na mezi kapacity zatěžovacích lisů, což představovalo přibližně 2,5 násobek normových hodnot. Při tomto zatížení došlo již ke značnému rozvoji trhlin, což potvrzuje reálný návrh konstrukce. Výsledky měření všech hodnot byly zpracovány a byly použity pro úpravu výpočetních postupů pro statické výpočty těchto konstrukcí.

## Poděkování

Článek byl vypracován za podpory projektu TAČR ALFA II, TA02030380

## Literatura

- [1] ČSN EN 1991-2 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 2: zatížení mostů dopravou
- [2] 73 6209 Zatěžovací zkoušky mostů.

## Kontakt

Ing. VOJTĚCH ZVĚŘINA, tel: 00420 734 898 574, e-mail: vojtech.zverina@fiserv.cz, Vladimír Fišer, Mlýnská 68, 602 00 Brno.  
Ing. PAVEL SIMON, tel: 00420 728 812 245, e-mail: pavel.simon@fiserv.cz, Vladimír Fišer, Mlýnská 68, 602 00 Brno.  
Ing. LIBOR HRDLIČKA, tel: 00420 607 059 033, e-mail: libor.hrdlicka@fiserv.cz, Vladimír Fišer, Mlýnská 68, 602 00 Brno.



KONFERENCE  
ZKOUŠENÍ A JAKOST  
VE STAVEBNICTVÍ

---

7. – 8. 10. 2014

Ústav stavebního zkušebnictví, Fakulta stavební, VUT v Brně

---

**Poznámky:**

**Poznámky:**



7. – 8. 10. 2014

Ústav stavebního zkušebnictví, Fakulta stavební, VUT v Brně

---

**Poznámky:**

**Poznámky:**

7. – 8. 10. 2014

Ústav stavebního zkušebnictví, Fakulta stavební, VUT v Brně

---

**Poznámky:**

**Poznámky:**

7. – 8. 10. 2014

Ústav stavebního zkušebnictví, Fakulta stavební, VUT v Brně

---

**Poznámky:**

**Poznámky:**

7. – 8. 10. 2014

Ústav stavebního zkušebnictví, Fakulta stavební, VUT v Brně

---

**Poznámky:**

**Poznámky:**



7. – 8. 10. 2014

Ústav stavebního zkušebnictví, Fakulta stavební, VUT v Brně

---

**Poznámky:**

**Poznámky:**

7. – 8. 10. 2014

Ústav stavebního zkušebnictví, Fakulta stavební, VUT v Brně

---

Vysoké učení technické v Brně



Sborník recenzovaných příspěvků konference  
ZKOUŠENÍ A JAKOST VE STAVEBNICTVÍ 2014  
[www.zkouseniajakost.cz](http://www.zkouseniajakost.cz)

7. - 8. 10. 2014, Fakulta stavební VUT v Brně

Editor:  
Ing. Věra Heřmánková, Ph.D.  
Náklad: 90 ks

Rok vydání: 2014

Kontaktní adresa:  
VUT v Brně, Fakulta stavební  
Ústav stavebního zkušebnictví  
Veveří 95, 602 00 Brno

ISBN 978-80-214-5032-5