

STAVEBNÍ OBZOR

ROČNÍK 20 ČÍSLO 1/2011

Navigace v dokumentu

OBSAH

Kuklík, P. – Brouček, M. – Kopáčková, M. Dvouparametrický model podloží, teorie, standardy a volně dostupný software	2
Výborný, J. – Jerman, M. – Černý, R. Tepelné a vlhkostní transportní charakteristiky nových pórobetonových výrobků	7
Pavlík, Z. – Pavlíková, M. – Fiala, L. – Benešová, H. – Mihulka, J. – Černý, R. Vliv vysokopecní granulované strusky na odolnost vysokohodnotného betonu proti pronikání a akumulaci chloridů	12
Králík, M. Boční přelivy a extrémní povodně	17
Bareš, V. – Stránský, D. – Sýkora, P. Stanovení balastních vod ve stokových systémech pomocí absorpční spektrometrie	21
Jilemnická, L. Nové strategie řešení revitalizace pražských brownfields	27

STAVEBNÍ OBZOR

ROČNÍK 20

ČÍSLO 1/2011

Vážené čtenářky, vážení čtenáři,



váš a náš časopis, který je v katalogu krajských knihoven označován jako odborný měsíčník pro stavební inženýrství, pedagogy stavebních oborů a vědecké a výzkumné pracovníky, vstupuje do třetí dekády své existence.

Již dvacet let vychází Stavební obzor 10x ročně, což představuje celkem 200 vydaných čísel obsahujících odborné poznatky v 1 265 článcích, z nichž 90 je od zahraničních autorů. Časopis pokrývá celou škálu oblastí stavebního inženýrství a souvisejících oborů: od betonových, ocelových a zděných konstrukcí a mostů, ekonomiky a řízení stavebnictví, fyziky, matematiky, geodézie a pozemkových úprav, geotechniky, hydrauliky a hydrologie, hydromeliorací a životního prostředí, hydrotechniky, inženýrské informatiky, konstrukcí pozemních staveb, silničních a železničních staveb, software, stavebních hmot, stavební mechaniky, technických zařízení budov, technologie staveb až po zdravotní inženýrství a inovační technologie a materiály.

Časopis překonal dětské nemoci, problémy puberty a dospívání a vchází do dospělého věku, kdy by si měl počínat samostatně a sebevědomě. Bohužel se nyní nacházíme v nelehké době, kdy úsporná opatření ohrozila existenci nejen odborných časopisů a kdy časopis pocítuje všechny důsledky toho, že ani vydavatelé časopisu nemají finančních prostředků nazbyt.

Je proto pozitivní, že všichni současní vydavatelé: Fakulta stavební Českého vysokého učení technického v Praze společně s Fakultou stavební VUT v Brně, Českou komorou autorizovaných inženýrů a techniků činných ve výstavbě a Fakultou stavební VŠB – TU Ostrava oceňují význam a dlouhodobé přínosy časopisu a vyjádřili společnou vůli udržet budoucí existenci časopisu a snad i rozvoj, zlepši-li se finanční situace. Ve stavebních oborech totiž představuje toto periodikum stabilní fórum pro zveřejňování výsledků výzkumu, vývoje a inovací, a i když nepřitahuje pozornost nápadným zevnějškem, patří mezi recenzované odborné časopisy, které dávají prostor publikujícím autorům a jejich pracovištím, což se projeví v hodnocení výsledků vědecké a výzkumné činnosti.

Stavební obzor vznikl v roce 1992 po zániku odborných stavebních časopisů podporovaných státní administrativou, kdy citelně chybělo odborné periodikum pokrývající mnohostrannou tematiku stavebnictví. Hlavní úlohou časopisu bylo a stále je publikovat lektorované původní práce vycházející z vlastního výzkumu, vývoje či bádání, případně popisující unikátní konstrukční řešení, technologické postupy nebo realizované stavby. Svým názvem časopis navázal na tradici původního českého technického časopisu Technický obzor, který vycházel od roku 1938 do roku 1950. Dnes tedy můžeme říci, že Stavební obzor, alespoň v počtu ročníků, svého předchůdce již překonal.

Časopis řídí redakční rada složená z odborníků nominovaných spoluvydavateli. Všechny příspěvky jsou pečlivě lektorovány (lektori mohou být podle svého přání známi nebo utajeni) a uveřejněny jsou jen po všeobecném souhlasu redakční rady s obsahem i formou. Redakční rada přitom za obsah článků samozřejmě nenese odbornou ani jinou formu odpovědnosti.

Čtenáři v časopisu nacházejí širokou nabídku nových informací ze všech výše uvedených oblastí stavebního inženýrství a souvisejících oborů. Pravidelné rubriky informují o obhájených vědeckých pracích na všech stavebních fakultách v ČR, uveřejňují recenze domácích a zahraničních publikací týkajících se stavebnictví, avizují odborné konference a semináře, představují vítěze a vítězné práce v soutěžích atd.

Přes portály ČVUT a Fakulty stavební ČVUT má časopis přístupnou svou webovou stránku, na níž jsou k dispozici anotace jednotlivých článků, rejstřík článků podle oborů, pokyny pro autory, údaje o předplatném, inzerci atd.

Vydavatele časopisu nejvíce trápí menší zájem čtenářů. Redakční rada se mnohokrát vracela na svých jednáních k této otázce a hledala náměty na oživení časopisu. Časopis však nemůže a ani nechce soupeřit s komerčněji laděnými žurnály zaměřenými na masivní reklamu, jeho pozice je jinde. Jelikož časopis tiskne příspěvky, které mu autoři nabídnou, je obrazem a odrazem toho, jaká témata jsou předmětem bádání a vývoje na pracovištích v akademickém prostředí, odkud pochází naprostá většina autorů.

U příležitosti zahájení vydávání 20. ročníku se samozřejmě sluší poděkovat redakci a redakční radě za pečlivou práci, věrným čtenářům za stálý zájem a autorům za pravidelné příspěvky.

Co popřát časopisu do nové dekády? Plodné autory, kteří naplní každé číslo aktuálními články napsanými atraktivní formou. Zaujaté čtenáře, které opravdu zajímá, o čem se píše. Čtenáře, kteří v časopise nacházejí nové poznatky, nápady a podněty, které je inspirují ve vlastní práci. Aby těch čtenářů a autorů bylo tolik, že to časopisu zajistí existenci, a to s průměrnou mírou reklamy. Dále pak dostatek finančních prostředků, které by umožnily vydavatelům realizovat plánovanou pozitivní změnu podoby časopisu včetně inovace webových stránek.

Pevně věřím, že časopis se dožije ve zdraví středního věku a bude nadále rozšiřovat náš nejen stavební obzor.

prof. Ing. Alena Kohoutková, CSc.
děkanka FSv ČVUT

Dvouparametrický model podloží, teorie, standardy a volně dostupný software

doc. Ing. Pavel KUKLÍK, CSc.
Ing. Miroslav BROUČEK

ČVUT – Fakulta stavební, Praha

RNDr. Marie KOPÁČKOVÁ, CSc.
AV ČR – Matematický ústav, Praha

Příspěvek se zabývá řešením dvouparametrického Winklerova–Pasternakova modelu podloží a určením obou jeho modulů ložnosti. Novým přínosem je myšlenka a postup, jak konzistentně stanovit hloubku deformační zóny. Řešení vychází z teorie pružné vrstvy, která je, při akceptování fenoménu deformační zóny, bližší popisu napjatosti v podloží než Boussinesquovo řešení pružného poloprostoru. Určitým bonusem je webová adresa, na které jsou volně dostupné programy, které počítají nejen tlakový a smykový modul ložnosti, ale i hloubku deformační zóny, případně normou zavedený součinitel strukturní pevnosti. Na závěr kritizujeme nekonzistentní řešení deformační zóny, které zavádí nejen DIN 4019, ale i dnes již neplatná ČSN 73 1001/1988.

Úvod

Jak bude patrné později, dvouparametrický model podloží vystihuje určité přibližné řešení pružné vrstvy. Atributem tohoto řešení je tloušťka vrstvy, která zjevně souvisí s hloubkou deformační zóny. Tato hloubka je závislá na průběhu napjatosti v podloží, a právě proto musíme výpočtu napjatosti v podloží věnovat mimořádnou pozornost. Standardně, více např. v [1], se při výpočtu napjatosti používá Boussinesquova teorie pružného poloprostoru. Nutno však podotknout, že toto řešení je v přímém rozporu s myšlenkou deformační zóny. Tento rozpor zmírníme, použijeme-li k výpočtu napětí teorii pružné vrstvy.

Další otázkou, kterou je třeba řešit, je stanovit tlakový a smykový modul ložnosti. Jestliže řešení pružné vrstvy vede na soustavu nekonečně mnoha parciálních diferenciálních rovnic, jejichž řešení se sčítá, je zřejmé, že vezmeme-li pouze první člen řady, který je sice dominantní, dopustíme se zanedbáním zbylých určité nepřesnosti. Při větších hloubkách deformační zóny může být tato nepřesnost značná. V našem případě jsme zvolili rovnost matice poddajnosti tuhého základového pasu, který spočívá buď na pružné vrstvě, nebo na Winklerově–Pasternakově modelu podloží.

Pro stanovení hloubky deformační zóny vycházíme z toho, že zemina je předkonsolidována, často se používá, má strukturní pevnost, především díky geostatické napjatosti. Zavádí se předpoklad, že pokud je zatížení menší, než na které byla předkonsolidována, je její deformace zanedbatelná. Příspěvek též uvádí vzorec pro výpočet hloubky deformační zóny pro případ, kdy rovnoměrné zatížení působí v nekonečném pásu. Jelikož v daném případě je hloubka deformační zóny největší, můžeme tento údaj využít jako výchozí pro další odhady, kdy oblast zatížení je jiná.

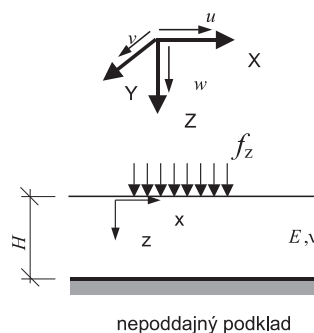
Winklerovo–Pasternakovo dvouparametrické podloží

Zadání úlohy je patrné z obr. 1. V souladu s Kantorovičovou metodou [7] budeme hledat pole posunutí ve tvaru

$$w(x; y; z) = \sum_{j=1,3,5}^{\infty} w_j(x; y) \psi_j(z), \quad (1)$$

$$\psi_j(z) = \cos \frac{j\pi}{2H} z,$$

kde $\psi(z), j = 1, 3, 5, \dots$, tvoří úplný systém bázevých funkcí.



Obr. 1. Formulace řešení elastické vrstvy na nestlačitelném podloží

Ještě upozorňujeme, že řešení hledáme v pojetí Terzaghiho, tedy v určité oedometrické variantě, a zanedbáváme vodorovná posunutí. Snadno dopočteme složky tenzoru malých deformací jako symetrickou část gradientní matice pole posunutí

$$\varepsilon_{xx} = 0, \quad \varepsilon_{yy} = 0, \quad \varepsilon_{zz} = \sum_{j=1,3,5}^{\infty} w_j \psi_{j,z}, \quad (2)$$

$$\gamma_{xy} = 2\varepsilon_{xy} = 0, \quad \gamma_{yz} = 2\varepsilon_{yz} = \sum_{j=1,3,5}^{\infty} w_{j,y} \psi_j, \quad \gamma_{zx} = 2\varepsilon_{zx} = \sum_{j=1,3,5}^{\infty} w_{j,x} \psi_j.$$

Pro zjednodušení zápisu byla pro parciální derivaci zavedena notace.

V souladu s Hookeovým zákonem vyjádříme složky tenzoru napětí

$$\sigma_{xx} = \frac{\nu}{1-\nu} E_{oed} \sum_{j=1,3,5}^{\infty} w_j \psi_{j,z}, \quad \sigma_{yy} = \frac{\nu}{1-\nu} E_{oed} \sum_{j=1,3,5}^{\infty} w_j \psi_{j,z},$$

$$\sigma_{zz} = E_{oed} \sum_{j=1,3,5}^{\infty} w_j \psi_{j,z}, \quad (3)$$

$$\tau_{xy} = G \gamma_{xy} = 0, \quad \tau_{yz} = G \sum_{j=1,3,5}^{\infty} w_{j,y} \psi_j, \quad \tau_{zx} = G \sum_{j=1,3,5}^{\infty} w_{j,x} \psi_j.$$

Připomínáme, že symboly E , ν , E_{oed} , G značí Youngův modul pružnosti, Poissonův součinitel příčné kontrakce,

oedometrický modul a modul pružnosti ve smyku. Rovnováhu ve svislém směru požadujeme v souladu s Lagrangeovým principem virtuálních posunutí v integrální formě

$$\int_{R^2} \left(\int_0^H \left(G \frac{\partial w}{\partial x} \frac{\partial \delta w}{\partial x} + G \frac{\partial w}{\partial y} \frac{\partial \delta w}{\partial y} + E_{oed} \frac{\partial w}{\partial z} \frac{\partial \delta w}{\partial z} \right) dz - f_z(x, y) \delta w(x, y, 0) \right) dx dy = 0. \tag{4}$$

Virtuální posunutí zavádíme ve stejném tvaru jako pole posunutí, hovoříme o Galerkinovu přístupu

$$\delta w(x, y, z) = \sum_{j=1,3,5}^{\infty} \delta w_j(x, y) \psi_j(z), \tag{5}$$

$$\psi_j(z) = \cos \frac{j\pi}{2H} z.$$

Jelikož virtuální impuls může být libovolný, přechází podmínka rovnováhy (4) na soustavu nekonečně mnoha parciálních diferenciálních rovnic

$$-\Delta w_j(x, y) + (j\alpha)^2 w_j(x, y) = \frac{2}{GH} f_z(x, y), \quad j = 1, 3, 5, \dots, \tag{6}$$

$$\alpha = \frac{\pi}{2H} \sqrt{\frac{E_{oed}}{G}} = \frac{\pi}{2H} \sqrt{\frac{2-2\nu}{1-2\nu}}.$$

V případě osové symetrie či nekonečné události ve směru jedné osy přejde soustava nekonečně mnoha parciálních diferenciálních rovnic v soustavu nekonečně mnoha diferenciálních rovnic obyčejných. V ostatních případech je vhodná strategie konvolucí. V dalším ukážeme, že rovnice (6) jsou určitým zobecněním známého a v praxi rozšířeného řešení Winklerova–Pasternakova [3], [5], [7], [8].

Rovnice (6), která byla odvozena v matematickém duchu se zaměřením na řešení, může být prezentována v určité technické podobě

$$j^2 C_1 w_j - C_2 \Delta w_j = (-1)^{\frac{j-1}{2}} f_z, \tag{7}$$

kde $C_1 = \frac{\sqrt{H} \cdot \pi^2}{8H^2} E_{oed}, \quad C_2 = \frac{\sqrt{H}}{2} G.$ (8)

Ihned je patrné, že parametr C_1 popisuje tlakový odpor vrstvy, C_2 vliv smykového roznášení ve vrstvě. Tento přístup volíme, neboť požadujeme nejen řešení, ale i určité přiblížení či interpretaci parametrů, které chování vrstvy popisují. V případě $C_2 = 0$ (obecně nereálné) lze podloží nahradit svislými pružinami. Pro lepší pochopení problému prezentujeme rovnice (7) pro jednotlivé indexy:

$$\begin{aligned} C_1 w_1 - \frac{C_2}{1} \Delta w_1 &= \frac{f_z}{1}, \\ C_1 w_3 - \frac{C_2}{9} \Delta w_3 &= -\frac{f_z}{9}, \\ C_1 w_5 - \frac{C_2}{25} \Delta w_5 &= \frac{f_z}{25}, \\ C_1 w_7 - \frac{C_2}{49} \Delta w_7 &= -\frac{f_z}{49}. \end{aligned} \tag{9}$$

Použijeme-li dostatečný počet členů, které popisují rovnováhu ve vrstvě, můžeme dosáhnout libovolné přesnosti řeše-

ní. Použijeme-li pouze první člen, znamená to, že v reálných případech dostaneme přesnost zhruba dvacetiprocentní. Při větších tloušťkách chyba narůstá, ale je nutno připomenout, že tloušťka vrstvy je limitována fenoménem strukturální pevnosti či předkonsolidace zeminy.

Ve stavební praxi je značně rozšířen model podloží Winklerův–Pasternakův (Filoněnkův–Borodičův), v němž rovnováha ve svislém směru je popsána identitou

$$C_{1WP} w - C_{2WP} \Delta w = f_z. \tag{10}$$

Toto, jak již bylo ukázáno, je přibližné řešení pružné vrstvy. Kdybychom adoptovali parametry podloží popsané v rovnici (8), dopustili bychom se chyby podhodnocení tlakového odporu zeminy, naopak smykový odpor by byl nadhodnocen. O pravdivosti tohoto tvrzení vypovídají rovnice (9). Proto je vhodné zavést parametry Winklerova–Pasternakova podloží C_{1WP} (tlakový modul) a C_{2WP} (smykový modul), které svážeme s řešením pružné vrstvy dvěma podmínkami ekvivalence. Autoři doporučují rovnost matice poddajnosti tuhého základového pasu.

Pro Winklerovo–Pasternakovo podloží pro matice poddajnosti tuhého základového pasu platí

$$[C] = \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 2[\sqrt{C_{1WP}C_{2WP}} + bC_{1WP}] & 1 \\ 0 & 2[b^2\sqrt{C_{1WP}C_{2WP}} + bC_{2WP} + \frac{b^3}{3}C_{1WP}] \end{bmatrix}. \tag{11}$$

V případě pružné vrstvy musíme pro výpočet sedání a natočení pasu provést následující sumace:

$$w_0 = \sum_{n=0}^{\infty} \frac{f}{2\sqrt{H}[(2n+1)\sqrt{C_1C_2} + (2n+1)^2 bC_1]},$$

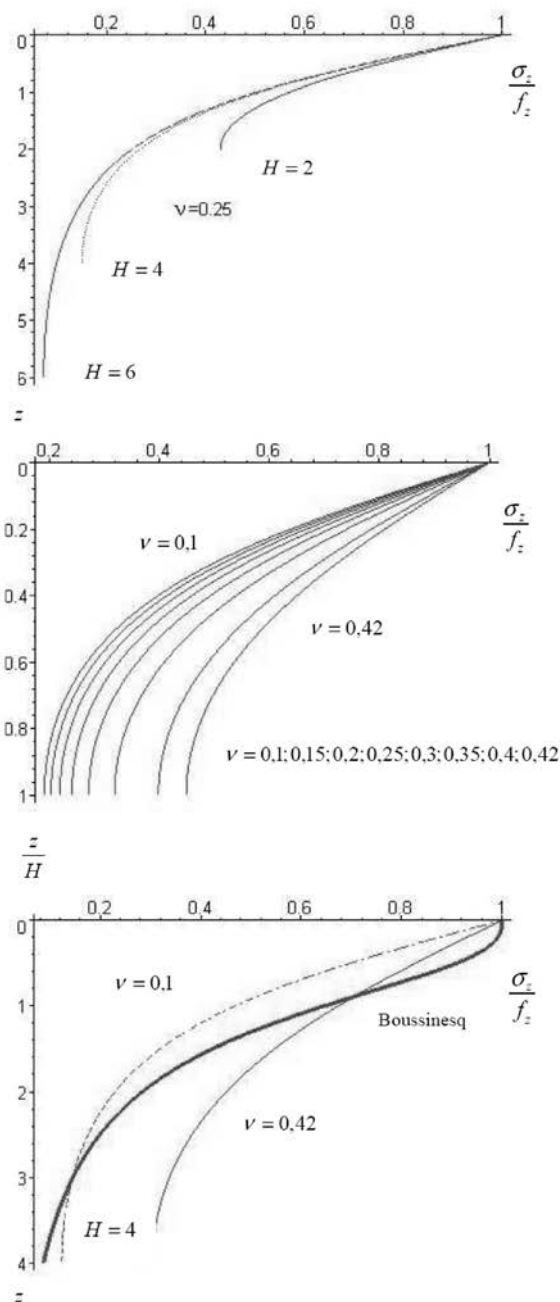
$$\varphi_0 = \sum_{n=0}^{\infty} \frac{m}{2\sqrt{H}[(2n+1)b^2\sqrt{C_1C_2} + bC_2 + (2n+1)^2 \frac{b^3}{3}C_1]}. \tag{12}$$

V maticové notaci pak matici poddajnosti [C] vyjádříme

$$[C] = \begin{bmatrix} \sum_{n=0}^{\infty} \frac{1}{2\sqrt{H}[(2n+1)\sqrt{C_1C_2} + (2n+1)^2 bC_1]} & 0 \\ 0 & \sum_{n=0}^{\infty} \frac{1}{2\sqrt{H}[(2n+1)b^2\sqrt{C_1C_2} + bC_2 + (2n+1)^2 \frac{b^3}{3}C_1]} \end{bmatrix}. \tag{13}$$

Abychom přiblížili vliv hloubky deformační zóny a součinitele příčné kontrakce na průběh svislého napětí v pružné vrstvě, vyřešili jsme normovaný průběh napětí pro kruh poloměru 1 m. Pro různé tloušťky vrstvy a různé hodnoty Poissonova součinitele příčné kontrakce přibližuje výsledky obr. 2. V poslední části obrázku je porovnán průběh napětí ve vrstvě a poloprostoru (řešení Boussinesqova).

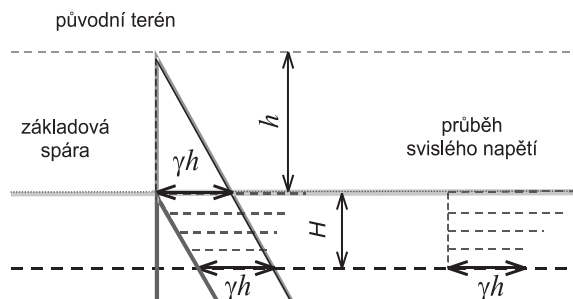
Vidíme, že s rostoucí tloušťkou podloží „měkne“ a blíží se řešení poloprostoru. Průběh napětí u povrchu v případě Boussinesquova řešení upozorňuje na to, že toto řešení bylo odvozeno pro $\nu = 0,5$.



Obr. 2. Formulace řešení elastické vrstvy na nestlačitelném podloží

Fenómén předkonsolidace, strukturní pevnosti zeminy a hloubka deformační zóny

Myšlenku stanovení hloubky deformační zóny navozuje obr. 3. Vycházíme z toho, že zemina se vlastní tíhou předkonsoliduje [2], [4], [6]. Výkopem stavební jámy uděláme prostor pro přitížení, neboť se dostáváme do míst, kde poddajnost zeminy je výrazně menší. Předpokládáme, že zemina si pamatuje nejvyšší úroveň předchozího zatížení, a pokud tuto nepřekročíme, je její poddajnost svým způsobem zanedbatelná. Použijeme-li pro výpočet šíření napětí v podloží od svislého zatížení konzistentní výpočet, toto nemůže nikdy být řešení Boussinesquovo, pak stanovíme hloubku deformační zóny jako místo, v němž vliv geostatického napětí ovlivněného výkopem plus vliv přitížení dosáhnou geostatického napětí původního. Tato myšlenka je zachycena v obr. 3.



Obr. 3. Základní myšlenky výpočtu hloubky deformační zóny

Pro realizaci myšlenky jsme vybrali hraniční případ, kdy vrstva tloušťky H , spočívající na nestlačitelném podloží, je zatížena konstantním rovnoměrným zatížením f_z [kN m^{-2}] v nekonečném pásu širokém $2b$ [m] a průběh svislého napětí v porovnání se zatížením v obdélníku stejné šířky je největší. Maximálního svislého napětí $\sigma_z(x, z)$ v intervalu $z \in (0, H)$ je dosaženo v bodě $x = 0$:

$$\begin{aligned} \max_{x \in \mathbb{R}} \sigma_z(x, z) &= \sigma_z(0, z) = f_z - \frac{f_z}{\pi} \arctan\left(\frac{\sin(\pi z/2H)}{\sinh \alpha b}\right) = \\ &= \frac{2f_z}{\pi} \arctan\left(\frac{\sinh \alpha b}{\sin(\pi z/2H)}\right), \quad \alpha = \frac{\pi}{2H} \sqrt{\frac{E_{\text{odc}}}{G}} = \frac{\pi}{2H} \sqrt{\frac{2-2\nu}{1-2\nu}}. \end{aligned} \quad (14)$$

Funkce $\sigma_z(0, z)$ klesá s rostoucím z a pro maximální hodnotu této funkce v místě paty deformační zóny platí

$$\sigma_z(0, H) = \frac{2f_z}{\pi} \arctan \sinh \alpha b. \quad (15)$$

Hloubku deformační zóny odhaduje z předkonsolidace vlivem geostatického původního napětí a její hodnota

$$\sigma_z(0, H) = \gamma h, \quad (16)$$

kde γ je objemová tíha zeminy a h je hloubka stavební jámy. Porovnáním rovností (15) a (16) dostáváme

$$\frac{\gamma h}{f_z} = \frac{2}{\pi} \arctan \sinh \alpha b. \quad (17)$$

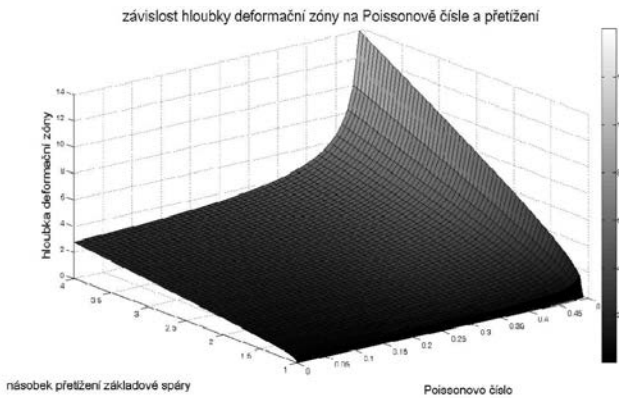
Odtud pomocí vztahu (14) eliminujeme hloubku deformační zóny.

Finálně platí

$$\begin{aligned} H &= \frac{\pi(2b)}{4} \sqrt{\frac{2-2\nu}{1-2\nu}} \frac{1}{\sinh^{-1}\left(\tan\left(\frac{\pi\gamma h}{2f_z}\right)\right)} = \\ &= \frac{\pi(2b)}{4} \sqrt{\frac{2-2\nu}{1-2\nu}} \frac{1}{\ln\left(\sin\left(\frac{\pi\gamma h}{2f_z}\right) + 1\right) - \ln\left(\cos\left(\frac{\pi\gamma h}{2f_z}\right)\right)}. \end{aligned} \quad (18)$$

Výsledek můžeme shrnout tak, že hloubka deformační zóny je přímo úměrná šířce zatěžovacího pásu $2b$ a nezávisí na Youngově modulu pružnosti, zanedbatelný vliv má však Poissonovo číslo ν . Přetížení základové spáry vůči vlivu exkavace $f_z/\gamma h$ je třetí parametr, který ovlivňuje hloubku

deformační zóny. Tyto skutečnosti jsou zvýrazněny v obr. 4.



Obr. 4. Vývoj hloubky deformační zóny základového pasu šířky 1 m

Popsané skutečnosti jsou obsaženy v jednoduchých programech, které jsou na internetu volně ke stažení [9]. Všechny počítají parametry Winklerova–Pasternakova modelu podloží a liší se v jednotlivostech. Program:

- Depth navíc počítá hloubku deformační zóny, strukturální pevnosti,
- TPS-overconsolidation počítá hloubku deformační zóny H z odhadované míry předkonsolidace.

Dané programy jsou určeny široké inženýrské praxi a jejich výhodou by měla být okamžitá odpověď stran obou modulů ložnosti dvouparametrického modelu. V případě nesouhlasu můžeme výsledek částečně upravit na základě empirických zkušeností. Výsledek lze dále zpřesňovat užitím numerických kódů založených na modelech kritického stavu popisujících chování zeminy, z nichž nejpoužívanější je modifikovaný Cam Clay Model.

Normy a součinitel strukturální pevnosti

Na závěr přidáváme komentář k postupům stanovení hloubky deformační zóny z pohledu standardů. Bývalá ČSN 73 1001/1988 počítala s určitou souvislostí mezi geostatickým napětím a hloubkou deformační zóny. Protože pro ver-

tikální průběh napětí je použito řešení Boussinesqovo (pružného poloprostoru), které je v přímém rozporu s myšlenkou deformační zóny, zavádí součinitele strukturální pevnosti, které kromě jiného kosmeticky odstraňují rozpor způsobený touto skutečností. Podobným způsobem postupuje i německá DIN 4019, ta však má součinitel strukturální pevnosti pouze jeden, a to $m = 0,2$.

Je zřejmé, že pomocí prezentovaného řešení můžeme spočítat, a také jsme to již v jednom programu učinili, součinitel strukturální pevnosti zeminy pro případ, že podloží je zatíženo nekonečným pásem konstantního rovnoměrného zatížení. V daném případě výpočet součinitele strukturální pevnosti popisují následující kroky. Nejprve vypočteme přitížení základové spáry

$$f_z^* = \left(\frac{f_z^l \left(\frac{kN}{m} \right)}{b} - \gamma h \right) \tag{19}$$

Potom stanovíme maximální svislé napětí v odhadované hloubce H od tohoto přitížení

$$\sigma_z^*(0, H) = \frac{2f_z^*}{\pi} \arctan \sinh \frac{\alpha b}{2} \tag{20}$$

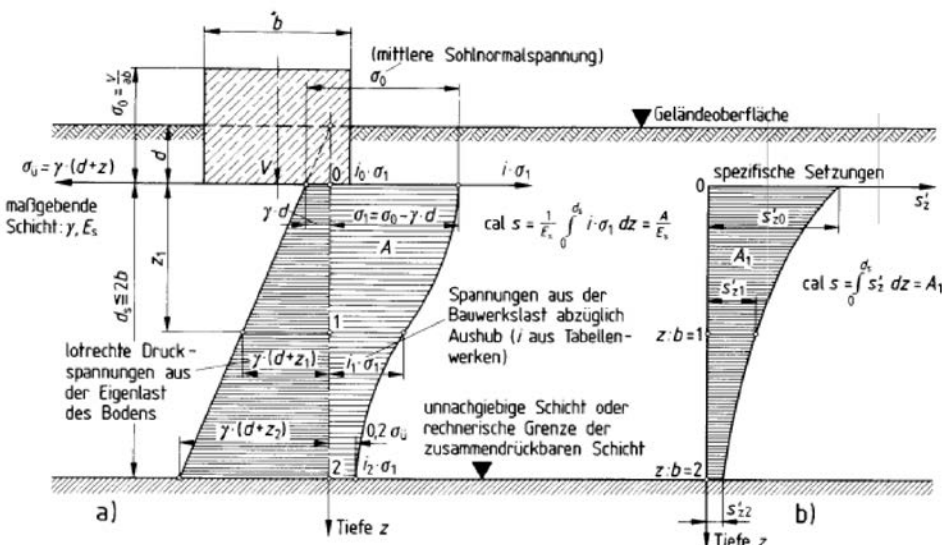
$$\alpha = \frac{\pi}{2H} \sqrt{\frac{E_{oed}}{G}} = \frac{\pi}{2H} \sqrt{\frac{2-2\nu}{1-2\nu}}$$

Finálně pro součinitel strukturální pevnosti platí

$$m = \frac{\sigma_z^*(0, H)}{\gamma(h + H)} \tag{21}$$

Na tomto místě bychom rádi učinili dvě kritické poznámky. Připomínáme, že jak bývalá ČSN 73 1001/1988, tak DIN 4019, počítá průběh napětí pod základem z teorie poloprostoru. Dalším závažným nedostatkem je skutečnost, že v místě zatížení není splněna okrajová podmínka, neboť odečítáme svislé napětí vlivem exkavace. To by se dalo ospravedlnit pouze v případě, že by pro zatížení platil princip superpozice. Vzhledem k vývoji deformační zóny princip super-

DIN 4019 Teil 1 Seite 5



Obr. 5. Stanovení hloubky deformační zóny dle DIN 4019 [1]

pozice však evidentně neplatí. Označíme-li tuto teorii za chybnou či zastaralou, přesto musela být kontrolována ve výpočtech skutečných sedání a pomocí skutečných výsledků měření. Znamená to, že v nejběžnějších případech daný „koeficient strukturní pevnosti“ bude vykazovat akceptovatelný výsledek. Problémy však nastanou ve zvláštních, okrajových případech, jako jsou velmi hluboké jámy, a s drobnou nadsázkou i při překročení hranice, neboť „koeficient strukturní pevnosti“ m se dle ČSN a DIN může lišit i o 100 %. Je tedy zřejmé, že ve speciálních případech je třeba přistupovat k normám s určitou omezitelností.

Závěrem

Je známo, že Winklerovo–Pasternakovo podloží je určitým standardem obsaženým ve všech softwarových produktech. Otázkou, která se vždy řešila, bylo, jak odhadnout hloubku deformační zóny a s tím související moduly ložnosti, tlakový a smykový. Vzpomeneme-li prof. Vladimíra Koláře, tak ten zaváděl restrikcí, že smykový modul by neměl být větší tlakového. Dlouhou dobu se hloubka deformační zóny odhadovala. Tato doporučení jsou prakticky doposud v Eurocodu 7 a říkají, že deformační zóna nepřesáhne trojnásobek menšího rozměru základu. Podotýkáme, že verze programů platí pro základové pasy, a tedy pro danou hodnotu zatížení je hloubka deformační zóny v porovnání s ostatními plošnými základy největší.

V každém případě je třeba konstatovat, že programky dávají na jasnou otázku jasnou konzistentní odpověď, a to včetně „součinitele strukturní pevnosti“ zeminy. Umožňují tedy i těm nejkonzervativnějším příznivcům standardů trvat na svém. Ti pak na základě několika iterací upraví hledanou hloubku deformační zóny tak, aby dosáhli normativního koeficientu strukturní pevnosti. Upozornění na určitou opatrnost však zůstává stále v platnosti.

Článek vznikl za podpory výzkumného záměru MSM 6840770001 a projektů 103/08/1119 a 103/08/1617 GA ČR.

Literatura

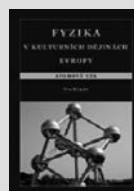
- [1] DIN 4019
- [2] Janda, T. – Kuklík, P. – Šejnoha, M.: Mixed Experimental and Numerical Approach to Evaluation of Material Parameters of Clayey Soils. In: International Journal of Geomechanics, 2004, Vol. 4, No. 3, pp. 199-206.
- [3] Kotrasová, K.: Influence of Category of Sub-Soil on Liquid Storage Circular Tanks during Earthquake. 12th International Scientific Conference, Brno, 2009.
- [4] Kuklík, P. – Mareš, J. – Šejnoha, M.: The Structural Strength of Soil from the Isotropic Consolidation Point of View. In: APCOM 99, Singapore, edited by C. M. Wang, K. H. Lee, K. K. Ang, 2, 1999, pp. 797-802.
- [5] Kuklík, P. – Kopáčková, M.: Porovnání řešení pružné vrstvy s Boussinesqovým řešením pružného poloprostoru. Stavební obzor, 13, 2004, č. 6, s. 171-175. / ISSN 1210-4027/
- [6] Kuklík, P.: Several Comments on Influence Zone Depth Progress in Deep Hole Foundations. [Proceedings], GeoShanghai Conference, Reston, 2006.
- [7] Kuklík, P. – Kopáčková, M. – Brouček, M.: Elastic Layer Theory and Geomechanics, 1. ed. Prague, CTU Publishing House 2009, 109 p.
- [8] Mistrikova, Z. – Jendzelovsky, N.: Soil – Axisymmetric Slab Interaction for Different Models of Subsoil (in Slovak), Civil and Environ. Eng., Vol. 5, 2009, No. 1, pp. 18-28.
- [9] www.stavarina.cz

Kuklík, P. et al.: Two-Parametrical Model of Subsoil

The present contribution deals with the Winkler-Pasternak two parametrical model of subsoil and identification of both its modules. The new benefit is a consistent process providing the depth of the influence zone. The solution is based on the theory of an elastic layer, which is compatible with the phenomenon of the influence zone and it describes the stress state in the subsoil much better than the elastic Boussinesq half space solution. The web address, where programs that compute both the Winkler-Pasternak compress modulus and the shear modulus, the depth of the influence zone and the "coefficient of structural strength" established by the standard are freely available, is a certain bonus. In conclusion, the authors criticize the inconsistent solution of the influence zone, introduced in the CSN 73 1001/1988 (effective until April 2010) and the DIN 4019, in a wrong way.

Kuklík, P. u. a.: Zweiparametrisches Modell des Untergrundes

Der Beitrag behandelt die Lösung eines zweiparametrischen Modells des Untergrundes nach Winkler-Pasternak und die Bestimmung seiner beiden Bettungsmodule. Ein neuer Beitrag ist der Gedanke und das Verfahren, wie die Tiefe der Deformationszone konsistent zu bestimmen ist. Die Lösung geht von der Theorie einer elastischen Schicht aus, die bei der Akzeptierung des Phänomens der Deformationszone der Beschreibung des Spannungszustandes näher kommt als die Lösung des elastischen Halbraums nach Boussinesq. Ein bestimmter Bonus ist die Web-Adresse, unter der die Programme frei verfügbar sind, welche nicht nur den Druck- und Schubmodul der Bettung berechnen, sondern auch die Tiefe der Deformationszone beziehungsweise den durch die Norm eingeführten Koeffizienten der Strukturfestigkeit. Zum Schluss kritisieren wir die nichtkonsistente Lösung der Deformationszone, welche nicht nur die DIN 4019 einführt, sondern auch die heute schon ungültige ČSN 73 1001/1988.



Kraus, I.

Fyzika v kulturních dějinách Evropy. Atomový věk

Česká technika, Praha, 310 s., vazba brožovaná
ISBN 978-80-01-04546-6

V závěrečném dílu cyklu „Fyzika v kulturních dějinách Evropy“ čeká čtenáře setkání s několika desítkami laureátů Nobelovy ceny. V monografii s podtitulem Atomový věk jsou představeni Max Planck, Albert Einstein, Ernst Rutherford, Niels Bohr, Werner Heisenberg, Enrico Fermi a mnoho dalších vědců, díky nimž lépe porozumíme zákonitostem vesmíru, jež obýváme.

Tisková informace

Tepelné a vlhkostní transportní charakteristiky nových pórobetonových výrobků

*doc. Ing. Jaroslav VÝBORNÝ, CSc.
Ing. Miloš JERMAN, Ph.D.
prof. Ing. Robert ČERNÝ, DrSc.
ČVUT – Fakulta stavební
Praha*

V článku jsou uvedeny výsledky měření transportních charakteristik tepla a vlhkosti čtyř typů pórobetonových tvárnic, tepelné izolační desky na bázi pórobetonu, doporučené omítky a lepidla pro pórobetonové konstrukce. Vybrané výrobky lze považovat za typické, se kterými se můžeme setkávat běžně na novostavbách i při rekonstrukcích. Získané parametry umožňují predikci tepelně vlhkostního chování pórobetonových obvodových plášťů.

Úvod

Na stavebním trhu se objevují stále nové výrobky, které se začínají používat při výstavbě, aniž by byly známy všechny jejich vlastnosti. Zabudování takového výrobku do konstrukce může vést k řadě problémů. Vlivem rozdílných difúzních a tepelných vlastností může dojít k nežádoucí kondenzaci vody uvnitř konstrukce, ke vzniku plísní nebo solným výkvětům. Díky rozdílným objemovým změnám může konstrukce popraskat. Návrh by tedy měl být proveden důkladně, například s využitím počítačových simulací přenosu tepla a vlhkosti, případně na základě výsledků laboratorních pokusů semi-scale.

Vstupními parametry pro počítačové simulace jsou materiálové charakteristiky všech součástí navrženého systému, což jsou základní fyzikální vlastnosti, vlhkostní a tepelné transportní a akumulací vlastnosti. Výrobci pórobetonu v produktových katalozích uvádějí technické parametry, které k hlubšímu pochopení tepelně vlhkostního chování materiálu nestačí. Například tepelné vlastnosti jsou uvedeny pouze v suchém stavu, z vlhkostních vlastností je mnohdy uveden jen součinitel difúze vodní páry.

Cílem článku je seznámit odbornou veřejnost s naměřenými transportními parametry tepla a vlhkosti pórobetonových výrobků a materiálů využívaných při konstrukci obvodových plášťů. Uloženy do počítačové databáze budou sloužit jako vstupní parametry pro podrobné počítačové simulace zaměřené na predikci životnosti.

Materiály

Předmětem zkoumání byly čtyři druhy pórobetonových tvárnic od dvou významných dodavatelů pórobetonu v ČR, a to firem Xella CZ (dále jen Xella) a H+H Česká republika (dále jen H+H). Použity byly tvárnice P 1,8-300, P2-350 λ , P4-500 od firmy Xella a P2-400 od firmy H+H a nové tepelně izolační desky Multipor firmy Xella. Tyto desky se dle výrobců mohou použít jako tepelná izolace pro pasivní domy, protipožární ochrana podzemních garáží nebo jako střešní tepelná izolace pro obytná podkroví. Desky Multipor

se lepí k podkladu celoplošně speciální maltou Ytong Multipor. Vzorky této malty, které před měřením zrály 28 dní v laboratorním prostředí, byly vyrobeny v laboratoři podle doporučení výrobce s vodním součinitelem 0,35.

Vlhkostní a tepelné vlastnosti, které uvádějí výrobci v technických listech, shrnuje *tab. 1*. Faktor difúzního odporu vodní páry je pro pórobetonové tvárnice uveden pro oba stavy, tzv. mokřý a suchý, v souladu s normovými požadavky. Pro omítku firmy Baumit byla nalezena pouze hodnota faktoru difúzního odporu vodní páry, která je pro materiál udána pouze hodnotou ≤ 25 . Tyto údaje byly konfrontovány s výsledky naměřenými v materiálech v laboratoři transportních procesů Katedry materiálového inženýrství a chemie Fakulty stavební ČVUT v Praze.

Tab. 1. Tepelné a vlhkostní parametry podle technických listů výrobců [1], [2], [3]

Materiál	Součinitel tepelné vodivosti [W m ⁻¹ K ⁻¹]	Měrná tepelná kapacita [kJ kg ⁻¹ K ⁻¹]	Faktor difúzního odporu [-]
P1,8 - 300 (Xella)	0,08 (suchý stav)	1,00	5/10
P2-350 λ (Xella)	0,085 (suchý stav)	1,00	5/10
P2-400 (H+H)	0,10 (praktická vlhkost)	1,00	5/10
P4-500 (Xella)	0,12 (suchý stav)	1,00	5/10
Baumit MVR Uni (Baumit)	–	–	≤ 25
Multipor	0,042	–	3
malta Multipor	0,188	1,07	15

Metody

Měření bylo provedeno na šesti vzorcích pro každý druh materiálu. Z pórobetonových tvárnic byly vyříznuty vzorky ve tvaru krychle o hraně 50 (± 5) mm. Z omítky Baumit MVR Uni a malty Multipor bylo odlito šest vzorků ve tvaru kvádrů o rozměrech 50×50×25 (± 5) mm.

Ze základních fyzikálních vlastností byl stanoven nasycený obsah vlhkosti, hustota matrice, otevřená pórovitost a objemová hmotnost materiálu. Tyto parametry byly stanoveny na základě principu vakuové nasákavosti a Archimédovy hmotnosti [4].

Tepelné parametry

Pro zjištění tepelných vlastností byl použit přístroj ISOMET 2104 (Applied Precision, Slovensko), který měří

součinitel tepelné vodivosti λ [$\text{W m}^{-1} \text{K}^{-1}$] a měrnou objemovou tepelnou kapacitou c_p [$\text{J m}^{-3} \text{K}^{-1}$]. Tepelné parametry byly měřeny na třech vzorcích od každého materiálu ve tvaru krychle o hraně 70 mm firem H+H a Xella a třech stejných vzorcích omítky Baumit.

Tepelné vlastnosti byly vyjádřeny jednak v závislosti na teplotě, jednak na hmotnostní vlhkosti. Hmotnostní vlhkost byla vypočítána ze vztahu

$$u = \frac{m_s - m_d}{m_d}, \quad (1)$$

kde m_s je hmotnost vlhkého vzorku [kg], m_d hmotnost suchého vzorku [kg].

Pomocí směšovacího pravidla (2) byla vypočítána $c_w \rho_w$ [$\text{J m}^{-3} \text{K}^{-1}$], což je měrná objemová tepelná kapacita vzorku ve vlhkostním stavu,

$$c_w \rho_w = c_0 \rho_0 + c_1 \rho_l \cdot \frac{\rho_m}{\rho_l} \cdot u, \quad (2)$$

kde $c_0 \rho_0$ je měrná objemová kapacita vzorku ve vysušeném stavu zjištěná přístrojem ISOMET 2104 [$\text{J m}^{-3} \text{K}^{-1}$],

c_1 – měrná tepelná kapacita vody (při 20 °C je 4 185 J $\text{kg}^{-1} \text{K}^{-1}$) [$\text{J kg}^{-1} \text{K}^{-1}$],

ρ_m – objemová hmotnost materiálu v suchém stavu [kg m^{-3}],

ρ_l – hustota vody (při 20 °C je 998,2 kg m^{-3}) [kg m^{-3}],

u – hmotnostní vlhkost materiálu v daném vlhkostním stavu [kg kg^{-1}].

Prostým vydělením hodnoty $c_w \rho_w$ [$\text{J m}^{-3} \text{K}^{-1}$] hodnotou ρ_w [kg m^{-3}], což je objemová hmotnost materiálu ve vlhkém stavu, byla dopočtena v daném vlhkostním stavu měrná tepelná kapacita materiálu c_w [$\text{J kg}^{-1} \text{K}^{-1}$].

Vlhkostní parametry

Měření vlhkostních parametrů pórobetonů probíhalo na vzorcích ve dvou směrech, v reálném směru tepelného a vlhkostního toku v obvodovém plášti budovy, tzn. stěnou (směr B), a ve směru na tento směr kolmý, tzn. po výšce stěny (směr A). Cílem bylo zjistit, zda jsou vlhkostní parametry v těchto směrech u pórobetonů stejné.

V rámci experimentů byly zjištěny tyto vlhkostní materiálové charakteristiky: vlhkostní absorpční koeficient A [$\text{kg m}^{-2} \text{s}^{-1/2}$], průměrná hodnota součinitele vlhkostní vodivosti D_w [$\text{m}^2 \text{s}^{-1}$], faktor difúzního odporu vodní páry μ [-], součinitel difúze vodní páry D [$\text{m}^2 \text{s}^{-1}$], součinitel difúzní vodivosti vodní páry δ [s] a součinitel vlhkostní vodivosti v závislosti na vlhkosti κ [$\text{m}^2 \text{s}^{-1}$].

Pro zjištění prvních dvou parametrů byla použita metoda nasákovosti částečným ponořením vzorku, tzv. absorpční experiment. U pórobetonových vzorků, které měly tvar krychle o hraně 50 mm, byly rozlišovány směry A a B, aby bylo zjištěno, zda jsou zkoumané charakteristiky v těchto směrech odlišné. Pro měření každého směru byly k dispozici tři vzorky pórobetonu Xella, stejný počet vzorků pórobetonu H+H a tři vzorky stejných rozměrů omítky Baumit.

Vzorky byly izolovány po obvodu dvousložkovým epoxidem, aby byl zajištěn jednorozměrný transport vlhkosti, a pak sušeny ve větrané sušárně po dobu jednoho týdne při 80 °C. Dále byly uloženy do exsikatoru se silikagelem k vychladnutí po dobu 2 h. Po uplynutí této doby byly zavěšeny na váhu tak, aby byly ponořeny 2-3 mm. Váha je připojena k počítači s programem SETRA, který v určitých časových intervalech zaznamenává hmotnost vzorku, jak se postupně sytí vodou.

Po ukončení experimentu byla data zpracována a součinitel vlhkostní vodivosti D_w [$\text{m}^2 \text{s}^{-1}$] vypočítán podle vzorce z publikace [5]

$$D_w = \left(\frac{A}{w_{\text{sat}}} \right)^2, \quad (3)$$

kde A je vlhkostní absorpční součinitel [$\text{kg m}^{-2} \text{s}^{-1/2}$], w_{sat} nasycená vlhkost [kg m^{-3}].

Pro zjištění faktoru difúzního odporu μ [-], součinitele difúze vodní páry D [$\text{m}^2 \text{s}^{-1}$] a součinitele difúzní vodivosti δ [s] byla užitá metoda „dry cup“ a „wet cup“ [6]. Pro měření každého směru bylo k dispozici šest vzorků pórobetonu Xella, stejný počet vzorků pórobetonu H+H i vzorků omítky Baumit MVR Uni.

Vzorky kruhového tvaru \varnothing 120 mm a tloušťky 20 mm byly po obvodu izolovány dvousložkovým epoxidem a vloženy do hliníkové misky se silikagelem (dry cup) či vodou (wet cup). Mezera mezi vzorkem a miskou byla zaplněna technickou plastelínou. Vzorky v miskách byly zváženy a umístěny do klimatizované skříně s předem nastavenými podmínkami, tj. 25 °C a 50% relativní vlhkostí. Princip metody spočívá v rozdílu parciálního tlaku pod vzorkem a nad ním, protože vodní páry difundují porézním materiálem z míst vyššího parciálního tlaku do míst s nižším parciálním tlakem. U metody dry cup bylo tedy pod vzorkem 5 % relativní vlhkosti vzduchu a nad vzorkem 50 %. Vodní pára tak difundovala směrem do hliníkové misky, kde byla absorbována silikagelem. U metody wet cup pak 95% vlhkost vzduchu pod vzorkem a 50% vlhkost vzduchu nad ním zajišťovala průnik vodní páry pórobetonem směrem do klimatizované skříně. Po dobu 14 dní byly misky se vzorky jednou denně váženy. Následně byla tato data použita k vyhodnocení součinitele difúzní vodivosti vodní páry podle vzorce

$$\delta = \frac{\Delta m \cdot d}{S \cdot \tau \cdot \Delta p_p}, \quad (4)$$

kde Δm je množství vodní páry proniklé vzorkem [kg],

d – tloušťka vzorku [m],

S – plocha vzorku [m^2],

τ – interval odpovídající Δm [s],

Δp_p – rozdíl parciálních tlaků vodní páry ve vzduchu nad povrchem vzorku a pod ním [Pa].

Součinitel difúze a faktor difúzního odporu vodní páry se vypočetl dle rovnice

$$D = \frac{\delta \cdot R \cdot T}{M}, \quad (5)$$

kde δ je součinitel difúzní vodivosti vodní páry [s],

R – univerzální plynová konstanta [$\text{J mol}^{-1} \text{K}^{-1}$],

M – molární hmotnost vody [kg mol^{-1}],

T – absolutní teplota [K],

$$\mu = \frac{D_a}{D}, \quad (6)$$

kde D_a je součinitel difúze vodní páry ve vzduchu [$\text{m}^2 \text{s}^{-1}$].

Výsledky měření

Saturovaný obsah vlhkosti, hustota matrice, otevřená pórovitost a objemová hmotnost materiálu jsou porovnaný

v tab. 2 s uvedením aritmetických průměrů výsledků získaných pro šest vzorků každého typu materiálu.

Tab. 2. Základní parametry materiálů

Materiál	Saturovaná vlhkost	Hustota matrice	Objemová hmotnost	Pórovitost
	[kg m ⁻³]			[% obj.]
P1,8-300 (Xella)	873	2 451	304	87,4
P2-350 λ (Xella)	818	2 048	363	81,9
P2-400 (H+H)	805	2 140	407	80,7
P4-500 (Xella)	802	2 527	500	80,2
Baumit MVR Uni (Baumit)	444	2 523	1 401	44,4
Multipor	942	2 151	125	94,2
malta Multipor	588	1 793	739	58,8

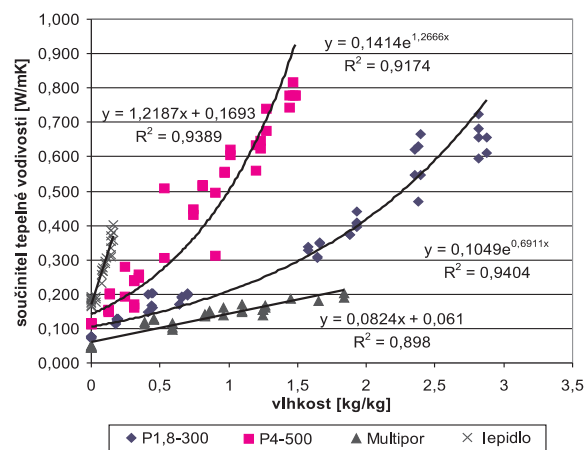
Teplotní parametry

Součinitel tepelné vodivosti v závislosti na teplotě je uveden v tab. 3. Jak je z tabulky zřejmé, u všech materiálů se zvyšující se teplotou stoupá, ale nijak dramaticky – proti hodnotě naměřené při 2 °C stoupne maximálně o 40 %. Při zvyšující se vlhkosti součinitel tepelné vodivosti se několikanásobně zvýší, což je patrné z tab. 4.

Tab. 3. Součinitel tepelné vodivosti v závislosti na teplotě

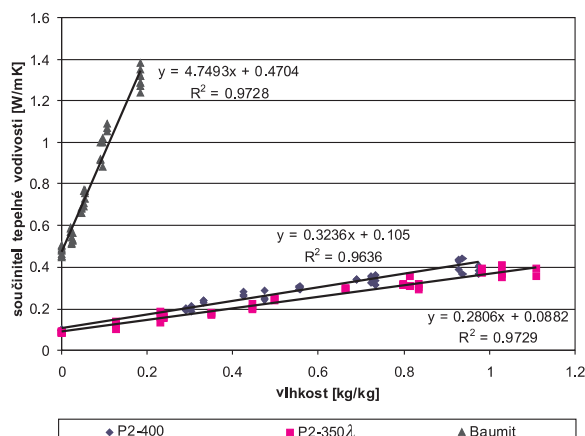
Materiál	Teplota [°C]					
	2	10	15	25	30	40
P 1,8-300	0,0625	0,0700	0,0737	0,0802	0,0815	0,0938
P 4-500	0,0941	0,1060	0,1088	0,1218	0,1288	0,1438
P 2-350λ	0,0802	0,0814	0,0837	0,0843	0,0856	0,0864
P 2-400	0,0839	0,0857	0,0921	0,0927	0,0985	0,0991
Multipor	0,0420	0,0451	0,0461	0,0470	0,0500	0,0582
malta Multipor	0,1820	0,1845	0,1935	0,1953	0,1973	0,2185
Baumit	0,3530	0,3647	0,3855	0,4437	0,4607	0,4747

Hodnoty součinitele tepelné vodivosti λ v závislosti na hmotnostní vlhkosti vzorků materiálu P 1,8-300, P4-500, Multiporu a lepidla jsou uvedeny na obr. 1. Tyto vzorky byly vakuově saturovány vodou.



Obr. 1. Závislost součinitele tepelné vodivosti na hmotnostní vlhkosti, P1,8-300, P4-500, tepelně izolační desky Multipor a lepidla Multipor

Součinitele tepelné vodivosti λ v závislosti na hmotnostní vlhkosti pro pórobetonu P2-400 a P2-350 λ a omítku Baumit MVR Uni jsou uvedeny na obr. 2. Maximální hmotnostní vlhkost odpovídá uložení vzorků pod vodní hladinou po dobu sedmi dnů.



Obr. 2. Závislost součinitele tepelné vodivosti na hmotnostní vlhkosti P2-350λ, P2-400 H+H a omítky Baumit

Hodnoty součinitele tepelné vodivosti a měrné tepelné kapacity vysušených vzorků, resp. vzorků s nulovou vlhkostí, a vzorků kapilárně nasycených vodou po týdenním uložení pod vodní hladinou, jsou uvedeny v tab. 4.

Tab. 4. Součinitel tepelné vodivosti a měrná tepelná kapacita materiálů

Materiál	Součinitel tepelné vodivosti [W m ⁻¹ K ⁻¹]		Měrná tepelná kapacita [J kg ⁻¹ K ⁻¹]	
	vysušený	kapilárně nasycený	vysušený	kapilárně nasycený
P1,8-300 (Xella)	0,075	0,330	1,08·10 ³	1,78·10 ³
P2-350 λ (Xella)	0,084	0,409	1,16·10 ³	2,75·10 ³
P2-400 (H+H)	0,094	0,385	1,21·10 ³	2,64·10 ³
P4-500 (Xella)	0,114	0,454	1,05·10 ³	1,84·10 ³
Baumit MVR Uni (Baumit)	0,473	1,450	1,02·10 ³	1,51·10 ³
Multipor	0,047	0,166	2,23·10 ³	3,50·10 ³
malta Multipor	0,179	1,221	1,07·10 ³	1,47·10 ³

Vlhkostní parametry

Absorpční koeficienty vody a průměrné hodnoty součinitele vlhkostní vodivosti zkoumaných materiálů, které byly naměřeny pomocí metody nasákavosti při částečném ponoření vzorku, jsou uvedeny v tab. 5. U běžných pórobetonů byl rozlišován směr po výšce stěny, pokud je pórobeton již zabudován v konstrukci (směr A), a směr reálného vlhkostního toku pórobetonovou stěnou, tzn. stěnou z exteriéru do interiéru, či naopak (směr B). U ostatních materiálů se tyto směry nerozlišovaly.

Hodnoty dalších vlhkostních parametrů, součinitele difúzní vodivosti vodní páry, součinitele difúze vodní páry a faktoru difúzního odporu vodní páry, naměřené metodami dry cup (5% a 50% relativní vlhkost) a wet cup (95% a 50% relativní vlhkosti), jsou uvedeny v tab. 6 a tab. 7.

Diskuze

Objemová hmotnost pórobetonů (tab. 2) se liší o 1-4 % od deklarované hodnoty, což je v rámci chyby měření. Otevřená pórovitost i hustota matrice porovnatelných pórobetonů P2-350λ a P2-400 je velmi podobná. Omítka Baumit má téměř dvakrát menší otevřenou pórovitost než pórobeton. Multipor dosahuje výrazně nižší objemové hmotnosti a výrazně vyšší pórovitosti než ostatní pórobetonové výrobky. Má tedy velmi dobré předpoklady pro využití ve formě tepelně izolačních desek. Malta Multipor má výrazně vyšší pórovitost než Baumit MVR Uni, protože je pravděpodobně určena částečně i pro tepelně izolační účely.

Tepelné parametry

Součinitele tepelné vodivosti (tab. 3, tab. 4) jsou dle předpokladů výrazně lepší u všech pórobetonů než u omítky Baumit MVR Uni a malty Multipor. Výsledky jsou v rámci chyby měření (okolo 10 % z naměřené hodnoty) v souladu s hodnotami uvedenými v tab. 1 podle technických listů výrobců.

V důsledku přijímání vlhkosti se součinitele tepelné vodivosti materiálů výrazně zhoršují. U všech typů pórobetonu došlo po týdenním kapilárním nasákání přibližně ke čtyřnásobnému zvýšení hodnoty λ proti vysušenému stavu, omítka Baumit vykazovala trojnásobný nárůst, malta Multipor dokonce sedminásobný.

Měrná tepelná kapacita *c* všech materiálů se zvyšující vlhkostí roste, což je dáno vysokou měrnou tepelnou kapacitou vody, která vyplňuje otevřené póry materiálů.

Vlhkostní parametry

Vlhkostní parametry, které se týkají kapalné vlhkosti (tab. 5), jsou u pórobetonů objemové hmotnosti 300-400 kgm⁻³ poměrně blízké. U pórobetonu H+H se však kapalná vlhkost šíří o něco pomaleji (vlhkostní absorpční součinitel i součinitel vlhkostní vodivosti jsou v obou směrech menší než u pórobetonu Ytong). Multipor dosahuje zhruba polovičních hodnot vlhkostního absorpčního součinitele, pórobeton P4-500 naopak přibližně o třetinu vyšší. Rozdělení vzorků na různé směry prokázalo, že se kapalná vlhkost šíří stejně rychle v obou sledovaných směrech pórobetonových tvárníc. U omítky Baumit je vlhkostní absorpční součinitel přibližně 2,0-2,5krát vyšší než u pórobetonů, voda se tedy omítkou šíří rychleji než pórobetonem. Naopak malta Multipor má ze všech studovaných materiálů nejnižší vlhkostní absorpční součinitel.

Z hodnot faktoru difúzního odporu vodní páry (tab. 6, tab. 7) je zřejmé, že se vodní pára šíří srovnatelně rychle ve všech pórobetonech kromě P1,8-300 (dosahuje až polovičních hodnot v porovnání s P2-400). Faktor difúzního odporu omítky Baumit MVR Uni byl s ohledem na chybu měření (10 %) podobný jako u pórobetonů (kromě P1,8-300), tato omítka by měla tedy s pórobetonem v konstrukci působit tak, že nebudou vznikat žádné negativní jevy vlivem různé rychlého průchodu vodní páry konstrukcí, především při průchodu vodní páry z interiéru do exteriéru. Tyto závěry jsou v souladu se současnými návrhovými metodami obsaženými v současných normových požadavcích, které se týkají tepelné ochrany budov. Stejně tak malta Multipor je z hlediska transportních vlastností vodní páry kompatibilní s Multiporem.

Tab. 5. Vlhkostní parametry vzorků zjištěných metodou nasávkivosti částečným ponořením

Materiál	Vlhkostní absorpční součinitel	Průměrný součinitel vlhkostní vodivosti	Vlhkostní absorpční součinitel	Součinitel vlhkostní vodivosti
	[kg m ⁻² s ^{-1/2}]	[m ² s ⁻¹]	[kg m ⁻² s ^{-1/2}]	[m ² s ⁻¹]
	směr A		směr B	
P1,8-300	0,028	1,029·10 ⁻⁹	0,03	1,170·10 ⁻⁹
P2-350 λ (Xella)	0,032	1,525·10 ⁻⁹	0,031	1,454·10 ⁻⁹
P2-400 (H+H)	0,026	1,062·10 ⁻⁹	0,022	7,120·10 ⁻¹⁰
P4-500 (Xella)	0,044	7,600·10 ⁻⁹	0,044	7,600·10 ⁻⁹
Baumit MVR Uni (Baumit)	0,076	3,002·10 ⁻⁸	-	-
Multipor (Xella)	0,016	2,245·10 ⁻¹⁰	-	-
malta Multipor	0,01	2,705·10 ⁻¹⁰	-	-

Tab. 6. Vlhkostní parametry vzorků zjištěných metodou dry cup

Materiál	Součinitel difúzní vodivosti	Součinitel difúze vodní páry	Faktor difúzního odporu	Součinitel difúzní vodivosti	Součinitel difúze vodní páry	Faktor difúzního odporu
	[s]	[m ² s ⁻¹]	[-]	[s]	[m ² s ⁻¹]	[-]
	směr A			směr B		
P1,8 - 300 (Xella)	2,4·10 ⁻¹¹	3,30·10 ⁻⁶	7,2	2,40·10 ⁻¹¹	3,4·10 ⁻⁶	7,1
P2 - 350 λ (Xella)	1,12·10 ⁻¹¹	1,52·10 ⁻⁶	15,3	1,41·10 ⁻¹¹	1,93·10 ⁻⁶	12
P2 - 400 (H+H)	1,09·10 ⁻¹¹	1,49·10 ⁻⁶	15,5	1,18·10 ⁻¹¹	1,61·10 ⁻⁶	14,4
P4 - 500 (Xella)	1,7·10 ⁻¹¹	2,30·10 ⁻⁶	10,2	1,90·10 ⁻¹¹	2,60·10 ⁻⁶	9,7
Baumit MVR Uni (Baumit)	1,37·10 ⁻¹¹	1,86·10 ⁻⁶	12,4	-	-	-
Multipor (Xella)	1,59·10 ⁻¹¹	2,17·10 ⁻⁶	10,9	-	-	-
malta Multipor	1,16·10 ⁻¹¹	1,58·10 ⁻⁶	14,7	-	-	-

Tab. 7. Vlhkostní parametry vzorků zjištěných metodou wet cup

Materiál	Součinitel difúzní vodivosti	Součinitel difúze vodní páry	Faktor difúzního odporu	Součinitel difúzní vodivosti	Součinitel difúze vodní páry	Faktor difúzního odporu
	[s]	[m ² s ⁻¹]	[-]	[s]	[m ² s ⁻¹]	[-]
	směr A			směr B		
P1,8-300 (Xella)	5,92·10 ⁻¹¹	8,14·10 ⁻⁶	2,9	9,75·10 ⁻¹¹	1,34·10 ⁻⁵	2,2
P2-350 λ (Xella)	5,64·10 ⁻¹¹	7,69·10 ⁻⁶	3,0	5,12·10 ⁻¹¹	6,98·10 ⁻⁶	3,3
P2-400 (H+H)	5,35·10 ⁻¹¹	7,29·10 ⁻⁶	3,2	4,56·10 ⁻¹¹	6,22·10 ⁻⁶	3,7
P4-500 (Xella)	5,91·10 ⁻¹¹	8,13·10 ⁻⁶	2,9	5,58·10 ⁻¹¹	7,68·10 ⁻⁶	3,1
Baumit MVR Uni (Baumit)	3,79·10 ⁻¹¹	5,17·10 ⁻⁶	4,5	-	-	-
Multipor (Xella)	9,06·10 ⁻¹¹	1,24·10 ⁻⁵	1,9	-	-	-
malta Multipor (Xella)	3,76·10 ⁻¹¹	5,13·10 ⁻⁶	4,5	-	-	-

Závěr

Prezentované výsledky tepelných a vlhkostních vlastností materiálů pórobetonových obvodových plášťů by měly přispět k lepšímu chápání jevů vznikajících jako důsledek transportu a akumulace tepla a vlhkosti ve vícevrstvých systémech stavebních materiálů. Z výsledků je patrné, že příslušné dvojice pórobeton-omítka či pórobeton-malta mají na první pohled příznivé kombinace vlhkostních i tepelných parametrů. Měření je však nutné doplnit další sadou parametrů, především akumulčních, čímž vznikne soubor dat pro počítačové simulace chování konstrukcí na bázi pórobetonu při teplotně vlhkostním namáhání.

Článek vznikl za podpory projektu č. 103/09/0016 GA ČR „Vlhkostní, tepelná a mechanická analýza inovovaných obvodových plášťů na bázi pórobetonu zaměřená na problémy trvanlivosti“.

Literatura

- [1] www.xella.cz
- [2] www.hplush.cz/technicke_listy
- [3] www.baumit.com/cz/main1
- [4] Roels, S. – Carmeliet, J. – Hens, H. – Adan, O. – Brocken, H. – Černý, R. – Pavlík, Z. – Hall, C. – Kumaran, K. – Pel, L. – Plagge, R.: Interlaboratory Comparison of Hygric Properties of Porous Building Materials. *Journal of Thermal Envelope and Building Science*, 2004, Vol. 27, pp. 307-325.
- [5] Kumaran, M. K.: Moisture Diffusivity of Building Materials from Water Absorption Measurements. IEA Annex 24 Report T3-CA-94/01, Ottawa, 1994.
- [6] ČSN EN ISO 12572, Tepelně vlhkostní chování stavebních materiálů a výrobků – Stanovení prostupu vodní páry. ČSN, 2002.

Výborný, J. et al.: Thermal and Moisture Transport Characteristics of New Products from Aeroconcrete

This paper presents the results of the measurement of transport characteristics of heat and moisture of four types of blocks from aeroconcrete, heat-insulating boards from aeroconcrete, recommended plasters and bonding agents for aeroconcrete structures. Selected products may be considered as typical, commonly occurring in new buildings and reconstructions. The parameters gained permit prediction of heat and moisture behaviour of aeroconcrete external skins.

Výborný, J. u. a.: Charakteristiken des Wärme- und Feuchtigkeitstransports neuer Porobetonzeugnisse

Im Artikel werden die Ergebnisse von Messungen der Charakteristiken des Wärme- und Feuchtigkeitstransports von vier Typen von Porobetonformteilen, einer Wärmedämmplatte auf Basis von Porobeton, des empfohlenen Putzes und Klebers für Porobetonkonstruktionen angeführt. Die ausgewählten Erzeugnisse können als typische betrachtet werden, die man gewöhnlich an Neubauten und auch bei Umbauten und Sanierungen antreffen kann. Die erhaltenen Parameter ermöglichen die Voraussage des Wärme- und Feuchtigkeitsverhaltens von Porobeton-Außenwandverkleidungen.

• projekty

Galerie HARFA

Cílem projektu nového obchodně administrativního centra v pražských Vysočanech bylo vytvoření osobité stavby, která přehledným vnitřním konceptem a příjemnou atmosférou přitáhne návštěvníky. Zároveň bylo třeba vytvořit budovu, která bude respektovat jak starší domy v lokalitě, tak moderní stavbu O2 arény, s níž je propojena pasáží.

Tvar objektu maximálně využívá velikosti pozemku a jeho vnější půdorysné trojúhelníkové řešení se odráží i v interiéru. Hlavní pasáže tvořené odvěsnami a přeponou trojúhelníku, v jejichž vrcholech jsou vytvořena náměstí, dělí plochu pro obchodní centrum na vnitřní a vnější část. Dominantními prvky jsou arkády vytvořené interiérovými obklady po vnějších stranách pasáží. Světlíky různých tvarů dodávají dostatek denního světla, čímž je navozena atmosféra vnější ulice.



Architektonický koncept již od prvních fází projektu kladl důraz na řešení stavebních a architektonických detailů, stejně jako na pečlivý výběr stavebních materiálů. Dokladem jsou např. efektní prosklené fasády opatřené digitálním potiskem s motivem stromů nebo použití dřevěných prvků podlah. Motiv stromů a výběr materiálů je opakován v interiéru. Zvláštní pozornost byla věnována návrhu střešní zahrady.

Na obchodní centrum navazuje administrativní část, umístěná ve vrcholu vnějšího půdorysného trojúhelníku. Hmotově ji tvoří dvě věže spojené krčkem, v němž jsou hlavní vertikální komunikace. Velký důraz při návrhu byl kladen na ztvárnění fasád – střídání vertikálních a horizontálních prvků, použití různých druhů skla. Konstrukčně je objekt tvořen železobetonovým monolitickým skeletem, doplněným předpjatými průvlaky a železobetonovými ztužujícími stěnami. Založení je na základové desce, zesílené v místě sloupů. Obvodové pláště jsou převážně kombinací fasád prosklených a skládaných s finálním obkladem deskami TRESPA.

Galerie Harfa, postavená u stanice metra Českomoravská, nabízí na třech podlažích 160 obchodů včetně jednotek pro sportovní využití. Pro motorizované návštěvníky je k dispozici 1 600 parkovacích míst. Projekt a vlastní stavba víceúčelového centra je společným dílem investora C&R Developments, hlavního architekta Moshe Tzur Architects, generálního projektanta a lokálního architekta HELIKA a generálního dodavatele stavby – sdružení dodavatelů Troststav a Porr.

Tisková informace

Vliv vysokopecní granulované strusky na odolnost vysokohodnotného betonu proti pronikání a akumulaci chloridů

*doc. Ing. Zbyšek PAVLÍK, Ph.D.
Ing. Milena PAVLÍKOVÁ, Ph.D.
Ing. Lukáš FIALA
Bc. Hannah BENEŠOVÁ
Ing. Jan MIHULKA
prof. Ing. Robert ČERNÝ, DrSc.
ČVUT – Fakulta stavební, Praha*

V článku je studován vliv vysokopecní granulované strusky na chování vysokohodnotného betonu z hlediska transportu a akumulace chloridových iontů. Získaná data potvrdila odhadovaný pozitivní efekt na jeho trvanlivostní vlastnosti. Aplikací se výrazně omezila pórovitost studovaného betonu, což se projevilo i na zpomalení transportu vlhkosti a chloridových iontů. Proto je možné očekávat prodloužení životnosti takto upraveného betonu.

Úvod

Beton představuje patrně nejčastěji a v největším objemu používaný materiál současného stavebního průmyslu. Tento materiál je během své životnosti vystaven působení nepříznivých klimatických a dalších podmínek, které negativně ovlivňují jeho trvanlivost. Většina betonových konstrukcí je realizována s ocelovou výztuží a právě u těchto konstrukcí je možné pozorovat korozi výztuže indukovanou působením chloridových iontů. Degradace betonových konstrukcí je nejvíce rozšířena u staveb realizovaných v přímořských oblastech či u staveb dopravních, které jsou zatíženy solemi z rozmrazovacích prostředků [1], [2]. S nárůstem objemu produktů koroze ocelové výztuže dochází k rozvoji trhlin v betonu a k odlupování její krycí vrstvy, což korozi urychluje a vede ke ztrátě integrity betonu.

V případě nepřítomnosti chloridových iontů tvoří alkalické prostředí betonu ochranné prostředí, které korozi výztuže brání. Vysoká hodnota pH (typicky 12,5-13,0) alkalického prostředí betonu je způsobena přítomností portlanditu ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) vzniklého hydratací portlandského cementu a nízkým obsahem oxidů alkalických kovů (Na_2O , K_2O) v cementu. Akceptovanou skutečností je, že alkalické prostředí zabraňuje vzniku koroze tvorbou mikroskopické přilnavé vrstvy na povrchu ocelové výztuže tvořené oxidem železato-železitým (Fe_3O_4). Tato mikroskopická vrstva ve své podstatě představuje také produkt koroze železa. Míra této koroze je však relativně malá a jejím výsledkem je požadovaná pasivace výztuže [3].

Pokud jsou ve struktuře betonu přítomny chloridové ionty, které mohou být v dostatečné koncentraci v kontaktu s povrchem ocelové výztuže, dojde k depasivaci výztuže i za vysokého pH. Přestože jsou chloridové ionty všeobecně považovány za katalyzátory korozní reakce, samotný proces depasivace výztuže a její následné aktivace nebyl dosud dostatečně popsán [4]. Přítomnost chloridu sodného či jiné látky obsahující chloridové ionty není v běžných podmín-

kách železobetonové konstrukce povolena. Obecně je však možné jisté specifické množství chloridů v betonu vyztuženém ocelovou výztuží tolerovat a je přijímána teorie, která zavádí jistou prahovou hodnotu obsahu chloridů v betonu nezbytnou pro depasivaci výztuže a iniciaci její koroze. V odborné literatuře zabývající se korozi výztuže betonu je tato prahová hodnota vyjádřena ve třech různých formách, a to jako specifická koncentrace chloridových a hydroxylových iontů v pórovém roztoku a jako procentní hmotností obsah chloridů v cementu. Kromě jasné definice prahové hodnoty obsahu chloridových iontů v betonu však v odborné literatuře nenalezneme její jednotnou velikost, která by zohledňovala vliv všech složek betonu a okolních podmínek. Navíc publikované výsledky ukazují široký rozptyl těchto prahových hodnot změřených pro betony různého složení.

Ve stavebních konstrukcích můžeme vysledovat řadu transportních mechanismů chloridových iontů, které jsou v přímé vazbě k okolnímu klimatickému zatížení konstrukce a k vlastnostem a struktuře materiálů. V případě, že je konstrukce plně nasycena (například při permanentním ponoření v mořské vodě), dochází k transportu chloridových iontů na principu difúze v kombinaci s vázáním částí iontů na povrch a vnitřní strukturu materiálů. Můžeme pozorovat i cyklické nasákání a vysychání kombinované s působením větru. Toto chování je typické pro konstrukce v pobřežních oblastech vystavených slapovým jevům, zatížených pronikáním srážkové či podzemní vody či vystavených působení rozmrazovacích solí. V těchto případech dochází v materiálech konstrukcí k nenасыcenému stavu a k nehomogenní prostorové distribuci vlhkosti a iontů solí. Transport solí pak probíhá nejen na principu difúze, ale také na principu advekce iontů vodou [1]. Při tomto procesu můžeme opět pozorovat vázání částí transportovaných iontů na povrch či do struktury materiálů. Kromě fyzikálního mechanismu vázání iontů tak dochází i k chemickému vázání iontů, například za vzniku Friedlovy soli. Za nesaturovaných podmínek není nebezpečím pro trvanlivost materiálu pouze případná iniciace koroze výztuže, ale také krystalizace solí, ke které může za specifických podmínek dojít.

Z ekonomických důvodů je tedy nezbytné navrhovat také betony, jejichž životnost a odolnost budou v porovnání se standardními typy betonů výrazně vyšší. Z tohoto pohledu se jeví jako velmi výhodné a efektivní vyrábět vysokohodnotné betony, které mají snížením množství záměsové vody pomocí superplastifikátorů výrazně menší pórovitost. Následkem je nejen výrazný nárůst pevnosti, ale také výrazné omezení pronikání vody a v ní dissolvedých látek do vnitřní struktury betonu. Kromě superplastifikačních přísad se pro snížení pórovitosti betonu používají jemně mleté

minerální příměsi, které částečně nahrazují cementové pojivo, např. vysokopecní struska nebo elektrárenské popílky. Jelikož tyto látky pozitivně ovlivňují pórovitost betonu, je možné předpokládat, že omezí i množství iontů solí, které do takto modifikovaného betonu mohou proniknout [5]. To je důvod, proč se vlivem vysokopecní strusky na transport a akumulaci chloridových iontů ve struktuře vysokohodnotného betonu v tomto článku zabýváme. Zároveň je zohledněn vliv aplikace vysokopecní strusky na změnu struktury a pórovitosti takto modifikovaného betonu.

Materiály

Vysokopecní struska byla aplikována jako částečná náhrada cementového pojiva ve směsi pro výrobu vysokohodnotného betonu (směs označená BS). Pro stanovení jejího vlivu na chování takto modifikovaného betonu byly odlity a následně studovány vzorky referenčního betonu (směs BR), bez přidání strusky. Byla použita granulovaná vysokopecní struska o měrném povrchu $380 \text{ m}^2 \text{ kg}^{-1}$ (Kotouč Štramberk). Její chemické složení je uvedeno v tab. 1. Pro oba betony byl použit superplastifikátor Mapei Dynamon SX původně navržený pro redukci obsahu záměsové vody při výrobě transportbetonů. Složení směsí pro výrobu referenčního a modifikovaného betonu je uvedeno v tab. 2.

Tab. 1. Chemické složení použité strusky [6]

Složka	Obsah [%]
SiO ₂	34,74
Al ₂ O ₃	5,91
Fe ₂ O ₃	0,39
CaO	40,27
MgO	9,6
K ₂ O	0,405
Na ₂ O	0,288
SO ₄ ²⁻	0,39

Tab. 2. Složení směsí pro výrobu vysokohodnotných betonů

Směs	BR	BS
	[kgm ⁻³]	
CEM I 42.5R Mokrý	484	440
křemenný písek 0/4 mm	812	812
drcené křemenné kamenivo 8/16 mm	910	910
superplastifikátor Mapei Dynamon SX	5,3	5,3
vysokopecní struska (Kotouč Štramberk)	–	44
voda	148	146

Vzorky byly odlity do forem, jejichž tvar a rozměr byl specifikován. Z forem byly vyjmuty jeden den po odlití a ponechány v prostředí o velké vlhkosti po dobu 28 dní. Rozměry vzorků pro sorpční experimenty byly 40x40x20 mm a 40x40x200 mm, pro měření vazebných izoterm chloridů o rozměrech 40x40x20 mm.

Experimentální a výpočetní metody

Experimenty byly realizovány v klimatizované laboratoři za konstantní teploty $23 \pm 1 \text{ }^\circ\text{C}$ a relativní vlhkosti $30 \pm 5 \text{ } \%$.

Pro základní charakteristiku materiálů byla stanovena objemová hmotnost a hustota matrice. Objemová hmotnost byla určena měřením objemu vzorku a stanovením jeho hmotnosti ve vysušeném stavu. Hustota matrice byla měřena heliovým pyknometrem Pycnomatic ATC. Na základě těchto experimentů byla vypočtena hodnota celkové otevřené pórovitosti zkoumaných materiálů dle rovnice

$$p = 100 \cdot \left(1 - \frac{\rho_b}{\rho_{mat}} \right), \quad (1)$$

kde ρ_b [kg m⁻³] je objemová hmotnost, ρ_{mat} [kg m⁻³] hustota matrice, p [%] celková otevřená pórovitost.

Pro stanovení materiálových parametrů charakterizujících transport chloridových iontů byly provedeny dva rozdílné experimenty. Vyhodnocením standardního jednorozměrného sorpčního experimentu byl popis transportu chloridů jejich absorpčním koeficientem a zdánlivým součinitelem vlhkostní vodivosti. Rovnice (2) představuje zjednodušený zápis pro popis transportu vlhkosti

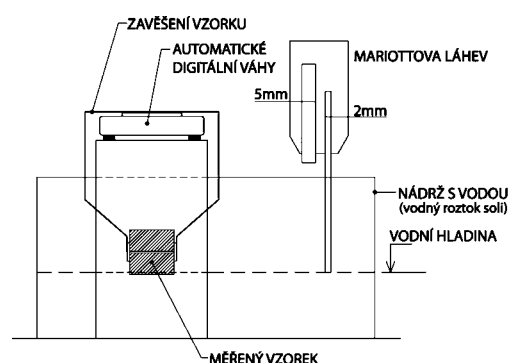
$$I = A_s \cdot \sqrt{t}, \quad (2)$$

kde A_s [kgm⁻² s^{-1/2}] je absorpční koeficient pro kapalnou vodu nebo roztok solí, I [kg m⁻²] kumulativní hmotnost vody (resp. solného roztoku), která byla absorbována měřeným vzorkem, jehož plocha o známém rozměru byla v kontaktu s vodou (resp. roztokem soli), t [s] je čas kontaktu měřeného vzorku s absorbovanou kapalinou.

Absorpční koeficient umožňuje popsat pouze celkový vlhkostní tok, nikoli distribuci vlhkosti. Z tohoto důvodu jsme transport vlhkosti (resp. roztoku NaCl) popsali zdánlivým součinitelem vlhkostní vodivosti, který je definován vztahem

$$\kappa \approx \left(\frac{A_s}{w_{sat}} \right)^2. \quad (3)$$

V této rovnici je κ [m²s⁻¹] zdánlivý součinitel vlhkostní vodivosti, w_{sat} [kg m⁻³] saturovaný obsah vlhkosti stanovený na principu vakuové nasákavosti. Tímto způsobem stanovený součinitel vlhkostní vodivosti může být použit pro popis vlhkostního toku ve vztahu k analogickému Fickovu zákonu, a zároveň může být využit v počítačových simulacích pro modelování distribuce vlhkosti.



Obr. 1. Experimentální stanovení absorpčního koeficientu

Uspořádání experimentu pro měření absorpčního koeficientu sestává z nádoby obsahující vodu či roztok anorganických

ké soli známé koncentrace, na bočních stranách vodotěsně izolovaného vzorku, který je zavěšen na automatických digitálních vahách a ponořen 1-2 mm do vody či solného roztoku. Experimentální uspořádání je patrné z *obr. 1*. Automatická digitální váha zaznamenává kontinuálně nárůst vzorku od prvního kontaktu s kapalinou až po jeho nasycení. Z vynesené závislosti (vyneseno jako odmocnina v čase) nárůstu hmotnosti dělené plochou vzorku je poté stanoven absorpční koeficient jako hodnota směrnice této závislosti. Podrobně je princip experimentu a jeho vyhodnocení popsán v práci [7]. Pro realizaci sorpčních experimentů byly vzorky po obvodu vodotěsně izolovány epoxidovým tmelem a vysušeny při teplotě 60 °C. Jako absorbované médium byl použit vodný roztok NaCl o koncentraci 5 % (objemová hmotnost při 20 °C byla 1 034 kg m⁻³) a 15 % (objemová hmotnost při 20 °C byla 1 109 kg m⁻³). Pro porovnání rychlosti a míry transportu bylo provedeno i komparativní měření s vodou.

Současný transport vody a chloridových iontů byl studován také v rámci jednorozměrně uspořádaného nasákávacího experimentu. Měření bylo provedeno na vzorcích tvaru hranolu výše uvedených rozměrů po obvodu izolovaných epoxidovou pryskyřicí. Experiment probíhal ve vertikálním uspořádání, absorbovaným médiem byl 5% roztok NaCl. Ve specifických intervalech nasákávání (24 h, 24 dní a 71 dní) byly vzorky po délce rozřezány a v každé části stanoven obsah vlhkosti gravimetrickou metodou. Po vysušení byly vzorky přelity 200 ml vroucí vody a ve vyluhu stanoven obsah chloridových iontů. Obsah chloridových iontů se zjišťoval metodou kapalinové chromatografie. Měření byla provedena přístrojem SHODEX CD5. Výsledkem tohoto experimentu byly vlhkostní profily a profily koncentrace chloridových iontů jako funkce času a polohy ve vzorku.

Experimentálně stanovené profily vlhkosti a koncentrace chloridů byly následně podrobeny inverzní analýze, v rámci níž byly provedeny výpočty součinitele vlhkostní vodivosti v závislosti na vlhkosti a součinitele difúze chloridových iontů v závislosti na jejich koncentraci. Analýza vycházela z předpokladu difúzní advektivního transportu chloridových iontů se zohledněním jejich částečného vázání na stěny porézního prostoru zkoumaných materiálů. Princip inverzní analýzy, její matematické operace a finální vztahy pro výpočet hledaných materiálových parametrů jsou podrobně popsány a vysvětleny v práci [8].

Inverzní analýza, založená na difúzní advektivním transportu, vychází ze znalosti vazebné kapacity materiálu pro ionty solí. Přestože vázání iontů solí probíhá jak na fyzikálním, tak na chemickém principu, pro jeho popis se používá jeden akumulací parametr, a to vazebná izoterma specifických iontů solí. Zde byly vazebné izotermy chloridů měřeny absorpční rovnovážnou metodou založenou na ustavení rovnováhy koncentrace iontů solí v materiálu a v roztoku, v němž je vzorek ponořen [9].

Výsledky a diskuze

Naměřené hodnoty základních materiálových parametrů, uvedené v *tab. 3*, jsou aritmetickým průměrem pěti měření. Z výsledků můžeme vidět, že objemová hmotnost pro beton s obsahem vysokopecní granulované strusky je nižší než pro referenční beton. Podobný trend můžeme pozorovat u hustoty matrice a celkové otevřené pórovitosti, která je u modifikovaného betonu nižší o 2,6 %. Hodnoty saturovaného obsahu vlhkosti jsou také ve shodě s naměřenými základními materiálovými vlastnostmi a demonstrují přínos použité minerální příměsi pro snížení nasákavosti betonu.

Tab. 3. Základní materiálové parametry

Materiál	Objemová hmotnost	Hustota matrice	Otevřená pórovitost	Saturovaná vlhkost
	[kg m ⁻³]		[%]	[kg m ⁻³]
BR	2 380	2 715	12,3	94,7
BS	2 334	2 602	9,7	87,7

Výsledky sorpčních experimentů jsou shrnuty v *tab. 4*. Prezentovány jsou hodnoty absorpčních koeficientů a vypočtené hodnoty součinitele vlhkostní vodivosti. Výsledky byly stanoveny pro nasákání destilované vody, 5% a 15% vodného roztoku NaCl. Z výsledků je možné identifikovat vliv přidání strusky na míru a rychlost transportu vody a roztoků solí ve zkoumaných materiálech. Hodnoty absorpčního koeficientu a vlhkostní vodivosti jsou pro modifikovaný beton systematicky nižší než pro referenční materiál. Patrný je také rozdíl v transportu destilované vody a roztoků NaCl. V důsledku nižší objemové hmotnosti čisté vody a její nižší viskozity byl její transport výrazně rychlejší než transport solných roztoků. Hodnoty součinitele difúze jsou pro destilovanou vodu u obou materiálů dokonce o řád vyšší než naměřené pro absorpci roztoků NaCl. Vzhledem k nehomogenitě vzorků betonů a k použité metodě měření jsou prezentované výsledky zatíženy chybou 20 %. Výsledky opět představují aritmetický průměr z pěti měření na pěti odlišných vzorcích.

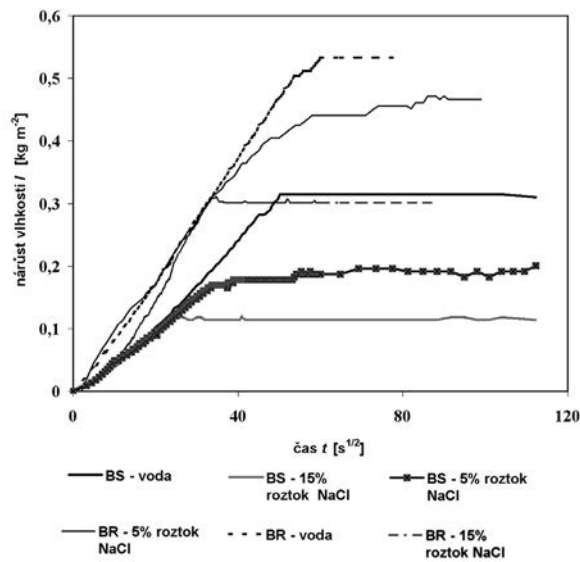
Tab. 4. Výsledky sorpčních experimentů

Materiál	Absorpční koeficient pro destilovanou vodu kgm ⁻² s ^{-1/2}	Vlhkostní vodivost pro destilovanou vodu m ² s ⁻¹
BR	0,0125	1,74E-08
BS	0,0103	1,38E-08
	absorpční koeficient pro 5% roztok NaCl kgm ⁻² s ^{-1/2}	vlhkostní vodivost pro 5% roztok NaCl m ² s ⁻¹
BR	0,0072	4,70E-09
BS	0,0043	2,43E-09
	absorpční koeficient pro 15% roztok NaCl kgm ⁻² s ^{-1/2}	vlhkostní vodivost pro 15% roztok NaCl m ² s ⁻¹
BR	0,0066	3,72E-09
BS	0,0032	1,33E-09

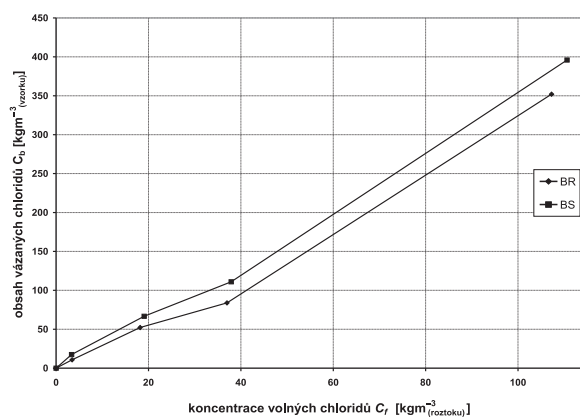
Pro ilustraci sorpčních experimentů jsou na *obr. 2* vykresleny křivky závislosti kumulativního obsahu vlhkosti jako funkce odmocniny v čase nasákání. Také v tomto případě jsou prezentovány výsledky pro destilovanou vodu, 5% a 15% roztok NaCl. Opět je patrný rozdíl v rychlosti transportu vody a roztoku solí, stejně jako rozdíly v chování materiálů.

Vazebné izotermy chloridových iontů materiálů popisuje *obr. 3*. Porovnáme-li výsledky z kvantitativního hlediska, je zřejmé, že vazebná kapacita modifikovaného betonu přidáním granulované strusky byla vyšší než u referenčního materiálu. Tento výsledek je v rozporu s výsledky měření celkové otevřené pórovitosti. Toto zjištění může být vysvětleno tím, že vázání iontů solí je nejen fyzikální, ale také chemický proces. Při vázání iontů solí se uplatňují nejen povrchové přitažlivé síly, které jsou vázány na velikost měrného povrchu porézního systému, ale důležitý je i chemismus materiálů. Pro objasnění rozdílů ve vazebné kapacitě by bylo nutné provést chemickou analýzu produktů reakce hydrato-

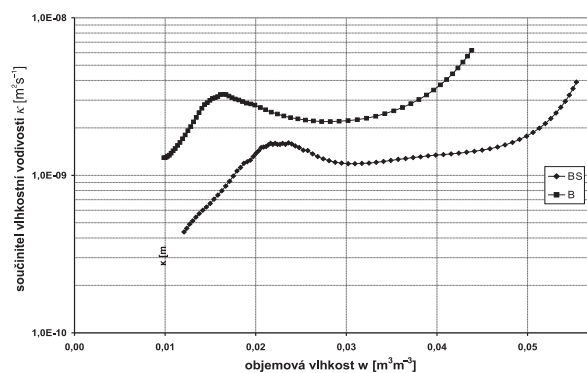
vaných složek tvořících strukturu materiálů s chloridovými ionty. Jako optimální se jeví možnost využití infračervené spektroskopie a rentgenové difrakce.



Obr. 2. Typické sorpční křivky pro studované betony

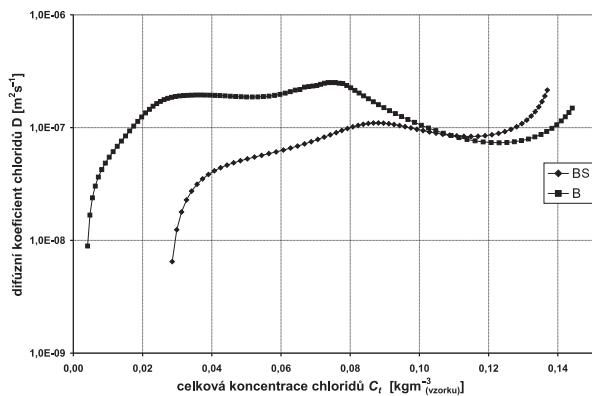


Obr. 3. Vazebné izotermie chloridů



Obr. 4. Součinitel vlhkostní vodivosti jako funkce obsahu vlhkosti

Závislost součinitele vlhkostní vodivosti jako funkce vlhkosti je patrná z obr. 4. Tyto výsledky byly stanoveny na základě inverzní analýzy profilů koncentrace vlhkosti a soli, naměřených při absorpci 5% roztoku NaCl. Stanovené součinitele difúze chlorových iontů jsou patrné z obr. 5. Oba obrázky opět potvrzují pozitivní přínos přidání vysokopecní granulované strusky k omezení rychlosti a míry transportu vlhkosti a chloridových iontů.



Obr. 5. Koefficient difúze chloridových iontů vysokohodnotných betonů

Závěr

V článku jsme se zabývali vlivem modifikace složení směsi pro výrobu vysokohodnotného betonu, v níž část portlandského cementu je nahrazena vysokopecní granulovanou struskou, na transport a akumulaci vlhkosti a solí vysokohodnotného betonu. Získané výsledky potvrdily pozitivní efekt aplikace strusky pro omezení a zpomalení transportu vlhkosti a solí. Použití strusky jako částečné náhrady cementového pojiva vedlo k výraznému snížení pórovitosti, což pozitivně ovlivnilo také transportní parametry charakterizující transport vlhkosti a iontů solí. Na základě získaných výsledků tedy můžeme předpovědět prodlouženou životnost a trvanlivost vysokohodnotného betonu modifikovaného přidáním vysokopecní granulované strusky.

Článek vznikl za podpory výzkumného záměru MSM: 6840770031 MŠMT ČR.

Literatura

- [1] Baroghel-Bouny, V. – Nguyen, T. Q. – Thiery, M. – Dangla, P.: Modelling of Isothermal Coupled Moisture and Ion Transport in Cementitious Materials, In K. Kovler (ed.), Concrete Durability and Service Life Planning – ConcreteLife'09: Proceedings of the 2nd International RILEM Workshop, Haifa 7-9 September 2009, pp. 253-260, RILEM Publications S. A. R. L., 2009.
- [2] Kirpatrick, T. J. – Weyers, R. E. – Sprinkel, M. M. – Anderson-Cook C. M.: Impact of Specification Changes on Chloride-Induced Corrosion Service Life of Bridge Decks. Cement and Concrete Research 32(8), pp. 1189-1197, 2002.
- [3] Schiessel, P.: Concrete as a Medium for Protecting Steel Reinforcement Against Corrosion, Durability of Reinforced Concrete in Aggressive Media. Rotterdam, Balkema 1993.
- [4] Zibara, H. K. – Yamada, K.: Chloride Penetration into Concrete – A Review of Mechanisms and Models. Journal of Research of the Taihejiyo Cement Corporation, Vol. 142, pp. 123-138, 2002.
- [5] Sasaki, K. – Saeki, T.: Estimation of Chloride Transport in Cementitious Materials Based on Characteristics of Hydration Products. In: K. Kovler (ed.), Concrete Durability and Service Life Planning – ConcreteLife'09: Proceedings of the 2nd International RILEM Workshop, Haifa 7-9 September 2009: 262-269, RILEM Publications S. A. R. L., 2009.
- [6] Vejmelková, E. – Pavlíková, M. – Keršner, Z. – Rovnaníková, P. – Ondráček, M. – Sedlmajer, M. – Černý, R.: High Performance Concrete Containing Lower Slag Amount: A Complex View of Mechanical and Durability Properties. Construction and Building Materials, Vol. 23:2237-2245, 2009.
- [7] Jiříčková, M.: Application of TDR Microprobes, Miniensimetry and Minihygrometry to the Determination of Moisture Transport and Moisture Storage Parameters of Building Materials. CTU Prague, 2004.
- [8] Pavlík, Z.: Identification of Parameters Describing the Coupled Moisture and Salt Transport in Porous Building Materials. [Habilitation Thesis], CTU Prague, 2009.
- [9] Jiříčková, M. – Černý, R.: Chloride Binding in Building Materials. Journal of Building Physics, Vol. 29: 189-200, 2006.

Pavlík, Z. et al.: Effect of Blast Furnace Slag Admixture on the Resistivity of High Performance Concrete against Chloride Ingress and Accumulation

The effect of partial Portland cement replacement by blast furnace slag in the composition of high performance concrete is studied in respect to concrete resistivity to water and chloride ingress and accumulation. The obtained data validated the positive effect of blast furnace slag on improvement of the durability properties of high performance concrete. On this account a prolonged durability and service life of slag modified high performance concrete can be anticipated.

Pavlík, Z. u. a.: Der Einfluss granulierter Schlacke auf die Beständigkeit hochwertigen Betons gegen das Durchdringen und die Akkumulation von Chloriden

Im Artikel wird der Einfluss der Zugabe von granulierter Hochofenschlacke in die Mischung zur Herstellung hochwertigen Betons aus der Sicht des Transports und der Akkumulation von Chloridionen behandelt. Die Anwendung führte zu einer deutlichen Verringerung seines Porengehalts, was in der Verlangsamung des Transports von Feuchtigkeit und Chloridionen zum Ausdruck kam. Es ist also eine Erhöhung der Dauerhaftigkeit und eine Verlängerung der Lebensdauer von dermaßen modifiziertem Beton zu erwarten.

● rekonstrukce

MOSAIC HOUSE

Společnost IMPACT-CORTI představila koncem října první „zelený“ hotel v České republice. Tento čtyřhvězdičkový hotel s nízkoenergetickým standardem vznikl kompletní rekonstrukcí a změnou užívání historické budovy z třicátých let minulého století. Do objektu v památkové zóně Prahy 2 se podařilo implementovat všechny požadované technologie. Přívlastek „zelený“ neznamená v tomto případě jen úsporu elektřiny, plynu a vody, ale také funkční doplnění zeleně na střeše budovy, v okolí budovy i v interiéru.

Podle sloganu, že „nejlevnější energie je ta, kterou nespotřebujeme“, byla pasivní úspora energie zajištěna zateplením pláště budovy a výměnou původních oken za repliky s nadstandardními tepelně technickými vlastnostmi. Okna jsou osazena čidly, která v případě otevření zajišťují automatické vypnutí topení nebo chlazení. Na osluněných částech budovy byly instalovány žaluzie, které se automaticky přizpůsobují stavu venkovního prostředí. Aktivní úspora energie spočívá v získávání energie z odpadního tepla technologických zařízení zajišťujících provoz hotelu (chlazení, vzduchotechniky aj.) a ze solárních panelů.

Recyklace odpadní „šedé“ vody (tj. ze sprch a umyvadel) je jednou z hlavních technologií. Pitná voda se zbytečně nepoužívá tam, kde nemusí. V hotelu je instalován dvojitý systém vodovodních a kanalizačních trubek, v nichž je relativně čistá voda ze sprch a umyvadel vedena odděleně do speciálního zařízení, které ji filtruje a čistí. Recyklovaná je následně použita ke splachování WC nebo jako studená užitková v úklidových komorách. Toto zařízení, které je první komplexní instalací v ČR, zajišťuje efektivní nakládání s vodou. Úplná technologická novinka, tj. zpětné získávání tepla z odpadní „šedé“ vody, byla ihned po svém zrodu implementována do projektu MOSAIC HOUSE, který se tak stává druhým na světě s tímto systémem. Přes výměníky tepla přitéká odpadní teplá voda ze sprch a umyvadel a předejde vstupní studenou vodu.

Při realizaci se podařilo zachovat dva vzrostlé stromy ve dvoře, přestože bylo povoleno jejich kácení. Původní nepřístupný prostor byl otevřen, doplněn zelení a dalšími dvěma vzrostlými stromy. Osázeny byly také ploché střechy objektu, tj. přibližně 40 % plochy pozemku. Výsledkem je pozitivní změna mikroklimatu a dodatečná izolace střech.

Technologie i jejich efektivní souhrn a využití řídí sofistikovaný systém měření a regulace. Monitoruje i obsazenost pokojů, otevření oken nebo dveří a nastavuje optimální parametry vnitřního prostředí jednotlivých pokojů. Za hosty automaticky zhasíná, resetuje zvolené prostředí na standardní „ekologické“ podmínky, umožňuje ovšem i individuální nastavení na přání hosta. V projektu se podařilo propojit nejnovější trendy s tradičními zdroji úspor energií tak, aby byly splněny moderní požadavky na inteligentní budovu.



Tisková informace

Boční přelivy a extrémní povodně

Ing. Martin KRÁLÍK, Ph.D.
 ČVUT – Fakulta stavební
 Praha

Bezpečnost přehrady závisí velkou měrou na funkci zařízení převádějícího povodňové průtoky pod přehradou. Vývoj v posledních desetiletích přinesl výrazné zvýšení požadavků na bezpečnost území pod vodními díly a zpřísnění kritérií návrhu pojistných zařízení přehrad. U malých a středních sypaných hrází se v České republice většinou uvažuje boční přeliv. Jeho hydraulické charakteristiky při extrémních povodních byly stanoveny v rámci modelového výzkumu v laboratoři. Z výsledků bylo možné vytvořit systém pro posuzování bočních přelivů v praxi.

Úvod

Je málo inženýrských konstrukcí, které jsou při navrhování a provozování tak úzce spjaty s životním prostředím jako přehrady. Vzhledem k variabilitě a náhodnému charakteru přírodních faktorů i požadavků na funkce vodních děl jsou tyto stavby neopakovatelné a jejich výskyt ve stejné podobě a ve stejných přírodních podmínkách není reálný. Potřeba poznání interakce jednotlivých faktorů je dána stoupajícími požadavky na ochranu osob, majetku a životního prostředí.

Spolehlivost vodního díla závisí nejen na tělese přehrady, ale i na spolehlivosti ostatních objektů. Při nesprávném návrhu, výstavbě i provozování může ohrozit bezpečnost přehrady i její okolí pod přehradou, tj. těleso hráze a její těsnění, odběrná zařízení, spodní výpusti, bezpečnostní přeliv, komunikace po hrázi, komunikační stoly, elektrárna, vývar pod přehradou a koryto pod přehradou.

K návrhu a posouzení bezpečnostních zařízení pro převádění povodňového průtoku lze využít základní vztahy hydrauliky, analogie základních výzkumů na fyzikálních modelech a ověření bočního přelivu na hydraulickém modelu. Příklady všech tří variant budou uvedeny pro extrémní průtok $Q_{10\,000}$.

Extrémní povodňové průtoky

Při projektování a výstavbě přehrad v minulém století se v České republice pro návrh pojistných zařízení uvažoval transformovaný povodňový průtok Q_{100} . Pro zajištění kvalitních hydrologických podkladů je zapotřebí vyhodnocení ze sledování průtoků za co nejdéší období. Pro zjištění hodnoty extrémního průtoku $Q_{10\,000}$ se využívají extrapoláční metody nebo srážkoodtokové modely. Při ověřování bezpečnosti vodního díla se s těmito hodnotami dále pracuje a slouží jako okrajová podmínka návrhu bezpečnostního přelivu ve vztahu k maximální bezpečné hladině v nádrži. Hodnota extrémního průtoku je limitní pro posouzení bezpečnosti vodních děl (u přehrad nižší kategorie je to průtok $Q_{1\,000}$, výjimečně i menší). Pro dále uvedené přehrady byly ověřovány konzumní křivky až do povodňového průtoku $Q_{10\,000}$. Pokud nebylo možné získat tento průtok z manipulačního řádu či od Českého hydrometeorologického ústavu, byl stanoven extrapoláční teoretických čar překročení.

Boční přelivy

Přeliv plní funkci pojistného zařízení, které zabezpečuje přehradní těleso proti přelití za povodně a zajišťuje neškodné převedení povodňových průtoků do koryta pod přehradou. Boční přeliv je charakteristický tím, že voda přepadá do spadiště, ze kterého se odvádí rovnoběžně s přelivnou hranou. Ta je v půdorysu nejčastěji přímá nebo mírně zakřivená. Výhodou bočních přelivů je, že délka přelivné hrany neovlivňuje přehradní těleso, protože přelivný objekt zasahuje do hráze obvykle jen přechodovou částí mezi spadištěm a skluzem. Dlouhá přelivná hrana je často nutná proto, aby se mohly povodňové průtoky odvést s malou přepadovou výškou, nezvyšovala se maximální hladina nádrže ani výška přehradního tělesa.

Z hlediska požadavků na přeliv jako pojistné zařízení přehrady má zásadní význam možnost přetížení přelivného objektu nad návrhovou kapacitu, aniž by byla ohrožena její bezpečnost. Ve druhé polovině dvacátého století se prosazovala zásada navrhovat přelivy na stoletou, popř. tisíciletou povodeň. Zkušenosti s výskytem mimořádných povodní u nás v letech 1996–2010 však ukázaly, že skutečný průtok za extrémní povodně může být podstatně větší. Proto je v posledních letech tlak na odborné posuzování mezní bezpečnosti přehrad (i těch méně významných) ve vztahu k extrémním povodním (v souladu s metodickým pokynem MŽP ČR – TNV 75 2935) a stává se aktuální znalost hydraulické funkce přelivů při překročení návrhových podmínek.

Návrh

Hydraulický návrh bočního přelivu se skládá z návrhu tělesa přelivu, dimenzování spadiště, dimenzování průchodu mezi spadištěm a svodem (často s přemostěním). Dále se navrhuje svodné zařízení do dolní vody (obvykle skluz) a tlumení energie vody pod přehradou. Spadiště bočního přelivu je třeba navrhnout tak, aby přepad přes přeliv byl pro zvolený návrhový průtok dokonalý. U dokonalého přepadu je dolní voda na takové úrovni, že neovlivňuje přepadový průtok. U nedokonalého přepadu se při konstantní hladině horní vody průtok zmenšuje nebo pro převedení daného průtoku hladina horní vody stoupne. Průtok přes boční přeliv se počítá podle rovnice

$$Q = mb_0 \sqrt{2gh}^{3/2},$$

kde m je součinitel přepadu, obvykle 0,42 až 0,46 (lze dosáhnout i přes 0,5 – při podtlakové proudnicové ploše), b_0 – účinná šířka přelivu, h – přepadová výška.

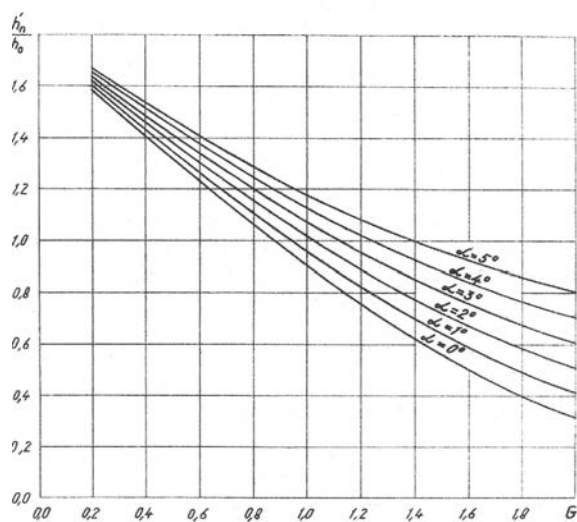
Přesný hydraulický výpočet proudění vody ve spadišti je obtížný pro složitost hydraulických jevů v horní části odvodního kanálu. Voda přepadající přes přeliv musí ve spadišti změnit směr proudění asi o 90° a přizpůsobovat pohyb dalším přítékajícím částicím. Výsledkem je složité rotační prostorové proudění s horizontální osou. Tato složitost pohybu působí, že příslušná diferenciální rovnice pohybu vody není obecně řešitelná a úloha se řeší ve zvláštních případech sblížením. Spadiště bočního přelivu je třeba navrhnout tak, aby přepad přes přeliv byl pro návrhový průtok dokonalý.

Z tohoto důvodu se dno spadiště obvykle situuje tak, aby nejvyšší hladina ve spadišti sahala maximálně do poloviny přepadové výšky. Spolehlivě lze stanovit průběh hladiny ve spadišti jen pomocí fyzikálního hydraulického modelu.

Při předběžném návrhu je důležitá maximální hloubka ve spadišti. Tuto hloubku lze stanovit pomocí grafu J. Komory, v němž jsou vyneseny závislosti

$$\frac{h_n'}{h_o} = f(G),$$

kde h_n' je hledaná maximální hloubka ve spadišti, h_o hloubka vody na konci spadiště, $G = i_s L_s / h_o$ parametr definovaný vztahem, i_s sklon dna spadiště, L_s délka spadiště.



Obr. 1. Graf závislosti parametru spadiště bočního přelivu

Posouzení

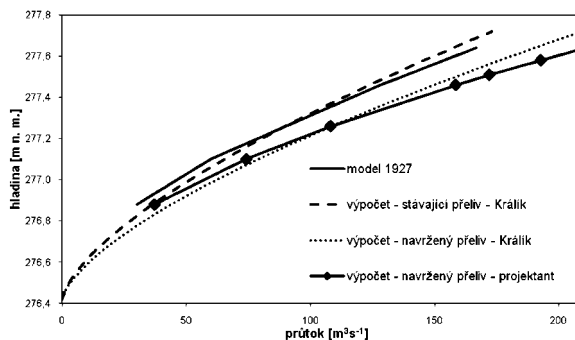
Funkci navrženého přelivu je vhodné posoudit na hydraulickém fyzikálním modelu. Zkoumání hydrodynamických jevů na modelech je založeno na teorii podobnosti mezi prouděním vody na skutečném vodním díle a na zmenšeném modelu ve tvaru skutečného přelivu. Objektové modely jsou navrhovány na základě vztahů pro podobnost při převaze gravitačních sil (Froudova podobnost). Kromě gravitačních sil však mohou zkoumané proudění ovlivňovat i další síly – odpor třením vazké kapaliny, síly kapilární, síly objemové apod. Podle Froudova zákona podobnosti můžeme určitý hydrodynamický jev zkoumat tehdy, jestliže účinky těchto sil jsou zanedbatelné v porovnání s gravitačními silami.

VD Plumlov

Původním účelem výstavby vodního díla byla ochrana města Prostějov a obcí podél Hlučely (dle melioračního zákona z r. 1911 bylo možné použít veřejné prostředky pouze pro ochranu před povodněmi a pro závlahu). Velký tlak na výstavbu přehrady ze strany Prostějova vyvolaly velké povodně v r. 1903, a především v r. 1908 (dle dobových záznamů až $67 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$, tj. více než dnešní Q_{100}). Stavba byla dokončena v r. 1933 a nádrž naplněna jarními vodami v r. 1934. Kolaudace proběhla v srpnu 1936.

Boční bezpečnostní přeliv je umístěn v pravém zavázání hráze. Je tvořen přelivnou hranou na kótě 276,41 m n. m., délky 61,2 m. Hloubka spadiště je 2,40-2,80 m. Stěny přelivu jsou vyzděny lomovým kamenem na cementovou maltu. Založení stěn je na vylámané skále. Kapacita bočního přeli-

vu vzhledem k posouzení na extrémní povodeň $Q_{10\,000}$ je nedostatečná. Návrh rekonstrukce bezpečnostního přelivu zahrnuje vlastní těleso přelivu, úpravu sklonu odpadního koryta na 2,0 % a prohloubením spadiště v celé ploše tak, aby sklon dna navazoval plynule na sklon odpadního koryta. Rekonstrukce přelivného objektu bude provedena v původní délce a původní trase.

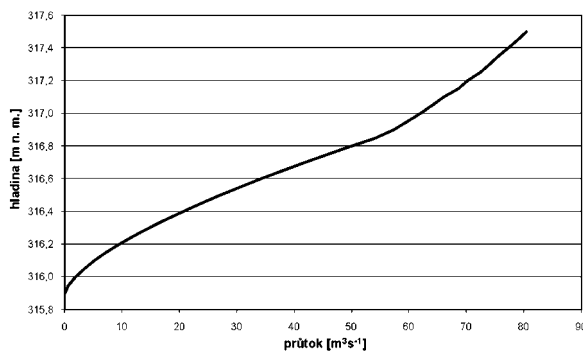


Obr. 2. Porovnání konzumní křivky stávajícího a navrženého přelivu VD Plumlov

VD Pocheň

Funkcí vodního díla na řece Čižině v ř. km 5,22 je vzdouávání a akumulace vody pro ochranu pozemků pod nádrží před škodlivými účinky povrchových vod, zabezpečení požární vody, krajinnotvorného efektu a rekreace. Pro převedení povodňových průtoků slouží bezpečnostní přeliv. Je boční, v levém zavázání, přemostěný v návaznosti na korunu hráze. Přeliv je nehrazený, na bezpečnostní přeliv přímo navazuje skluz zakončený vývarem.

Vodní dílo bylo posuzováno, zda vyhoví pro převádění extrémního povodňového průtoky Q_{100} . Z hlediska hydraulického posouzení bočního přelivu lze konstatovat, že jeho kapacita je dostatečná pro návrhový průtok Q_{100} při hladině 1 m nad korunou přelivu. Podle přísnějších požadavků je však nezbytné posouzení na $Q_{1\,000}$, popř. $Q_{2\,000}$. Hydraulické posouzení kapacity bočního přelivu nad návrhovou hladinu a průtok je ovlivňováno hladinou ve spadišti a ve skluzu, proto se do výpočtů musí zohlednit vliv zatopení přepadu dolní vodou ze spadiště. Toto ovlivnění je analogicky převzato z obecného modelu bočního přelivu [1].



Obr. 3. Konzumní křivka bočního přelivu VD Pocheň

VD Koryčany

Vodárenská nádrž Koryčany na toku Kyjovka byla postavena v padesátých letech minulého století, kdy se hledaly nové zdroje vody pro rozvíjející se průmysl a zásobování obyvatelstva. Díky svému významu a stupni ohrožení území pod ním se řadí pro potřeby technicko-bezpečnostního do-

hledu do II. kategorie. Z hlediska TNV 75 2935 Posuzování bezpečnosti vodních děl za povodní, zde byla stanovena kontrolní povodňová vlna $KPV_{10\,000}$. Jelikož původní bezpečnostní přeliv nemá dostatečnou kapacitu, bylo rozhodnuto o jeho rekonstrukci včetně navazujícího skluzu a vývaru. Společnost Vodní díla – TBD, a. s., pracoviště Brno, vypracovala návrh na rekonstrukci stavebních objektů bočního bezpečnostního přelivu, spadiště, skluzu, vývaru, odpadního koryta a spodní výpusti.

Cílem modelového výzkumu bylo ověřit a zpřesnit výpočty navrhovaných úprav a optimalizovat rozměry podélného žebra k usměrnění proudění. Model VD Koryčany (předpolí, boční přeliv, spadiště, skluzu, vývar a koryto pod přehradou) byl navržen a vybudován v měřítku $M = 1 : 20$. Model odpadní štolý spodních výpustí a spodní výpusti byl vybudován v měřítku $M = 1,0 : 14,6$. Celkem bylo zkoumáno patnáct variant uspořádání objektu. Výsledky pokusů všech měření jsou vyjádřeny konzumní křivkou, podélnými profily hladin, polohou hladin ve vývaru a korytě pod přehradou, rychlostním polem na konci spadiště a tlakovými pulzacemi ve spadišti.

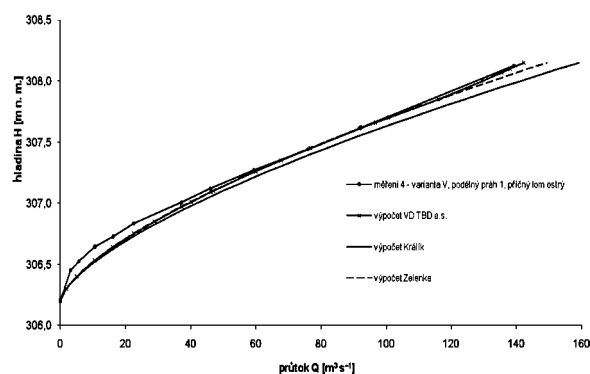


Obr. 4. Model bočního přelivu VD Koryčany při průtoku $Q_{1\,000}$

Kapacita bočního přelivu byla odečítána a nastavována při každém odpovídajícím měření. Na základě porovnání průběhu hladin ve skluzu při variantě IV a variantě V lze vyhodnotit jako příznivější variantu V. Doporučení pro výstavbu pravé boční zdi skluzu je podle měření na modelu: zvýšení této zdi ve staničení +30 o 0,5 m na kótu 300,12 m n. m.; toto zvýšení je vhodné vytvořit plynule ze staničení + 25 do staničení + 40. Pro příznivější proudění vody na konci skluzu (ostrý lom ve staničení + 54) je hydraulicky vhodnější vytvořit zaoblenou plochu. Tvar zaoblení je dán snížením dna o 0,4 m v místě lomu a plynulý přechod 3 m před lomem a 3 m za ním. Doporučené rozměry podélného žebra jsou: šířka 1 m a výška 1 m, délka 18 m. Vývar plnil svou funkci

bezproblémově při všech měřeních od Q_1 až po návrhový průtok $Q_{1\,000}$.

Z měření na modelu spodních výpustí a odpadní štolý vyplynulo, že proudění vody ve štolě bude o volné hladině po celé její délce a zpřesňujícím výpočtem byl vypočten průběh hladin pro nerovnoměrné proudění. Na modelu bylo pozorováno rotující proudění vody způsobené nesymetrickým umístěním nové spodní výpusti, dále byl pozorován provzdušněný rotující proud vody a pulzace tlaku v prvních 10 m odpadní štolý. Proto by bylo vhodné tento úsek opevnit proti porušování proudící vodou.



Obr. 5. Konzumní křivka bočního přelivu VD Koryčany

Závěr

Hydraulické fyzikální modelování má opodstatnění při řešení složitých úloh návrhu a posouzení pojistných zařízení přehrad. Při posuzování původního stavu bezpečnostních přelivů a navazujících objektů a při návrhu rekonstruovaných pojistných zařízení přehrad na VD Koryčany byl použit fyzikální model, který věrně popisuje proudění na těchto objektech.

Výsledky měření slouží pro návrh, posouzení a optimalizaci dílčích objektů bezpečnostních zařízení přehrad. Všechna vyhodnocení budou respektována a použita při výběru výsledného návrhu výše uvedených úprav. Na základě výsledků fyzikálního modelového výzkumu bude řešena projektová dokumentace pro konkrétní vodní dílo.

Hydraulické modely zaměřené na konkrétní přehradu se postupně zobecňují a začleňují do obecné metodiky návrhu a posuzování bočních přelivů.

Článek vznikl za podpory projektu č. 103/09/P584 GA ČR „Bezpečnost hrází za extrémních povodní“.

Literatura

- [1] Králík, M.: Boční přelivy a bezpečnost přehrad. [Dizertace], ČVUT v Praze, 2004.
- [2] Marcián, F.: VD Plumlov – studia na rekonstrukci VD vč. posouzení bezpečnosti VD za povodní. Agroprojekt PSO, 2009.
- [3] Manipulační řád pro vodní dílo Pocheň na řece Čižině v km 5,22. Povodí Odry, 2007.
- [4] Králík, M. a kol.: Fyzikální model VD Koryčany. [Zpráva], ČVUT v Praze, 2010.
- [5] Kolář, V. – Patočka, C. – Bém, J.: Hydraulika. Praha, SNTL/Alfa 1973.
- [6] Čábelka, J. – Gabriel, P.: Matematické a fyzikální modelování v hydrotechnice. Praha, Academia 1987.

Králík, M.: Side Spillways and Extreme Floods

This article investigates safety of dams from the perspective of extreme hydrological phenomena during which the environment, water dams as well as human activities are exposed to more loading than during common water levels and discharges. The development in recent decades has brought a clear increase in the demands on the safety of territories below water dams and tightening of criteria of the design of safety equipment of dams.

Králík, M.: Seitliche Überläufe und extreme Hochwässer

Der Artikel behandelt die Sicherheit von Talsperren vom Gesichtspunkt extremer hydrologischer Erscheinungen, bei denen die Umwelt, Wasserbauwerke und menschliche Aktivitäten mehr als bei gewöhnlichen Wasserständen und Durchflüssen beansprucht werden. Die Entwicklung in den letzten Jahrzehnten hat eine erhebliche Erhöhung der Anforderungen an die Sicherheit der Territorien unterhalb von Talsperren und eine Verschärfung der Kriterien für den Entwurf von Sicherungsanlagen von Talsperren mit sich gebracht.

• zprávy

Den vědy na vysokých školách



Koncem listopadu loňského roku se v prostorách Vysoké školy ekonomické v Praze konal již čtvrtý ročník Dne vědy. Pět pražských vysokých škol (Česká zemědělská univerzita v Praze, České vysoké učení technické, Univerzita Karlova, Vysoká škola ekonomická v Praze a Vysoká škola chemicko-technologická v Praze) zde populárně-naučnou formou představilo nejnovější informace ze světa vědy a snažilo se je přiblížit široké veřejnosti. Součástí byla společná tisková konference rektorů věnovaná změnám ve vysokém školství a perspektivám mladých vědců.



Tisková informace

• rekonstrukce

CUBE Office Center Prague 6

CUBE
Office Center Prague 6

Architektonicky zajímavá a odborníky i širokou veřejností ceněná budova Koospolu, později známá jako T-Mobile a Citibank, dostává nyní novou tvář a

konceptu v elegantním a jednoduchém stylu. V klidném prostředí Veleslavína nedaleko Šáreckého údolí byla vybudována podle projektu architektů Stanislava France, Jana Nováčka a Vladimíra Fencla v letech 1975-1977.

Administrativní budova ve vlastnictví společnosti Pramerica nabízí více než 20 tis. m² užitné plochy v sedmi patrech a přilehlých budovách. Pod novým názvem CUBE Office Center Prague 6 se bude pyšnit stylově jednotnou elegancí i praktickou funkčností. Od konce března 2011 bude nabízet kvalitní zázemí kancelářím a dalším komerčním prostorům. Na nové konceptu a využití se spolu s majitelem podílejí společnosti IMPACT-CORTI a Strategic Property Investors.



Úprava hlavního vstupu a přilehlých prostor se snaží udržet charakteristický výraz budovy a navázat na něj pomocí dnes dostupných materiálů. V bezprostředním okolí budovy dojde k rozšíření chodníku a výměně chodníkové dlažby za kamennou pražskou mozaiku. Osvětlení prostoru před budovou zajistí stojací lampy spolu se zavěšenými svítidly nad vstupem a schodišťovými rameny. Betonové pilíře před hlavním vchodem získají obkladem nový vzhled a novou funkci. Kromě základní nosné funkce budou plnit i roli informačních panelů. Obložení pásy z cortenového plechu reaguje strukturou a výrazností na tvář celého objektu a jeho naoranžovělá barva koresponduje s barvou jeho loga. Stejně jako loga bude celá budova v nočních hodinách nasvícena, čímž vynikne dominující hmota kostky.



Na severní straně objektu bude nově vybudována jídelní a odpočinková terasa s povrchem z odolného dřeva. Nesena má být lehkou konstrukcí tvořenou profily a upevněna betonovými patkami.

Tisková informace

Stanovení balastních vod ve stokových systémech pomocí absorpční spektrometrie

Ing. Vojtěch BAREŠ, Ph.D.
Ing. David STRÁNSKÝ, Ph.D.
ČVUT – Fakulta stavební, Praha

Ing. Petr SÝKORA
Pražské vodovody a kanalizace, a. s., Praha

Článek je zaměřen na stanovení podílu balastních vod v kmenových sběračích pražské stokové sítě. Metodika stanovení balastních vod je založena na kontinuálním sledování denních průběhů hmotnostního toku CHSK v měrných profilech pomocí in-line absorpční spektrometrie. To umožňuje identifikaci složek denního hydrogramu odpadní vody, konkrétně podílu balastních vod na celkovém průtoku, na základě směšovacího modelu v bezdeštném období.

Úvod

Pohled na přítomnost balastních vod v systémech městského odvodnění se vyvíjí společně s představou optimální funkce těchto systémů. V minulosti byly do systému napojeny drobné vodoteče či drenáže tak, aby bylo zajištěno odvádění všech vod z urbanizovaného území. Víceméně čisté balastní vody tak zvyšovaly podíl na celkovém průtoku odpadní vody bez ohledu na negativní projevy v systémech městského odvodnění.

V dnešní době je přítomnost balastních vod v systémech městského odvodnění z hlediska provozního a ekonomického nežádoucí [14], [16]. Hlavními negativními dopady jsou snížení hydraulické kapacity potrubí, zvýšení periodicity případů na oddělovacích komorách, zvýšení čerpaných objemů, vyšší hydraulické zatížení čistíren odpadních vod (ČOV) a ochlazování a ředění odpadní vody, což má za následek snížení účinnosti čištění odpadní vody. Z toho plynou přímé ekonomické dopady na vlastníky a provozovatele stokové sítě. Technická norma [7] navíc specifikuje základní provozní kritéria pro stokové systémy. Zvláště relevantní je v tomto případě požadavek, aby byla zaručena strukturální integrita stokového systému včetně jeho vodotěsnosti.

Pro opatření ke snížení podílu balastních vod ze strany provozovatele stokové sítě je nutná identifikace a kvantifikace zdrojů balastních vod tak, aby prostředky na obnovu systému byly vynaloženy efektivně. Infiltraci podzemní vody do stokové sítě lze použít i jako indikátor strukturálního stavu stokové sítě.

Množství balastních vod je ovlivněno mnoha faktory, vztahujícími se ke stavu stokové sítě a aktuálním hydrogeologickým podmínkám [6]. Rozsah metod stanovení infiltrovaného množství je velmi široký. Základní uplatňovanou metodikou kvantifikace zdrojů balastních vod bylo v minulosti především sledování minimálních bezdeštných průtoků [9], kdy lze předpokládat, že pro celkový průtok odpadní vody ve stoce Q_{ov} platí $Q_{ov}(\min) \approx Q_{bal}$ a průtok vody splaškové $Q_{spl} \approx 0$. Tento předpoklad však nepostihuje reálné podmínky především ve větších městských aglomeracích, v nichž se odpadní voda z domácností či průmyslu i v době

nočních minimálních průtoků podílí určitým procentem na celkovém průtoku odpadní vody [11].

V pražské stokové síti je proto ke stanovení podílu balastních vod na kmenových sběračích používán faktor $f = 0,65$, kterým je redukován dlouhodobý minimální denní průtok. Hlavním nedostatkem této metodiky je, že je uplatňována na všech sběračích bez rozdílu a že jde pouze o empirický redukční součinitel, který nepopisuje reálnou identifikaci jednotlivých složek hydrogramu surové odpadní vody.

K rozlišení původu složek denního hydrogramu odpadní vody jsou vhodné metody, které vycházejí z poměru ředění odpadní vody vodou balastní a ze sledování časové variace koncentrace specifických chemických ukazatelů vody, jež mohou být využity jako chemické stopovače. Za vhodných hydrologických podmínek to lze provést například pomocí poměru přírodních izotopů ($\delta^{18}O$, δ^2H) v pitné a podzemní vodě [12]. Další možnosti jsou metody založené na sledování časových změn průtoku a fyzikálně chemických vlastností odpadní vody [1], [11]. Takovými vhodnými ukazateli látkového znečištění komunálních odpadních vod jsou např. chemická spotřeba kyslíku (CHSK) [4], [15], nerozpuštěné látky (NL) [4], zákal [1], [2], vodivost [2] či $N-NH_4^+$ [15].

Hlavním cílem prezentované studie je stanovení množství balastních vod v závěrných profilech všech kmenových sběračů pražského stokového systému. Pro naplnění cílů byla použita metodika založená na denní nerovnoměrnosti hmotnostního toku specifického polutantu a na kontinuálním vzorkování průtoku CHSK, která byla v uplynulém období testována v povodích C a D [4]. Vyjádření výsledného množství balastních vod je provedeno v absolutních i v relativních hodnotách vzhledem k minimálnímu dennímu a průměrnému dennímu průtoku pro jednotlivé kmenové sběrače.

Metodika

Pro identifikaci jednotlivých složek odpadní vody byl aplikován jednoduchý směšovací model pro vhodný „přirozený“ parametr odpadní vody v závěrném profilu. Na základě předchozích zkušeností jsme vybrali CHSK a NL, protože jejich koncentrace v podzemní vodě je nulová nebo zanedbatelná [5]. Pro průtok odpadní vody lze jednoduše napsat bilanční rovnici ve tvaru

$$Q_{ov} = Q_{spl} + Q_{inf} + Q_{pov}, \quad (1)$$

kde Q_{spl} reprezentuje proměnný objem splaškové vody z domácností, Q_{inf} je množství infiltrované podzemní vody a Q_{pov} je přítok do systému ze zaústěných vodotečí. Pilotní studie z roku 2007 prokázala, že vliv vnášeného znečištění (CHSK a NL) přítokem ze zaústěných vodotečí je zanedbatelný v porovnání s celkovým hmotnostním průtokem v závěrném

profilu. Proto bylo v modelu vyjádřeno množství balastních vod jedinou hodnotou jako

$$Q_{bal} = Q_{inf} + Q_{pov}, \quad (2)$$

tztn. získaná hodnota Q_{bal} představuje celkový průtok balastních vod a nerozlišuje mezi jeho jednotlivými zdroji.

Vyjádřením Q_{spl} a substitucí do směšovacího modelu lze vyjádřit koncentraci daného parametru kvality vody jako

$$c_{ov} = (c_{spl} (Q_{ov} - Q_{bal}) + c_{bal} Q_{bal}) / Q_{ov}, \quad (3)$$

kde c je koncentrace daného polutantu v dané složce odpadní vody.

Identifikace neznámých parametrů modelu (Q_{bal} , c_{spl}) je možná za splnění několika předpokladů:

- model je platný pouze pro bezdeštné období;
- jsou k dispozici informace o polutogramu odpadní vody (Q_{ov} , c_{ov}) s vysokým časovým rozlišením ($\Delta t_{min} = 10$ min);
- koncentrace polutantu v podzemní c_{inf} a povrchové vodě c_{pov} a hmotnostní tok z těchto zdrojů je zanedbatelný; na základě výsledků pilotní studie v povodí D jsme zde uvažovali s nulovou koncentrací polutantu v balastní vodě $c_{bal} = 0$;
- hodnoty (Q_{pov} , Q_{inf} , resp. Q_{bal}) jsou po dobu integrace (v této studii 1 den) konstantní;
- je zanedbán advektivně difúzní transport polutantu.

Dlouhodobé detailní testování uvedeného modelu na experimentálním povodí včetně vyhodnocení nejistot a jeho porovnání s dosud používanými jednoduchými metodami stanovení balastních vod bylo provedeno v roce 2007 [5].

Monitorovací kampaň

Studie byla provedena ve všech závěrných profilech kmenových sběračů pražské stokové sítě. Kontinuální monitorování kvality a kvantitativní odpadních vod probíhalo nepřetržitě od července do prosince 2008. Po předcházející testovací studii [13], která probíhala v povodí C a D (únor-červen 2007) byla postupně monitorována povodí F, ACK, B a E.

Monitorování kvality

Denní průběh koncentrace vybraného polutantu (CHSK) byl kontinuálně měřen in-line UV/Vis spektrofotometrem (Spectrolyzer, S::can, Austria). Analyzátor měřil obdobně jako průtokoměr s časovým krokem 6 minut. Byl připojen ke kompresoru a optická okna spektrofotometru byla čištěna tlakovým vzduchem (5 barů) každých 12 minut (jednou za dva měřicí cykly).

Koncentrace byla stanovena nepřímou metodou, při níž je z měřených UV/VIS absorpčních spekter odvozována koncentrace polutantu (obr. 1). V rámci zpřesnění výsledků byl zvolen postup, při němž byl analyzátor kalibrován pro každý měrný profil zvlášť [3].

Kalibrace kvalitativní sondy byla odvozena z odebraných diskretních vzorků s následnou laboratorní analýzou. Kalibrační kampaně byly voleny v typických bezdeštných dnech, kdy byl vyloučen vliv dešťového odtoku na složení odpadní vody. Odběr vzorků probíhal v nástupu ranní špičky tak, aby bylo možné pokrýt co největší rozsah koncentrací CHSK během jedné měrné kampaně. Výskyt ranní deprese je pro jednotlivá povodí pražské stokové sítě odlišný. Kalibrační monitoring tak probíhal přibližně od 05:00-06:00 h do 09:30-10:30 h dopoledne. Vzorky byly odebírány diskretně do připravených vzorkovnic v intervalu 30 minut.

Monitorování kvantitativ

Měření průtoku probíhalo ve stálých měrných profilech, které jsou ve správě PVK, a. s. (průtokoměry ADS, Nivus). V každém profilu bylo časově synchronizováno s měřením kvalitativní sondou S:CAN, čímž byla zajištěna podmínka kontinuální informace o hmotnostním toku daného polutantu.

Pouze v případě kmenové stoky E byl vybrán jiný profil než stálý. Zde musel být instalován průtokoměr pro měření průtočného množství, kalibrován přímo v místě měření v den jeho instalace.

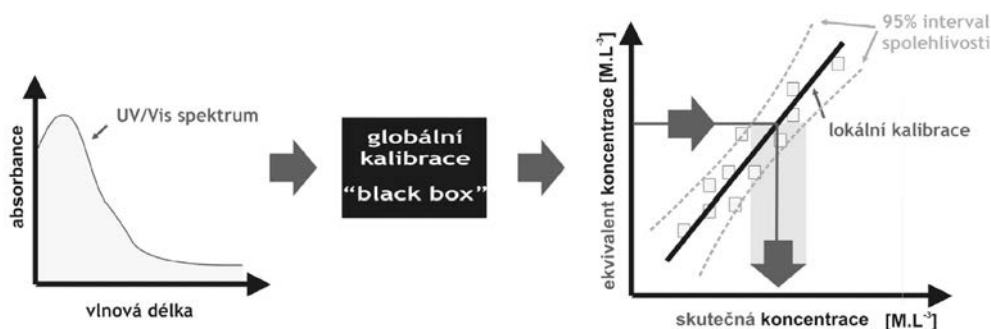
Aplikace metodiky

Předpokládáme, že průběh koncentrace polutantu v odpadní vodě je popsán rovnicí (3). Jestliže pro daný den máme k dispozici reálná data o průtoku a koncentraci polutantu s vysokým časovým rozlišením, jsme schopni identifikovat parametry modelu popsaného rovnicí (3). V tomto případě je parametrem modelu průtok balastních vod Q_{bal} a koncentrace polutantu ve splaškové vodě c_{spl} . Předpokladem identifikace těchto parametrů je jejich vzájemná nezávislost.

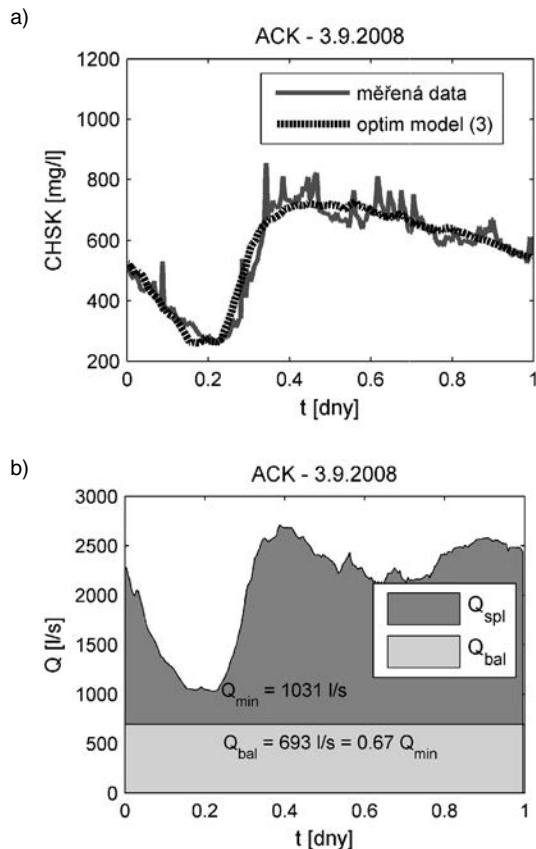
Iterací hledáme takové hodnoty Q_{bal} a c_{spl} , aby hodnota funkce chi-kvadrát χ^2 byla minimální,

$$\chi^2 = \sum_{i=1}^n (c_{m,i} - c(p))^2 \Rightarrow \min, \quad (4)$$

kde χ^2 je suma čtverců odchylek mezi měřeními a vypočtenými hodnotami; $c_{m,i}$ je měřená koncentrace v reálném systému při i -tém měření; $c_i(p)$ je vypočtená hodnota koncentrace, které měření $c_{m,i}$ odpovídá povahou, časem a prostorem; p je soubor parametrů (zde Q_{bal} a c_{spl}) a n je počet datových bodů. Výsledek optimalizace parametrů modelu pro vybraný den monitoringu ukazuje obr. 2.



Obr. 1. Princip stanovení skutečné koncentrace kvalitativního parametru z měřených absorpčních spekter



Obr. 2. Výsledek optimalizace parametrů směšovacího modelu. Průběhy měřené a modelované koncentrace (a); výsledek separace jednotlivých složek hydrogramu odpadní vody Q_{bal} je výsledkem optimalizace dle rov. (4) (b)

Výsledky

Absolutní průtok

V rámci vyhodnocení byly vyčísleny absolutní hodnoty balastních vod, které přitékají na ÚČOV Praha z jednotlivých kmenových sběračů (obr. 3). Výrazně nejvyšší hodnotu vykazují sběrač ACK, kterému přísluší největší povodí (tab. 1), kde $Q_{bal} = 646 \text{ l s}^{-1}$. Následuje povodí kmenového sběrače F, které je prezentováno hodnotou $Q_{bal} = 169 \text{ l s}^{-1}$. V povodích kmenových sběračů B a D byly pozorovány průtoky balastních vod $Q_{bal} \approx 90 \text{ l s}^{-1}$. Nejnižší hodnotu vykazují povodí E, kde $Q_{bal} = 50 \text{ l s}^{-1}$. Celkový průtok balastních vod na ÚČOV Praha činí $1\,042 \text{ l s}^{-1}$.

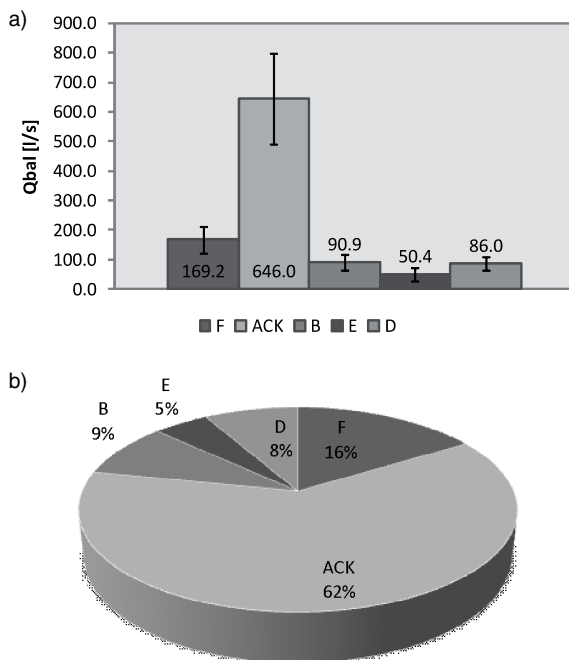
Z celkového přítoku balastních vod na ÚČOV tak 62 % pochází z povodí kmenového sběrače ACK, následuje sběrač F se 16 %, potom sběrače B a D s 9 %, resp. 8 %. Nejmenší podíl má sběrač E, který přispívá 5 % (obr. 3).

Tab. 1. Přehled monitorovaných povodí a jejich uzávěrných profilů

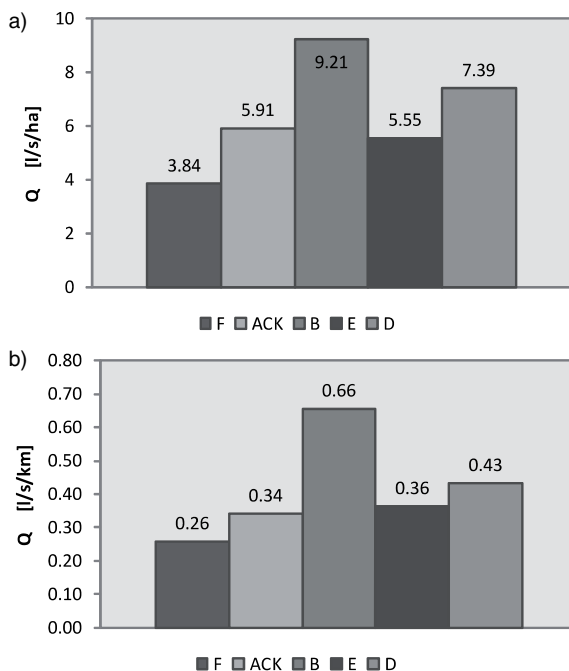
Povodí	Měrný profil	Období	Plocha povodí	Délka stok
			[km ²]	[km]
F	Nad Kazankou	23/07-19/08/2008	44	656
ACK	ÚČOV	20/08-13/10/2008	109	1 895
B	Za elektrárnou	14/10-25/11/2008	10	139
E	ZOO	25/11-02/01/2009	9	139
D	Papírenská	28/02-15/06/2007	12	199

Jednotkový průtok

Další možnou výpovědí o problematice balastních vod v daném povodí je vyjádření průtoku balastních vod Q_{bal} na charakteristickou měrnou jednotku povodí. V této studii je průtok vyjádřen vzhledem k rozloze daného povodí a k délce stokové sítě v povodí. Vyjádření na jednotku délky sítě podává informaci o strukturálním stavu stokové sítě. Porovná ní situace na jednotlivých kmenových sběračích vzhledem



Obr. 3. Průtok balastních vod v jednotlivých závěrných profilech kmenových sběračů pražské stokové sítě. Chybové úsečky vyznačují 95% interval spolehlivosti ($\mu \pm 2\sigma$) ze získaných výsledků (a); relativní hodnoty pro jednotlivé sběrače vzhledem k celkovému průtoku balastních vod (b)

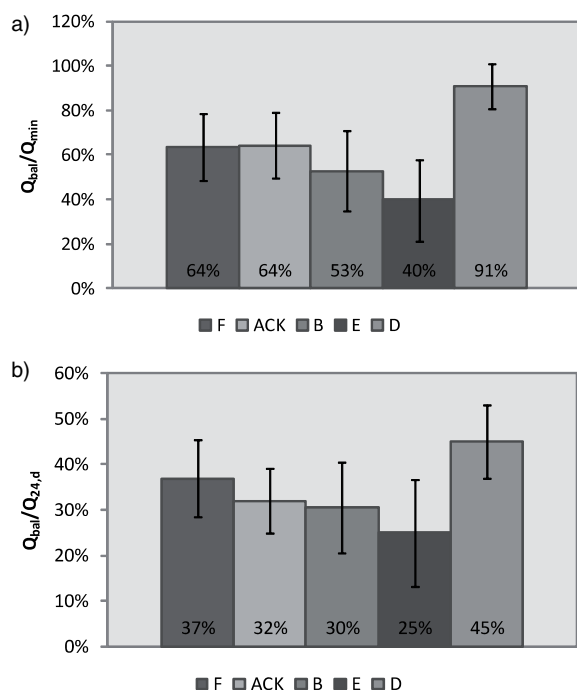


Obr. 4. Průtok balastních vod v jednotlivých kmenových sběračích vztahovaný na jednotku plochy povodí (a) a jednotku délky stokové sítě (b) příslušného povodí

k jednotkové ploše povodí a jednotkové délce potrubí ukazuje obr. 4. Výrazně nejhorší výsledky vykazuje stoka B, s odstupem následuje stoka D. Obecně lze konstatovat, že nejhorší výsledky vykazují kmenové sběrače, které však mají zároveň nejmenší podíl na celkovém přítoku balastních vod na ÚČOV Praha, tj. sběrače B, E a D.

Podíl na minimálním denním průtoku

Pro jednotlivé kmenové sběrače pražské stokové sítě je velmi rozdílný (obr. 5). Nejnižší hodnotu vykazuje povodí E (40 %) balastního průtoku z průtoku minimálního denního. Naopak největší hodnoty vykazuje povodí D (91 %). Vzhledem k naměřeným minimálním nočním koncentracím nejde o překvapující výsledek. V závěrném profilu E byla střední minimální koncentrace vyhodnocena jako 296 mg CHSK/l proti 75÷85 mg CHSK/l v závěrném profilu D. Přitom v porovnání minimálních nočních a průměrných denních průtoků jsou povodí velmi podobná ($Q_{min,D} = 94 \text{ l s}^{-1} \times Q_{min,E} = 126 \text{ l s}^{-1}$; $Q_{24,D} = 192 \text{ l s}^{-1} \times Q_{24,E} = 202 \text{ l s}^{-1}$). Průměrný podíl balastních vod ve všech sběračích na minimálním denním průtoku je 62 %.



Obr. 5. Podíl balastních vod na minimálním nočním průtoku Q_{min} (a) a průměrném denním průtoku $Q_{24,d}$ (b) pro jednotlivé kmenové sběrače pražské stokové sítě. Výsledky pro sběrač D byly získány v rámci měrné kampaně v roce 2007. Chybové úsečky vyznačují 95% interval spolehlivosti ($\mu \pm 2\sigma$) ze získaných výsledků.

Podíl na průměrném denním průtoku

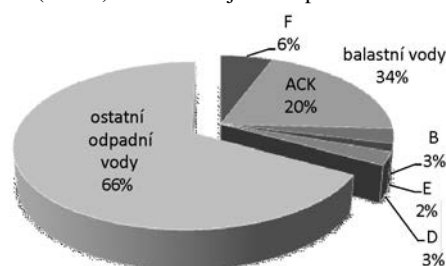
Vzhledem k tomu, že denní hydrogramy v jednotlivých měrných profilech mají obdobné vlastnosti (koeficient hodinové nerovnoměrnosti), jsou poměrné výsledky podobné těm pro minimální noční průtoky (obr. 5). Pouze u kmenového sběrače ACK, který vykazoval druhý nejvyšší podíl balastních vod na minimálním nočním průtoku, lze pozorovat jistou redukci, která je dána vysokým poměrem $Q_{24,d}/Q_{min}$ pro tento profil. Opět můžeme pozorovat značné rozdíly v podílu balastních vod na průměrném denním průtoku. Nejnižší hodnotu vykazuje povodí E (25 %) balastního průtoku z průtoku průměrného denního. Naopak největší hodnoty vykazuje povodí D (45 %).

Na kmenovém sběrači D byla měrná kampaň provedena v období únor-červen 2007, což je výrazně delší období než kampaň provedené v roce 2008. Z výsledků je patrné, že vysoký podíl balastních vod je dán výsledky z počátku tohoto období, kdy se poměr pohyboval okolo 50 %. Naopak na konci doby pozorování se poměr blíží k 35 % z průměrného denního průtoku, což je hodnota víceméně shodná s hodnotami pro ostatní kmenové sběrače. Z toho vyplývá, že aktuální hydrologická situace v povodí a výběr období pro monitoring mají poměrně výrazný vliv na získané výsledky.

Zatížení ÚČOV Praha

Z uvedených údajů lze snadno odvodit, jak balastní vody zatěžují ÚČOV Praha a jak se jednotlivé sběrače na tomto zatížení podílejí. Porovnání bylo provedeno na základě podkladů a. s. Pražské vodovody a kanalizace (PVK), o bezdeštném přítoku na ÚČOV Praha v roce 2008, který je reprezentován průměrným denním průtokem $Q_{24,d}$. Průměrný denní přítok na ÚČOV Praha, odvozený prostým součtem z monitoringu pro jednotlivé sběrače, činil $Q_{24,ČOV} = 3\,299 \text{ l s}^{-1}$. Údaje z magneticko-indukčního průtokoměru (MID), který je instalován přímo v areálu ÚČOV, hovoří o hodnotě $Q_{24,MID} = 3\,397 \text{ l s}^{-1}$. Rozdíl obou hodnot činí přibližně 3 %, což je na hranici přesnosti metod měření použitých pro stanovení průtoku. Pro vyhodnocení v této studii byla použita hodnota pocházející z monitoringu na stálých měrných profilech stokové sítě.

Výsledky ukazují, že podíl přitékajících balastních vod na ÚČOV Praha činí asi 34 % z celkového průměrného denního přítoku (obr. 6). Zdaleka největším podílem 20 % přispí-



Obr. 6. Podíl balastních vod na celkovém přítoku odpadních vod na ÚČOV Praha. Graf zároveň znázorňuje podíl jednotlivých povodí kmenových sběračů.

vá povodí sběrače ACK. Dalším významným zdrojem je povodí F s 6 %. Ostatní sběrače mají marginální význam s ohledem na celkový bezdeštný přítok na ÚČOV Praha. Celková hodnota průměrného denního přítoku $Q_{bal} = 1\,042 \text{ l s}^{-1}$, což odpovídá ročnímu objemu balastních vod $V_{bal} = 33 \text{ mil. m}^3$.

Diskuze

Aplikace modelu

V rámci studie bylo zjištěno, že v aplikaci uvedené metodiky v jednotlivých povodích jsou poměrně značné rozdíly. Obecně lze konstatovat, že metoda je velmi dobře aplikovatelná na relativně uzavřených povodích, kde nemůže docházet k častým provozním manipulacím v průběhu monitorovací kampaně (přepojování povodí atd.) a většina odpadních vod je odváděna gravitačně, tzn. nevzniká nevyrovnaný průtok z důvodu napojení čerpacích stanic. Nejmenší problémy s aplikací metodiky v pražské stokové síti byly konkrétně na sběračích ACK, D [5] a částečně E. V těchto povodích byl monitorován v bezdeštném období velmi pravidelný denní chod průtoku a koncentrace pozorovaného polutantu.

V kmenovém sběrači F je denní hydrogram a polutogram velmi narušen čerpací stanicí, která způsobuje pravidelné nárazové zvýšení průtoku a částečně i koncentrace. Tím jsou narušeny předpokládané okrajové podmínky použitého modelu kvality odpadní vody. V případě sběrače B je situace odlišná. Ve dnech s bezdeštným průtokem, které byly vybrány k vyhodnocení, je denní hydrogram průtoku velmi vyrovnaný. Nepředpokládaně však dochází k významnému nárůstu koncentrací CHSK i NL. To znamená, že korelace mezi průtokem a koncentrací je narušena a model vykazuje relativně vysoké chyby.

Délka pozorování a období monitorování

Z podstaty přirozeného hydrologického cyklu je patrné, že množství balastních vod je časově proměnné a má sezónní charakter. To je patrné na výsledcích studie, která byla provedena v roce 2007 na kmenovém sběrači D stejnou metodikou [13]. Monitorování probíhalo od února do června 2007. Začátek období byl poznamenán delšími srážkami nižší intenzity a táním sněhu. Následující období bylo srážkově velmi podprůměrné. Tato situace se výrazně projevila na množství balastních vod a na jejich podílu na průměrném denním průtoku, kdy poměr klesl z téměř 50 % na 37 %, což je relativně shodná hodnota s výsledky této studie.

V porovnání s těmito hodnotami existuje vysoká pravděpodobnost, že výsledky z této studie mohou být odlišné od výsledků z jiného období. Navíc jednotlivé sběrače byly vyhodnocovány postupně, což znamená, že pro ně platily rozdílné hydrologické podmínky. To opět snižuje výpovědní hodnotu porovnání výsledků dosažených na jednotlivých kmenových sběračích.

V některých zahraničních metodických pokynech se objevuje požadavek na minimální dobu trvání měřicí kampaňe a roční období, v němž by se kampaň měla uskutečnit. Například [10] předepisuje monitoring průtoku v délce minimálně 10 týdnů v období od 1. března do 30. června. To platí pro zjištění infiltrace z "vysoké" hladiny podzemní vody. Pro stanovení infiltrace z "nízké" hladiny podzemní vody je potřeba provádět monitoring minimálně do 30. srpna kalendářního roku. V rámci místních podmínek může být prodloužen až do 30. září. V tomto období se předpokládá nejnižší hladina podzemní vody. Třetí složkou je složka rychlé infiltrace a zvýšený přítok ze záústěných vodotečí, které lze odvodit z nárůstu bezdeštných průtoků po srážkově vydatném období.

Závěr

V článku je předložena studie kvantifikace podílu balastních vod na celkovém bezdeštném průtoku odpadních vod v pražské stokové síti zaměřená na stanovení balastních vod v závěrných profilech jednotlivých kmenových sběračů. Poskytuje přehled o množství balastních vod v povodí ÚČOV Praha. Množství balastních vod bylo stanoveno metodikou založenou na měření denních průběhů hmotnostního toku CHSK a NL, která umožňuje separaci jednotlivých složek denního hydrogramu odpadních vod. Výsledky lze shrnout do následujících bodů:

- podíl balastních vod na průměrném denním přítoku na ÚČOV Praha činí 34 %. V absolutní hodnotě jde o 1 042 l s⁻¹. Největší měrou se na tom podílí povodí sběrače ACK (přibližně 20 %), které je rozlohou největší. Zbylé kmenové sběrače (B, D, E) se na celkové hodnotě přítoku balastních vod podílejí dohromady 14 %;

- z celkového množství balastních vod činí podíl sběrače ACK 62 %, což v absolutních hodnotách činí 646 l s⁻¹, podíl sběrače F 16 % (169 l s⁻¹). Podíl dalších kmenových sběračů (B, D, E) se pohybuje do 10 % jednotlivě;
- průměrný podíl balastních vod na minimálním nočním průtoku je 62 %, což odpovídá předpokládaným hodnotám PVK, a. s. Podstatné je, že situace pro jednotlivé sběrače je rozdílná a rozsah hodnot poměrně široký. Největší podíl na minimálním nočním průtoku vykazuje sběrač D, a to 91 %. Tomu odpovídají i velmi nízké minimální noční koncentrace CHSK a NL. Na opačné straně spektra je sběrač E, kde byl stanoven poměr 40 %. Opět v porovnání s minimálními nočními koncentracemi jde o hodnotu odpovídající, neboť koncentrace jsou velmi vysoké, tzn. splašková voda je relativně málo ředěná vodou balastní;
- průměrný podíl balastních vod na průměrném denním průtoku je rozdílný pro jednotlivé kmenové sběrače. Největší podíl balastních vod na průměrném denním průtoku vykazuje sběrač D s 45 %. Nejnižší podíl vykazuje sběrač E s 25 %;
- výsledky studie potvrzují, že chování jednotlivých sběračů pražské stokové sítě je velmi rozdílné. Průměrný podíl balastních vod na bezdeštném přítoku na ČOV výrazně přesahuje hodnotu 15 % doporučenou technickou normou [8]. Vzhledem k celkovému zatížení ÚČOV Praha se jeví podíl připadající na balastní vody jako velmi významný. To samé lze konstatovat o vlivu na náklady spojené s přečerpáváním vody ve vstupním profilu technologické linky.

Článek vznikl za podpory výzkumného záměru MSM 6840770002 MŠMT ČR. Technickou podporu poskytly firmy S::can Messtechnik, GmbH, a PVK, a. s.

Literatura

- [1] Aumond, M. – Joannis, C.: Continuous Monitoring of Turbidity of Wastewater in a Separate Sanitary Sewer: Practical set-up and first results. *Houille Blanche-Revue Internationale de L'Eau*, 4, 2006, pp. 121-128.
- [2] Aumond, M. – Joannis, C.: Processing Sewage Turbidity and Conductivity Recorded in Sewage for Assessing Sanitary Water and Infiltration/Inflow Discharges. Conference [Proceedings], 11th ICUD [CD-ROM]. London, IWA Publishing, 2008.
- [3] Bareš, V. – Kabelková, I. – Krejčí, P. – Stránský, D.: In situ monitoring kvality povrchových vod pomocí absorpční spektrofotometrie. *Vodní hospodářství*, 2 (57), 47-51, 2007.
- [4] Bareš, V. – Krejčí, P. – Stránský, D. – Sýkora, P.: Dlouhodobý monitoring balastních vod na základě denního kolísání hmotnostního toku polutantu. *Vodní hospodářství*, 9 (58), 329-332, 2008.
- [5] Bareš, V. – Stránský, D. – Sýkora, P.: Sewer Infiltration/Inflow: Long-Term Monitoring Based on Diurnal Variation of Pollutant Mass Flux. *Water Science and Technology*, 60(1), 1-7, 2009.
- [6] Bishop, P. K. – Misstear, B. D. – White, M. – Harding, N. J.: Impacts of Sewers on Groundwater Quality. *Journal of the Chartered Institution of Water and Environmental Management*, 12(3), 216-223, 1998.
- [7] ČSN EN 752 Odvodňovací systémy vně budov. ČNI, 2008.
- [8] ČSN 75 6401 Čistírny odpadních vod pro více než 500 ekvivalentních obyvatel. ČNI, 2006.
- [9] De Bénédittis, J. – Bertrand-Krajewski, J.-L.: Infiltration in Sewer Systems: Comparison of Measurement Methods. *Water Science and Technology*, 52(3), 219-227, 2005.
- [10] DEP Guidelines for Performing Infiltration/Inflow Analyses And Sewer System Evaluation Survey. Commonwealth of Massachusetts, Executive Office of Environmental Affairs, Boston, 1993.

- [11] Kracht, O. – Gujer, W.: Quantification of Infiltration Into Sewers Based on Time Series of Pollutant Loads. *Water Science and Technology*, 52(3), 209-218, 2005.
- [12] Kracht, O. – Gresch, M. – Gujer W.: A Stable Isotope Approach for the Quantification of Sewer Infiltration. *Environ. Sci. Technol.*, 41, 5839-5845, 2007.
- [13] Krejčí, P.: Kvantifikace balastních vod ve stokové síti na základě denní nerovnoměrnosti hmotnostního toku polutantů. [Diplomová práce], ČVUT v Praze, 2007.
- [14] Schulz, N. – Baur, R. – Krebs, P.: Integrated Modeling for Evaluation of Infiltration Effects. *Water Science and Technology*, 52(5), 215-223, 2005.
- [15] Stránský, D. – Bareš, V. – Fatka, P.: Identifikace a kvantifikace balastních vod ve stokových systémech. *Vodní hospodářství*, 11(54), 4-7, 2004.
- [16] Weiss, G. – Brombach, H. – Haller, B.: Infiltration and Inflow in Combined Sewer Systems: Long-Term Analysis. *Water Science and Technology*, 45(7), 11-19, 2002.

Bareš, V. et al.: Determination of Parasitic Waters in Sewer Systems Using In-Line Absorption Spectrometry

The paper deals with the quantification of parasitic waters within the sewer system of the City of Prague. The methodology is based on the variation of diurnal COD load and continuous water quality using in-line absorption spectrometry. This approach makes it possible to identify individual components of the diurnal wastewater hydrograph, in particular the contribution of the parasitic waters flow to the wastewater discharge.

Bareš, V. u. a.: Bestimmung der Fremdwässer in Kanalnetzen mit Hilfe der Inline-Absorptionsspektrometrie

Der Artikel konzentriert sich auf die Bestimmung des Anteils der Fremdwässer in den Stammsammlern des Prager Kanalnetzes. Die Methodik basiert auf der kontinuierlichen Verfolgung der Tagesgänge des CSB-Masseflusses in den Wassermessprofilen mit Hilfe der Inline-Absorptionsspektrometrie. Das ermöglicht die Identifizierung der Komponenten des Tageshydrogramms des Abwassers, konkret des Anteils von Fremdwässern am Gesamtdurchfluss aufgrund der Mischungsrechnung in der Trockenwetterperiode.

● dizertace



Rekultivace uranových odkališť

Ing. Eva Kolářová

Dizertace řeší problematiku stability odvodňovacích systémů uzavřených odkališť a předkládá metodu prognózy sedání zemních těsnících krycích vrstev. Numerický model sleduje sedání vrstev odkaliště lokality Mydlovary.

Vliv neklasického útlumu na dynamickou odezvu stavebních konstrukcí

Ing. Stanislav Hračov

Práce analyzuje viskózně tlumené lineární systémy z hlediska klasického i neklasického útlumu. Zvláštní pozornost pak věnuje Raleighově útlumu a neklasicky tlumené soustavě se dvěma stupni volnosti. Teoretické výsledky se aplikují na zavěšenou lávku pro chodce s pohlcovací kmitů.

Analýza teplotního chování primárních okruhů tepelných čerpadel země-voda

Ing. Helena Kříšáková

Práce je syntézou řešení problémů spojených s problematikou teplotního pole okolí zemních výměníků tepelných čerpadel. Matematické modelování bylo v dizertaci doplněno vyhodnocením hodnot naměřených na staveništi. Praktickým výstupem jsou závislosti hloubky a počtu zemních vrtů a velikosti plošných výměníků na typu podloží a tepelné ztrátě objektu.

Energetické a ekologické zátěže budov

Ing. Roman Musil

Dizertace definuje model průběhu spotřeby vody v budovách a zpracovává klimatická data pro výpočet energetické náročnosti budov. Je zpracován stochastický model přítomnosti osoby v interiéru. Cílem je získat zpřesněná vstupní data pro simulační výstupy energetické náročnosti budovy.



Potřebujeme odborná řešení konkrétních problémů v širším kontextu a proto
**HLEDÁME NOVÉ TALENTY
 A JEJICH MYŠLENKY.**

www.chytra-reseni.mzp.cz

Nové strategie řešení revitalizace pražských brownfields

RNDr. Libuše JILEMNICKÁ, CSc.
 ČVUT – Fakulta stavební
 Praha

Článek se zabývá úspěšnými projekty obnovy průmyslových čtvrtí na území hlavního města Prahy a předpokládanou revitalizací pražských nádraží. Hlavní důraz je kladen na využívání strukturálních fondů Evropské unie při obnově brownfields ve veřejném vlastnictví. Jednotný programový dokument pro Cíl 2 pro období 2004-2006 byl zaměřen na revitalizaci malých brownfields ve vybraných městských částech. Operační program Praha – Konkurenceschopnost pro období 2007-2013 zahrnuje celý region Praha a podporuje velké infrastrukturní projekty.

Úvod

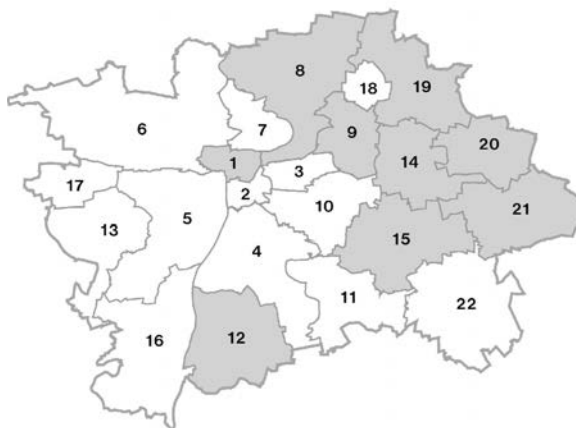
Brownfields představují v současném světě naléhavý problém, který nelze odstranit pouhou modernizací zastavěného prostředí města nebo území, jde však o oblasti s ohromným rozvojovým potenciálem, který může zanedbané části města přeměnit na prosperující lokality. Evropská velkoměsta se potýkají s fenoménem brownfields již od osmdesátých let v souvislosti s ekonomickými strukturálními změnami, zánikem tradičního průmyslu a přechodem na terciární sféru. Vznik brownfields v hlavním městě Praze je spojován především s privatizací a zánikem velkých industriálních závodů, soustředěných v tradičních průmyslových čtvrtích Holešovice, Smíchov, Karlín, Libeň a Vysočany.

Nedostatek ucelené koncepce veřejné podpory pro regeneraci brownfields a roztržitost ve strategických dokumentech, vytvořených ministerstvy životního prostředí, financí, průmyslu a obchodu a regionálního rozvoje, a především chybějící právní rámec, nevedou zatím k žádoucímu cíli, totiž k omezení zaborů zemědělské půdy a výstavby na zelené louce [1]. Dobrým příkladem fungující legislativy může být Velká Británie, kde je uzákoněno, že 60 % nové výstavby domů musí být realizováno na brownfields. Důležitým podnětem je Národní databáze využívání půdy [2], založená v r. 1998, s pěti kategoriemi, do kterých informace plynou z místních samospráv. Je zaměřena i na budoucí předpokládanou rekonverzi dnes ještě funkčních pozemků a budov.

Podobnou databází v České republice, vzniklou především v souvislosti s využíváním strukturálních fondů Evropské unie, je dokument Národní strategie regenerace brownfields [3], koncipovaný na podkladě vyhledávací studie agentury Czechinvest. Obsahuje přes dva tisíce lokalit z území celého státu s celkovou rozlohou kolem 10 tis. ha, ovšem bez pozemků hlavního města Prahy, které se nacházejí na místech atraktivních pro potenciální investory a jejichž revitalizace probíhá bez vážnějších problémů. Zde je řešena ve Strategickém plánu hl. města Prahy z r. 2000 a následně v jeho aktualizované podobě z r. 2005. Oba plány jsou i podkladem pro přípravu čerpání ze strukturálních fondů Evropské unie [4].

Regeneraci brownfields lze zjednodušeně charakterizovat třemi základními atributy – odstranění ekologické zátěže, financování, výstavba – znásobené snahou omezit zaborů kvalitní zemědělské půdy. Právě financování se ukázalo být závažným problémem pro brownfields ve vlastnictví obce. Strukturální fondy Evropské unie jsou a budou významným ekonomickým nástrojem podpory revitalizace brownfields na méně atraktivních místech hlavního města Prahy (dále HMP).

Článek popisuje úspěšné projekty obnovy průmyslových čtvrtí pražské aglomerace, výhledovou situaci revitalizace urbánních brownfields v hlavním městě a současným i perspektivním využíváním strukturálních fondů Evropské unie.



Obr. 1. Vybrané městské části hlavního města Prahy pro program JPD 2

1 – Praha 1; 8 – Praha 8; Březiněves; Dáblice; Dolní Chabry;
 9 – Praha 9; 12 – Praha 12; Libuš; 14 – Praha 14; Dolní Počernice;
 15 – Praha 15; Dolní Měcholupy; Dubeč; Petrovice; Štěrboholy;
 19 – Praha Kbely; Makovice; Satalice; Vínov; 20 – Praha Horní
 Počernice; 21 – Praha Újezd nad Lesy; Běchovice; Klánovice;
 Koloděje

Úspěšné projekty revitalizace

Brownfields na území pražské aglomerace lze rozdělit podle mnoha kritérií, jako je velikost plochy, vlastnictví, prostorové rozmístění a původní využití [5]. Lze je také rozčlenit do několika vln či fází podle stupně revitalizace, mezi nimiž jsou pozvolné přechody. První vlna obnovy začala již ve druhé polovině devadesátých let v tradičních industriálních čtvrtích Karlína, Smíchova, Holešovic, částečně Vysočan a Libně. Jsou to zároveň místa se silnou kontaminací půd těžkými kovy, polycyklickými aromatickými uhlovodíky, polycyklickými bifenylly a nepolárními extrahovatelnými látkami, jejichž odstranění zvyšuje náklady na přestavbu [6]. Charakteristickým znakem těchto oblastí je příchod silných zahraničních developerů (Real Estate Karlín Group, Codeco, Ablon, ING Real Estate aj.) se zkušenostmi s obnovou brownfields, zapojení vynikajících architektů, a především vyřešení vlastnických vztahů prodejem městských pozemků do soukromých rukou. Modelovým příkladem revitalizace je dynamicky se rozvíjející oblast Karlína, kde

se investorům podařilo přeměnit původně industriální čtvrť v moderní polyfunkční centrum, a naplnit tak Strategický plán HMP. Jednou z příčin dobrého výsledku byla i stávající dopravní a technická infrastruktura a blízkost železnice. Na úspěšné projekty v rámci programu Nový Karlín, jako jsou Cornlofts Šaldova 12, Corso Karlín, Palác Karlín, navazuje výstavba River City Prague, která ještě není ukončena.

Regenerace městských částí je komplexní proces, jaký lze vidět například na přeměně Smíchova, jehož výsledkem je jeden z nejrozsáhlejších administrativně obchodních a rezidenčních celků v Praze. Projekty jako Zlatý Anděl, Nový Smíchov či Anděl City jsou ukázkou moderní architektury 21. století.

Druhá vlna, do které lze zařadit rozvojové projekty Nové Vysočany, Nová Harfa, Kolben Business Park či Kolbenova City Development, začala po r. 2000 a pokračuje v součinnosti s rozvojovým plánem radnice Prahy 9. Projekty jsou realizovány soukromými investory, ale na sever od ulice Kolbenova jsou pozemky ve vlastnictví HMP a revitalizace proběhne v souladu s Územním plánem HMP [7].

Výhledové plány

Problematicky využívaná místa v Praze zabírají 1 707 ha zastavěného území, z toho brownfields 747 ha a plochy přestavby nad 10 ha asi 508 ha. Navrhovaný Územní plán HMP s výhledem na dalších patnáct let řadí brownfields mezi významná území určená pro přestavbu. Patří mezi ně oblast Rohanského ostrova s rozlohou nad 50 ha, která nese velkou ekologickou zátěž v podobě těžkých kovů a polycyklických aromatických uhlovodíků. Investor zde řeší také nepříznivé geologické podmínky vzhledem k tomu, že je to bývalé řečiště Vltavy. Regenerace území bude navazovat na zástavbu v Karlíně a Libni. Rohanský ostrov má v rámci širší oblasti Maniny vypracovanou projektovou dokumentaci, podpořenou strukturálními fondy EU v rámci Jednotného programového dokumentu pro Cíl 2. Je v soukromém vlastnictví a jeho nevýhodou je chybějící dopravní i technická infrastruktura. Navrženo je smíšené území se zeleným koridorem.

Mezi rozsáhlá brownfields s rozlohou 10-30 ha patří důležitá pražská nádraží, a to Masarykovo, nákladové nádraží Žižkov, nádraží Smíchov, částečně v majetku Českých drah, a nádraží Bubny v soukromém vlastnictví [8]. Na základě geochemicko-ekologického mapování městských půd lze kontaminaci, zvláště těžkými kovy, polycyklickými aromatickými uhlovodíky, polycyklickými bifenyly a nepolárními extrahovatelnými látkami, na nádražních pozemcích předpokládat [9].

Masarykovo nádraží vyžaduje změnu územního plánu, projektové řízení nebylo ještě zahájeno. Koncepční studie předpokládá vznik rezidenčního a administrativně obchodního centra a parku, případně začlenění do plánovaného systému příměstské dopravy. Jedním ze záměrů revitalizace by mělo být zachování této chráněné památky s cennými architektonickými prvky.

U nákladového nádraží Žižkov se předpokládá přestavba na moderní obytnou čtvrť s obchodními centry, existencí služeb a parky. Otázkou je, zda cenná funkcionalistická budova překladiště zůstane zachována.

Na přestavbu Smíchovského nádraží byl navržen velmi dobrý projekt, který navazuje na části Smíchova revitalizované již v první vlně přestavby, především na komplex Zlatý Anděl, a předpokládá vznik obchodního centra, rozsáhlého parku a cyklistických stezek. Jediné nádraží s výlučně soukromým vlastním, který prosadil výjmutí památ-

kově chráněných budov z fondu kulturního dědictví, jsou Bubny-Zátory. Firma ORCO však v současné době vzhledem ke své finanční situaci přehodnocuje podnikatelský záměr a je ochotna jednat s HMP o jeho změně a o podpoře z evropských fondů. Kromě obchodního centra by zde mohla být i univerzita či knihovna. Jde o možnost navázání na přilehlou část magistrály. Porovnání projektů pražských nádraží a Rohanského ostrova přináší *tab. 1*.

Tab. 1. Přípravované projekty významných brownfields na území pražské aglomerace

Projekt	Současný stav	Ekologická zátěž*	Fáze přípravy	Cílový stav
Rohanský ostrov	skládky, zničeno po povodních	zjištěná těžké kovy, NEL	projektová dokumentace	smíšené území, zeleň
Masarykovo nádraží	funkční nádraží	předpokládaná NEL, PAU	změna územního plánu, redukce kolejí	byty, kanceláře, obchody, park
Nádraží Žižkov	částečně funkční překladiště	předpokládaná NEL, PAU	urbanistické studie	smíšené území, zeleň
Nádraží Smíchov	funkční nádraží	předpokládaná NEL, PAU	projekt Smíchov-City	návaznost na centrum Anděl, smíšené území
Nádraží Bubny	v bodě nula, bezdomovci	předpokládaná NEL, PAU	potiže vlastníka, přehodnocení záměru	byty, kanceláře, obchody, univerzita

* PAU – polycyklické aromatické uhlovodíky, PCB – polycyklické bifenyly, NEL – nepolární extrahovatelné látky

Evropské strukturální fondy

Strukturální fondy jsou významným ekonomickým nástrojem regionální politiky Evropské unie a měly by zajišťovat cílenou finanční podporu jednotlivých regionů České republiky na základě Národního rozvojového plánu. Pro efektivní získávání dotací z těchto fondů byly na území České republiky, s výjimkou hlavního města Prahy, zřízeny regiony soudržnosti (NUTS). Vzhledem k tomu, že výkonost regionu soudržnosti Praha podle makroekonomických ukazatelů výrazně převyšuje ostatní části státu, liší se také operační programy, na jejichž základě získává hlavní město evropské dotace. Výchozími strategickými dokumenty pro přípravu čerpání financí z evropských strukturálních fondů se staly Strategický plán HMP z r. 2000, a především jeho aktualizace z r. 2005, jejíž náplní bylo stanovit podmínky čerpání pro období 2007-2013 z hlediska dlouhodobých cílů a principů udržitelného rozvoje.

Využívání evropských strukturálních fondů lze rozdělit na dvě období (*tab. 2*). Po vstupu České republiky do EU byl v letech 2004-2006 pro čerpání evropských fondů na území HMP definován Jednotný programový dokument pro Cíl 2 (JPD 2), se třemi strategickými cíli pro vybrané městské části [10]. Kritéria pro vymezení území pro účely JPD 2 na základě podmínek Evropské komise jsou limitní podíl 31 % obyvatel Prahy, což odpovídá 24 městským částem, a míra poškození životního prostředí dotčeného území. Až na jednu výjimku (Praha 12) bylo vymezeno spojitě území (*obr. 1*).

Vybraná území se vyznačují velkým počtem opuštěných a nevyužívaných ploch po průmyslové a zemědělské výrobě, množstvím nelegálních skládek a ekologickou zátěží, která koinciduje s kontaminací zjištěnou geochemicko-ekologickým mapováním městských půd [6]. Špatné životní prostředí ve vybraných městských částech se odráží též v silně znečištěném ovzduší emisemi NO_x a vodních tocích, které spadají do nejhorších tříd jakosti vody IV a V (např. Vinořský potok). Území obsahuje rozsáhlá brownfields s rozlo-

hou více než 50 ha v oblasti Rohanského ostrova, Manin a Libeňského ostrova, Vysočan (plochy ČKD severně od ulice Kolbenova), dále je to areál Praga, bývalé průmyslové areály v Modřanech a Komořanech, bývalý masokombinát Libuš a areál výzkumných ústavů v Běchovicích, které se převážně objevují i ve významných přestavbových územích Územního plánu HMP.

Tab. 2. Programy využívání strukturálních fondů EU pro revitalizaci brownfields na území HMP

Název	Priorita Prioritní osa	Opatření Oblast podpory	Příspěvek EU [mil. EUR]
Jednotný programový dokument pro Cíl 2 (2004-2006)	1. Revitalizace a rozvoj městského prostředí	1.2 Regenerace poškozených a nevhodně využívaných ploch	18,7
Operační program Praha Konkurenceschopnost (2007-2013)	2. Životní prostředí	2.1 Revitalizace a ochrana území	59,9
Operační program Životní prostředí (2007-2013)	4. Zkvalitnění nakládání s odpady a odstraňování starých ekologických zátěží	4.2 Odstraňování starých ekologických zátěží	256
Operační program Životní prostředí (2007-2013)	6. Zlepšování stavu přírody a krajiny	6.5 Regenerace urbanizované krajiny	87

Tab. 3. Pasport lokality na příkladu zemědělského družstva Březiněves (zkráceno)

Identifikační číslo lokality	36		
Název lokality	Zemědělské družstvo Březiněves		
Lokalizace a základní charakteristika			
městská část; adresa; KÚ	Březiněves; Na Boleslavce; Březiněves		
Dopravní dostupnost			
IAD; MHD; železnice	dálnice, PO; autobus; není		
Občanská vybavenost			
Druh	adresa	pěší dostupnost	MHD
základní škola	U Parkánu 17, P 8	–	10 minut
poliklinika	Ke Kinu 159/7	–	10 minut
Popis areálu			
stávající využití ploch	bývalé ZD, prodejní sklad stavebnin		
Popis objektů v areálu			
souhrnná zastavěná plocha	5 125 m ²		
Přehled vlastnictví			
Kategorie	rozloha [m ²]	podíl [%]	
Technická vybavenost			
Životní prostředí a problémové jevy			
Stav ovzduší; Natura 2000; ekologická zátěž	3; ne; není		
Urbanistické možnosti			
Funkční využití dle ÚPn	smíšené území, nerušící výroba a služby		
SWOT analýza			

Globálním cílem priority 1 – Revitalizace a rozvoj městského prostředí je především transformace a zlepšení městského prostředí a technické infrastruktury. Revitalizace brownfields je realizována prostřednictvím opatření 1.2 – Regenerace poškozených a nevhodně využívaných ploch. Finanční podpora z Evropského rozvojového regionálního rozvoje (ERDF) směřuje na investiční projekty ve vybraných městských částech, spíše na menší opuštěné plochy ve vlastnictví obce na základě mapování lokalit, kterou si pro účely JPD 2 nechal vypracovat magistrát HMP [11]. Vytvořená databáze obsahuje podrobný popis lokalit, které zahrnují převážně menší zanedbaná a nedostatečně využívaná území s rozlohou zpravidla menší než 10 ha včetně bývalých zemědělských družstev, rybníků, skládek, školních zahrad, ale i historicky cenných objektů. Modelový příklad pasportu lokality přináší tab. 3. Projekty do programu JPD 2 – opatření 1.2 se vybíraly podle specifických kritérií s cílem podpořit projekty revitalizace opuštěných průmyslových ploch se značnou ekologickou zátěží, revitalizaci skládek, protipovodňová opatření, rekonstrukci zahrad Pražského hradu, obnovu památkově chráněných objektů, obnovu zeleně a rekonstrukci rybníků. Celkově bylo schváleno a realizováno 25 projektů; příklady různorodosti projektů přináší tab. 4.

Pro období 2007-2013 je hlavním programovým dokumentem, podle kterého se určují priority regionu pro čerpání evropských dotací na území hlavního města Prahy, Ope-

Tab. 4. Modelové projekty revitalizace brownfields v rámci programu JPD 2

Projekt	Cíl	Celkové náklady	Příspěvek EU
		[mil. Kč]	
Zámecký areál Dolní Počernice	obnova památkově chráněných budov a parku, odstranění kontaminace	19,5	9,7
Chvalský zámek	obnova chráněného objektu a zeleně, zlepšení životního prostředí	65,3	32,7
Maniny	příprava území pro následnou výstavbu v oblasti Rohanský ostrov – Maniny	225,6	112,8
Skládka Dolní Počernice	rekultivace skládky, obnova přirozené vegetace, odstranění kontaminace	9,1	4,5
Fürstenberská zahrada	rekonstrukce svahové části, výstavba oranžérií, občerstvení a sociálního zařízení	178,7	75,2
Dolní Chabry	obnova areálu statku, zahrady, zřízení multifunkčního centra	67,3	33,1
Zahrada ZŠ Lyčkovo náměstí	regenerace školní zahrady, odstranění kontaminace po povodni, obnova zeleně	8,3	4,1

Tab. 5. Rozdíly v čerpání strukturálních fondů mezi JPD 2 a OP PK na území Prahy

Rozdílové aspekty	JPD 2		OP PK	
	2004–2006		2007–2013	
podpora [%]	zdroje EU	veřejné zdroje ČR	zdroje EU	veřejné zdroje ČR
	50	50	85	15
oblast	vybrané městské části Prahy		celé území regionu Praha	
řídící orgán	MMR		Hlavní město Praha	
cíle projektů	střednědobé		dlouhodobé	

rační program Praha – Konkurenceschopnost (OP PK) [12]. Od programu JPD 2 se zásadně liší v několika bodech (tab. 5). Zejména to je míra spolufinancování z veřejných zdrojů ČR a EU a oblast směřované podpory. Důležitým rozdílem je hierarchie řízení. Ukázalo se, že je výhodnější, aby o alokaci zdrojů rozhodovala samospráva, nikoli ministerstvo. Vhodné je též zvýšení limitu velikosti projektů nad 10 mil. EUR, který platil pro program JPD 2, a snižoval tak jejich potenciál.

Obnova brownfields může být dále realizována v rámci prioritní osy 2 – Životní prostředí, oblast podpory 2.1 – Revitalizace a ochrana území, na kterou je alokováno 60 mil. EUR z Evropského fondu pro regionální rozvoj určený pro infrastrukturní projekty. Na rozdíl od programu JPD 2, jehož podpora se koncentrovala do vybraných, z hlediska životního prostředí problémových městských částí, budou rozvojové projekty realizovány podle individuálních žádostí a integrovaných plánů rozvoje města. V celém regionu Praha bylo v této oblasti podpory schváleno do současnosti 28 různých projektů, např. revitalizace chráněných architektonických památek, rekonstrukce nábřeží Vltavy či obnova parků a areálů volného času (tab. 6).

Vzhledem k tomu, že při regeneraci brownfields je častou překážkou nákladnost procesů dekontaminace znečištěné půdy, je vhodnou možností využít finančních prostředků z tematického operačního programu Životní prostředí v rámci podpory 4.2. Odstraňování starých ekologických zátěží. Pokud jsou brownfields na místech těžko ekonomicky využitelných, lze z oblasti podpory 6.5. Podpora regenerace urbanizované krajiny využít strukturálních fondů pro vytvoření zelených koridorů či výsadby vegetace.

Tab. 6. Projekty revitalizace brownfields v rámci programu OP PK

Projekt	Cíl	Celkové náklady	Příspěvek EU
		[mil. Kč]	
Areál Ladronka	areál volnočasových aktivit, podchod, rozšíření zeleně	49,9	46,2
Nábřeží E. Beneše	sanace území, regenerace zeleně, dopravní napojení a značení	60,9	51,7
Park Malinová - Chrptová	relaxační zóna, obnova parkové zeleně a infrastruktury	61,9	57,3
Vršovická vodárna	obnova industriální památky, zpřístupnění veřejnosti	136,7	116,2
Gočárový domky	obnova chráněných objektů, přemístění ze záplavové zóny	42,4	36,1
plochy v Praze 11	rekultivace nefunkčních dětských hřišť na plochy zeleně	49,8	40,8
Břevnovský klášter	rehabilitace klášterních zahrad	76,7	65,2

Závěr

Při obnově brownfields je nutné mít na zřeteli užžitnou hodnotu místa, plánování budoucího využití se zřetelem na zachování principů udržitelného rozvoje a ochranu ekosystémů. Jedním z nejvýznamnějších důvodů, proč revitalizovat brownfields městských aglomerací, je ten, že proces vede k omezení záboru zemědělských a lesních půd, zmírňuje negativní dopady suburbanizace a rozpínání města do krajiny. Komplexní řešení revitalizace brownfields však vyžaduje nový právní rámec, změny strategií a koncepcí a vytváření nových nástrojů řešení a programů včetně politických rozhodnutí a ekonomických opatření.

První vlna obnovy brownfields na území hlavního města Prahy začala již ve druhé polovině devadesátých let, kdy se silným soukromým investorem podařilo přeměnit bývalé industriální areály v tradičních průmyslových čtvrtích v moderní polyfunkční centra. Zvýšil se ekonomický potenciál oblasti, došlo k nárůstu obchodních a pracovních příležitostí a významně se zlepšila kvalita života obyvatel i ve formě luxusního bydlení.

Na území pražské aglomerace však existuje řada opuštěných a neadekvátně využívaných areálů po průmyslové či zemědělské výrobě, často ve veřejném vlastnictví, jejichž urbanistický a ekonomický potenciál zůstává nevyužitý. Hlavním problémem je značná ekologická zátěž, která prodražuje revitalizaci. Významným ekonomickým nástrojem pro obnovu takových oblastí jsou strukturální fondy EU. Jejich čerpání na území HMP je realizováno ve dvou obdobích v rámci programu Jednotný programový dokument pro cíl 2 – Regenerace poškozených a nevhodně využívaných ploch a programu Operační program Praha – Konkurenceschopnost – Revitalizace a ochrana území. Projekty do programu JPD 2 jsou zaměřeny na podporu revitalizace brownfields ve vybraných městských částech. Projekty OP PK, které svým rozsahem představují infrastrukturní projekty, zahrnují celý region soudržnosti Praha. Každá obnova brownfields je unikátní a neexistují porovnávací indikátory. Pro jejich revitalizaci jsou nutné promyšlené a ucelené legislativní rámce se systematickým porovnáním kritérií. Je též nutné urychlit přijetí novely zákona o ochraně zemědělského půdního fondu, zpřísnit odnímání kvalitní orné půdy a podstatně zvýšit odvody za zábor. Nové strategie využívání strukturálních fondů EU při revitalizaci brownfields přispějí ke zlepšení životního prostředí v hlavním městě, ke zvýšení ekonomického potenciálu, obnově architektonických památek a zkvalitnění života obyvatel.

Článek vznikl za podpory výzkumného záměru MSM 6840770006 MŠMT ČR „Management udržitelného rozvoje životního cyklu staveb, stavebních podniků a území“.

Literatura

- [1] Garb, Y. – Jackson, J.: Brownfields in the Czech Republic 1989–2009: The Long Path to Integrated Land Management. J. of Urban Regeneration and Renewal, Vol. 3, 3, pp. 263–276, 2010.
- [2] Adams, D. – Craig, W.: Greenfields, Brownfields and Housing Development. Oxford, Blackwell 2002. /ISBN 0-632-06387-4/
- [3] Kadeřábková, B. – Pecha, M. a kol.: Brownfields: jak vznikají a co s nimi. Praha, Beck 2009, 138 s. /ISBN 978-80-7400-123-9/
- [4] Strategické plány hl. města Prahy, 2000, 2005. www.prahamesto.cz
- [5] Sýkorová, I.: Pražské brownfields: příležitost i hrozba pro rozvoj metropole. [Sborník], Geografie, Česká geografická společnost, 112, 2007, č. 3, s. 250–265.
- [6] Jilemnická, L.: Revitalizace brownfields na kontaminovaných městských půdách a zdravotní rizika. Stavební obzor, 18, 2009, č. 8, s. 244–250. /ISSN 1210-4027/
- [7] Územní plán hl. města Prahy, 2004, konzultace s architektem 15.6.2010. www.prahamesto.cz
- [8] Brownfields v centru Prahy: kriteria udržitelného rozvoje. [Zpráva], evropský seminář University Wageningen. Centrum pro podporu občanů sdružení Arniky. Praha, 2010, 42 s. /ISBN 978-80-904409-5-1/
- [9] Jilemnická, L.: Problémy starých ekologických zátěží při revitalizaci brownfields ve městech na příkladu pražské aglomerace. In: Management udržitelného rozvoje životního cyklu staveb, stavebních podniků a území. ČVUT Praha, 2007, s. 105–108.
- [10] Jednotný programový dokument pro cíl 2 regionu NUTS II, hl. město Praha na období 2004–2006. Ministerstvo pro místní rozvoj České republiky, 2003.

[11] Analýza brownfields v Praze. Hlavní město Praha; firma Kolpron, 2008 (v přípravě ke zveřejnění na internetu).

[12] Operační program Praha – Konkurenceschopnost. Praha, 2006. www.prahafondy.eu/cz

Jilemnická, L.: New Strategies of Solution of Revitalization of Prague Brownfields

The paper deals with successful projects of revitalization of industrial quarters on the territory of the Capital City of Prague and presumed renewal of Prague's railway stations. Application of the European Union structural funds for remediation of brownfields in public ownership is emphasized. The Single Programming Document for Objective 2 in the period of 2004-2006 was aimed at revitalization of small brownfields in the chosen municipalities. The Operational Programme Prague – Competitiveness in the period of 2007-2013 involves the whole region of Prague and supports large infrastructure projects.

Jilemnická, L.: Neue Strategien der Lösung der Revitalisierung von Prager Industriebrachen

Der Artikel behandelt erfolgreiche Projekte der Erneuerung von Industrievierteln auf dem Gebiet der Hauptstadt Prag und die vorgesehene Revitalisierung der Prager Bahnhöfe. Den Schwerpunkt bildet die Inanspruchnahme der Strukturfonds der Europäischen Union bei der Erneuerung von Industriebrachen in öffentlichem Eigentum. Das einheitliche Programmdokument für das Ziel 2 für den Zeitraum 2004-2006 war auf die Revitalisierung kleiner Industriebrachen in ausgewählten Stadtteilen gerichtet. Das Operationsprogramm Prag – Konkurrenzfähigkeit für den Zeitraum 2007-2013 umfasst die ganze Region Prag und unterstützt große Infrastrukturprojekte.

• dizertace



Multiscale Modeling of Transport Processes in Masonry Structures

Ing. Jan Sýkora

Dizertace je zaměřena na víceúrovňové modelování sdruženého transportu tepla a vlhkosti ve zdivu s důrazem na popis přechodové vrstvy na rozhraní jednotlivých prvků. Současně je implementována metodika výpočtu heterogenních systémů s náhodnou strukturou či náhodným materiálovým uspořádáním.

Evolutionary Algorithm for Multi-Objective Parameter Estimation

Ing. Zuzana Vítiningerová

Práce se zabývá vícekritériální formulací identifikace parametrů materiálových modelů při využití moderních optimalizačních metod z oblasti evolučních algoritmů. Teoretická část je doplněna třemi příklady ze stavební praxe – hydratací cementové pasty, infiltračním experimentem a nanoindentací cementu.

• projekty

Nejvýše umístěné Konferenční centrum v Praze



Pohled z výšky 109 m poskytnete multifunkční konferenční centrum v posledních patrech nejvyšší budovy v České republice CITY TOWER, která vznikla rekonstrukcí a dostavbou administrativně provozní budovy centrály Československého rozhlasu. Při rekonstrukci, která si vyžádala úpravu půdorysu stavby, zesílení nosné konstrukce a vybudování nové střešní konstrukce, byla odstraněna výplňová a nekonstrukční část budovy, takže zůstal jen nosný skelet, tvořený v podstatě pouze ocelovými sloupy, železobetonovými plošinami pater a schodišťovými a výtahovými šachtami. Výsledkem je luxusní administrativní centrum čítající 27 nadzemních a 3 podzemní patra. V nejvyšším patře budovy je kromě konferenčního centra i exkluzivní vyhlídková restaurace s výhledem na široké panoráma Prahy. Podzemní garáže, vzniklé propojením s přiléhajícím objektem CITY POINT, disponují více než 800 parkovacími místy.



Autorem rekonstrukce stavby, která získala několik významných ocenění, je Václav Aulický.

Tisková informace

Všechna čísla časopisu

STAVEBNÍ OBZOR

si mohou čtenáři zakoupit
v redakci časopisu
a v Univerzitním knihkupectví
Technická 6, Praha 6.

STAVEBNÍ OBZOR

ROČNÍK 20 ČÍSLO 2/2011

Navigace v dokumentu

OBSAH

Smutný, J. – Tomandl, V. – Vukušič, I. Chování kolejového roštu při průjezdu vozidla obloukem	33
Štěpánek, P. – Girgle, F. – Horák, D. – Ďurech, D. – Laníková, I. Systém kotvení předpjaté FRP výztuže	42
Procházka, P. – Pešková, Š. – Válek, M. Rozpojování vláken v kompozitním materiálu pomocí penalizace	50
Kramářová, Z. Analýza dat z identifikační studie brownfields	53
Komínková, D. – Štarmanová, D. – Nábělková, J. Biologická dostupnost a ekotoxikologické nebezpečí těžkých kovů v tocích ovlivněných ČOV	56
Štroner, M. – Urban, R. – Třasák, P. Zaměření obtížně dostupné jeřábové dráhy metodou volné sítě se dvěma stanovisky	60

Chování kolejového roštu při průjezdu vozidla obloukem

prof. Ing. Jaroslav SMUTNÝ, Ph.D.
Ing. Vladimír TOMANDL
Ing. Ivan VUKUŠIČ
VUT – Fakulta stavební, Brno

Článek je věnován měření, analýze a porovnání dynamických parametrů pružných bezpodkladnicových upevnění kolejnic Vossloh W 14 a Pandrol FC I umístěných v koleji ve směrovém oblouku. Měření byla prováděna in situ dle speciálně vytvořené metodiky s využitím vhodného matematického aparátu pro hodnocení naměřených parametrů.

Úvod

Ruku v ruce s rostoucí životní úrovní lidstva dochází k navyšování potřeb na přepravní výkon a kvalitu dopravy. V případě železniční dopravy přináší tato problematika nejen požadavky na moderní, bezpečná a spolehlivá vozidla osobní a nákladní dopravy, šetrná k životnímu prostředí a kompatibilní s technickými podmínkami ostatních států evropské unie, ale rovněž požadavky na odpovídající servis, logistiku a v neposlední řadě také na infrastrukturu [1].

Všeobecná tendence zvyšování celkové tuhosti konstrukce železničního svršku (betonové pražce, pevná jízdní dráha apod.) je na jedné straně nutnou podmínkou provozování koridorových a ostatních hlavních tratí Správy železniční dopravní cesty rychlostmi 160 km·h⁻¹ a více, na druhé straně však také zdrojem zvýšených dynamických interakčních sil kolo/kolejnice, které při nezajištění optimálních pružných a tlumících vazeb mezi kolejnicí a pražcem nepříznivě ovlivňují nejen kolejové vozidlo, ale též konstrukci železničního svršku a spodku, geometrické parametry koleje a z toho vyplývající vysoké náklady na údržbu.

Vibrace vzniklé na kontaktu kolo/kolejnice zachycuje a tlumí primární, resp. sekundární vypružení. Primární vypružení reprezentuje konstrukce upevnění kolejnice – pružné podložky a svěrky (spony), pryžová podložka umístěná pod patu kolejnice, popř. penefolová nebo polyetylenová, umístěná pod podkladnici. Sekundární vypružení je v konstrukci tratí zastoupeno kolejovým ložem, které zachycuje a tlumí zejména nižší frekvence. Na základě těchto skutečností se jeví jako velice významná aplikace odpovídajícího systému pružného upevnění, jehož zásadní charakteristikou je bezpečnost statická a dynamická tuhost upevnění.

Vozidlo a koleje

Druh a velikost dynamických účinků od projíždějící zátěže přímo závisí na rychlosti, typu, počtu a způsobu jízdy

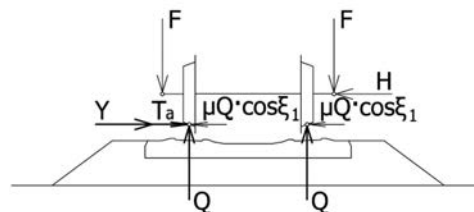
vlaků, terénních podmínkách, konstrukci, stavu a údržbě drážního tělesa a kolejových vozidel, výškovém a v neposlední řadě také směrovém vedení trasy. Pouze dokonalá znalost problematiky vzájemného působení vozidla a koleje umožňuje pochopit zákonitosti a principy vibračních jevů v koleji.

Při jízdě obloukem nabíhá kolo s okolkem na kolejnici pod úhlem náběhu α . Stýká se přitom s hlavou kolejnice ve dvou místech. První nosný bod leží na temeni, přenáší se zde svislé zatížení od projíždějící soupravy do kolejového roštu. Druhé místo je předsazené tomuto bodu. Dochází zde k přenosu příčného zatížení z okolku na bok kolejnicového pásu, o který se okolek opírá. Úhel náběhu má být z hlediska bezpečnosti a plynulosti jízdy co nejmenší.

Skutečná poloha kolejového vozidla v oblouku je výsledkem všech sil, které na danou soupravu působí. Těchto sil je velké množství a jejich vzájemné působení má ve své podstatě stochastický charakter. Zanedbáním setrvačných sil daných hmotností dvojkolí a zrychlením v příčném, resp. svislém směru, dostáváme teoretické rozložení sil působících na soustavu dvojkolí/kolej (obr. 1). Slabě jsou vyznačeny síly, kterými působí dvojkolí na kolej, silně pak odpovídající reakce v kolejovém roštu. Řídící sílu P dostaneme z rovnováhy sil v příčném směru ze superpozice rámové síly H a třecích sil $2\mu Q \cos \xi_1$, resp. z reakcí součtem třecí síly T_a a vodící síly Y . Z uvedeného vyplývá vztah pro výpočet rámové síly

$$H = Y - \mu Q \cos \xi_1 \text{ [N]}, \quad (1)$$

kde Q [N] je kolová síla, μ [-] součinitel adheze a ξ_1 úhel, který svírá průvodič ke středu otáčení q_1 s osou podvozku.



Obr. 1. Síly působící na dvojkolí a kolej

Příčný profil železničního dvojkolí je konstruován se zaoblením tvořícím přechod mezi oběžnou plochou dvojkolí a vnitřní stranou okolku. Zaoblení je provedeno kruhovým obloukem s poloměrem křivosti stejným nebo o něco větším než zaoblení na kraji hlavy kolejnicového pásu. Z pohledu

roviny příčného řezu může při průjezdu obloukem dojít k dotyku kola a kolejnice v jednom nebo dvou bodech. Je-li poloměr zaoblení okolku větší než zaoblení hlavy kolejnice, nastává dotyk v jednom bodě. Vedoucí kolo se při postupu zároveň zvedá až sklon zaoblení v místě dotyku dosáhne takové velikosti, že sklouzne a nastává ráz. Kolový tlak je přitom přenášen z oběžné plochy do místa zaoblení, kde tak vznikají velké specifické tlaky. Je-li poloměr zaoblení okolku menší než zaoblení kolejnice v přechodu z temene do boku, nastává dotyk ve dvou bodech. Takto vyvolané tlaky na temeno kolejnicového pásu jsou pak méně výrazné. K dotyku ve dvou bodech dochází nejčastěji v případě neopřetížených kol a kolejnic, zatímco s dotykem v bodě jednom se nejpravděpodobněji setkáme u kolejnic ve vnějším pásu [2].

Ke snížení účinků odstředivé síly má být v koleji ve směrovém oblouku projektováno převýšení koleje. Toho se dosáhne nadvýšením polohy vnějšího kolejnicového pásu vůči pásu vnitřnímu. Vnitřní kolejnicový pás tak nadále zůstává v úrovni nivelety temene kolejnicového pásu (vyjma vzestupnice s bodem obratu). Velikost takto projektovaného převýšení je závislá na rychlosti vlakové soupravy V [km·h⁻¹] a na velikosti poloměru oblouku R [m]. Za předpokladu, že všechny vlaky projíždějí konkrétním směrovým obloukem stejnou rychlostí, projektuje se převýšení teoretické. Hodnota teoretického převýšení je taková, že výslednice svislého zrychlení vyvolaného gravitací a odstředivého zrychlení vyvolaného průjezdem vozidla působí kolmo ke spojnicí temen kolejnicových pásů. Teoretické převýšení D_{eq} [mm] lze vypočítat dle vzorce

$$D_{eq} = \frac{11,8 \cdot V^2}{R} \quad (2)$$

Ve skutečnosti se však vlaky daným traťovým úsekem stejně rychle nepohybují. Místo teoretického převýšení se proto většinou navrhuje projektované převýšení koleje D [mm]. Z hlediska nedostatku, resp. přebytku převýšení, musí vyhovět rychlosti všech vlaků v daném úseku trati. Soupravy jedoucí rychlostí

$$V > \sqrt{\frac{D_{eq} \cdot R}{11,8}} \quad (3)$$

projíždějí obloukem s nedostatkem převýšení I [mm], čímž dochází ke zvětšení zatížení vnějšího kolejnicového pásu nárůstem vodící a svislé kolové síly. Proti tomu soupravy s rychlostí

$$V < \sqrt{\frac{D_{eq} \cdot R}{11,8}} \quad (4)$$

projíždějí obloukem s přebytkem převýšení E [mm], při němž můžeme sledovat zvětšení zatížení vnitřního kolejnicového pásu, a to především nárůstem svislé kolové síly. Mezní hodnoty pro nedostatek, resp. přebytek převýšení, jsou uvedeny v [3].

Pro komplexní pochopení problematiky doplníme ještě globální charakteristiky železničního vozidla jedoucího v přímé koleji nebo v obloucích velmi velkých poloměrů. V takovém případě není železniční dvojkolí vedeno žádnou silou. V místech, kde přímá kolej bezprostředně navazuje na směrový oblouk, případně v místech výskytu lokálních závad směru koleje, dochází k vychýlení dvojkolí železničního vozidla z centrické polohy. Při takovém vychýlení běží vlivem kuželovitosti oběžné plochy obruče jedno kolo ke kolejnicovému pásu po větším poloměru. Kolo na této straně tedy vykoná

ve stejném čase delší dráhu než kolo opačné, což způsobuje natočení dvojkolí. Natočené dvojkolí má následně tendenci přiblížit se druhému kolejnicovému pásu. Při opakujících se střídavých změnách v rozdílu velikosti poloměrů otáčení kol se volné dvojkolí pohybuje v sinusové křivce s podélnou osou totožnou s osou koleje. Délku sinusové vlny l [m] lze pro dvounápravové vozidlo odhadnout pomocí Klingelova vztahu

$$l = v \cdot t = \sqrt{\frac{r \cdot s}{2 \cdot \gamma}} \quad (5)$$

kde r [m] je poloměr kola, s [m] vzdálenost rovin styčných kružnic a γ [–] úkos jízdní plochy, tj. veličina určující vzájemný vztah mezi tvarem a úklonem kolejnice a jízdním obrysem železničního kola. Čím je jízdní plocha méně ukloňná, tím je sinusová vlna delší. Zvyšuje-li se rychlost vlaku, zkracuje se perioda sinusových kmitů. Při dosažení kritické rychlosti nastává rezonance těchto kmitů s vlastním kmitáním vozidla. Zvýšené kmitání vozidla má za následek nárůst dynamických účinků na kolej a při nedostatečném odpružení vozových skříní staršího typu způsobuje nepohodlí pasažérů uvnitř vozu.

Experiment

Pro experiment byly vybrány dva nejběžnější typy pružných bezpodkladnicových upevnění kolejnic k podporám používaným v současnosti na hlavní železniční síti v České republice [4] – upevnění Vossloh W 14, resp. upevnění Pandrol FC I. Měření probíhala ve vybraných referenčních lokalitách v letech 2007–2009, zde uvádíme data získaná v rámci dvou kampaní.

Měřicí stanoviště upevnění Vossloh leží v pravostranném směrovém oblouku dvojkolejně trati č. 270 v km 213,692 mezi železniční stanicí Hranice na Moravě a zastávkou Běloutín. Směrový oblouk je zřízený jako kružnicový o poloměru $R = 704$ m se symetrickými krajními přechodnicemi tvaru kubické paraboly délky $l_{p1} = l_{p2} = 138,530$ m. Převýšení oblouku $p = 113$ mm. Trať vedená v nízkém zářezu sklonově stoupá +4,62 ‰ ve směru na Běloutín, měřicí stanoviště je vzdáleno cca 100 m od železničního přejezdu místní komunikace. Dynamické parametry upevnění Vossloh byly měřeny v koleji č. 2, zaznamenávány byly pouze soupravy jedoucí ve směru Hranice na Moravě – Ostrava.

Chování kolejnicového upevnění Pandrol bylo pozorováno v rámci měření na trati č. 330 v mezistaničním úseku Napajedla – Otrokovice a ve staničení km 152,106. Stanoviště se nachází v pravostranném směrovém oblouku poloměru $R = 761$ m a převýšení $p = 133$ mm, se symetrickými krajními přechodnicemi tvaru kubické paraboly délky $l_{p1} = l_{p2} = 173,730$ m. Trať je zde vedena v úrovni terénu, v podélném sklonu –3,33 ‰ ve směru jízdy vlaků, tj. ve směru Břeclav – Přerov. V blízkosti stanoviště se nenacházely žádné umělé stavby, které by mohly měření ovlivnit. Vlastní měření se uskutečnilo v koleji č. 1.

Železniční svršek obou porovnávaných úseků je klasické konstrukce. Kolejový rošt (kolejnice tvaru UIC 60, předmět- ně pružné bezpodkladnicové upevnění a příčné betonové monoblokové pražce typu B 91S) je uložen ve šterkovém loži. Poloha měřicích stanovišť byla volena přibližně do poloviny kružnicové části směrových oblouků tak, aby byl minimalizován vliv příčného kmitání projíždějících vozidel způsobeného změnami vzájemného sklonu kolejnicových pásů, tj. vzestupnicemi, ve smyslu [3].

Charakteristiky vyhodnocovaných vlaků jsou přehledně shrnuty v tab. 1. Pro účely tohoto příspěvku byly porovná-

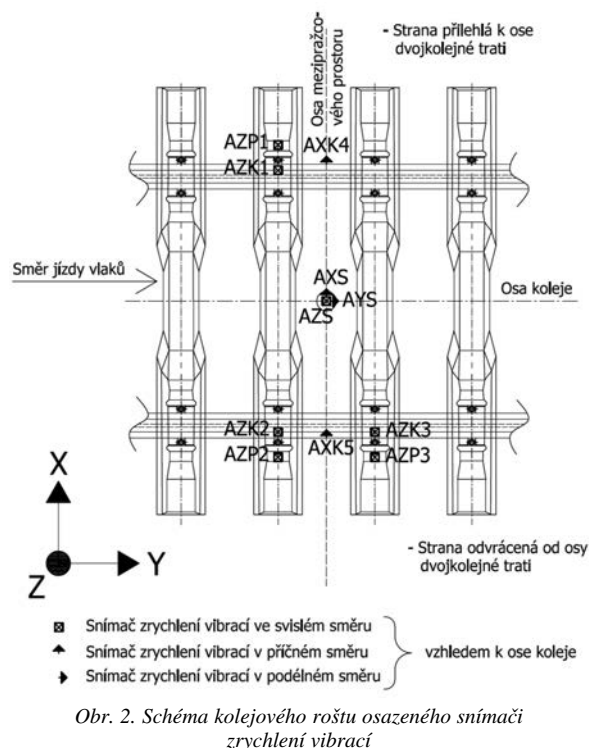
vány pouze referenční soupravy EC 104 Sobieski (totožná vozová skladba, srovnatelný nedostatek převýšení I), resp. výřezy vybraných hnacích vozidel osobních i nákladních vlaků různých kategorií.

Tab. 1. Charakteristika hodnocených vlaků

Vossloh W 14					
Čas	Hnací vozidlo	Kategorie vlaku	Délka [m]	Rychlost [km·h ⁻¹]	Nedostatek převýšení [mm]
9:50	363	R 733	16,80	110	90
12:40	163	Os 2909	16,80	110	90
11:38	362	EC 104	175,20	107	79
12:55	363	R 737	16,80	95	38
13:00	363	N	16,80	70	-31
Pandrol FC I					
Čas	Hnací vozidlo	Kategorie vlaku	Délka [m]	Rychlost [km·h ⁻¹]	Nedostatek převýšení [mm]
14:12	362	R 809	16,80	118	83
12:44	163	R 704	16,80	117	80
10:59	363	EC 104	175,20	117	80
12:10	362	R 807	16,80	109	51
12:02	363	Lv	16,80	78	-39

Měřicí řetězec

Dynamickou odezvu kolejového roštu na pohybující se zatížení, tzn. běžný železniční provoz, snímaly kalibrované piezoelektrické akcelerometry Brüel & Kjær vhodné citlivosti a pracovního rozsahu. Získaná data byla převedena



Obr. 2. Schéma kolejového roštu osazeného snímači zrychlení vibrací



Obr. 3. Rozmístění snímačů na vnějším kolejnicovém pásu v oblouku – kampaň Napajedla; upevnění Pandrol FC I

v jedenácti kanálech do integrované počítačové sestavy DEWE 2502, kde byla uchována k pozdějšímu vyhodnocení.

V rámci měřicích kampaní byl kolejový rošt osazen osmi jednoosými a jedním tříosým snímačem zrychlení vibrací (obr. 2, resp. obr. 3). Umístění snímačů koresponduje s měřeními v přímém úseku trati [5]. Rychlost kolejových vozidel odečítal radarový rychloměr Buschnell 10-1900.

Vyhodnocení dat

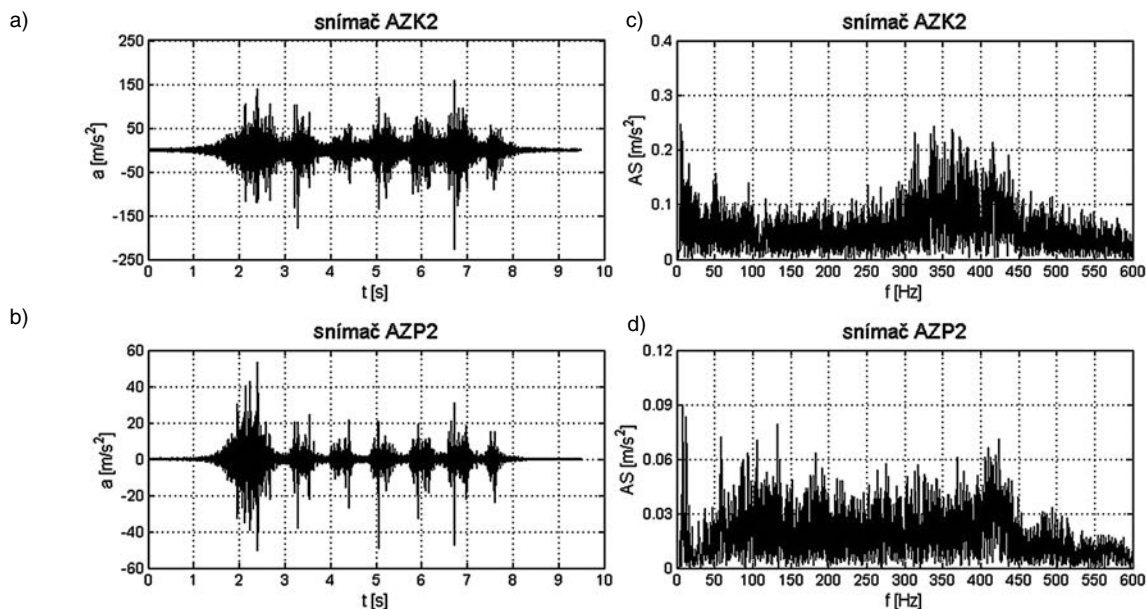
Po rozboru problematiky a ukončení měření v terénu byly k analýze získaných dat použity metody a parametry [5], [6]:

- časového zobrazení průběhu zrychlení kmitání, dále extrémů zrychlení kmitání a efektivní hodnoty zrychlení kmitání;
- frekvenční analýzy s využitím průběhu amplitudového spektra (pro přechod z časové do frekvenční oblasti byl použit jednak algoritmus rychlé Fourierovy transformace, jednak algoritmus Welchovy metody, tj. v podstatě průměrovací metody založené na aplikaci rychlé Fourierovy transformace);
- časově frekvenční spektrální analýzy (pro přechod z časové do časově frekvenční oblasti je použit algoritmus Bornovy–Jordanovy transformace).

K práci s naměřenými signály včetně jejich vyhodnocení byl použit software měřicí ústředny DeweSoft a také pro tyto účely speciálně sestavený program VibroDiagRail. Pro omezený rozsah příspěvku byly k dalšímu sledování vybrány pouze ty signály, které jsou z pohledu porovnání jízdy vozidla obloukem nejzajímavější, jmenovitě AZK2, AXK5, AZP2 a AXS. První tři jednoosé akcelerometry (signál AZK2, AXK5, AZP2) byly umístěny na vnější straně oblouku koleje. Sledované vlaky totiž vybranými úseky tratě projížděly většinou s nedostatkem převýšení, což by mělo mít za následek nárůst zatížení vnějšího kolejnicového pásu.

Analýza dynamických parametrů upevnění kolejnic

Jak již bylo řečeno, analýza vibrací byla provedena na výřezech signálů z paty kolejnice (AZK2, AXK5), z hlavy pražce (AZP2) a ze šterkového lože (AXS). Výřezy byly získány dvěma způsoby. Signál EC 104 Sobieski byl upraven tak, aby v časové oblasti odpovídal průjezdu soupravy EC 104 v řazení: elektrická dvousystémová lokomotiva řady 362 (Hranice na Moravě), resp. 363 (Napajedla) + čtyři čtyřnápravové osobní vozy druhé třídy Bdmnu61 + čtyřnápravový restaurační vůz WRdmnu + čtyřnápravový osobní vůz první třídy Admnu61. Z ostatních vybraných signálů byly

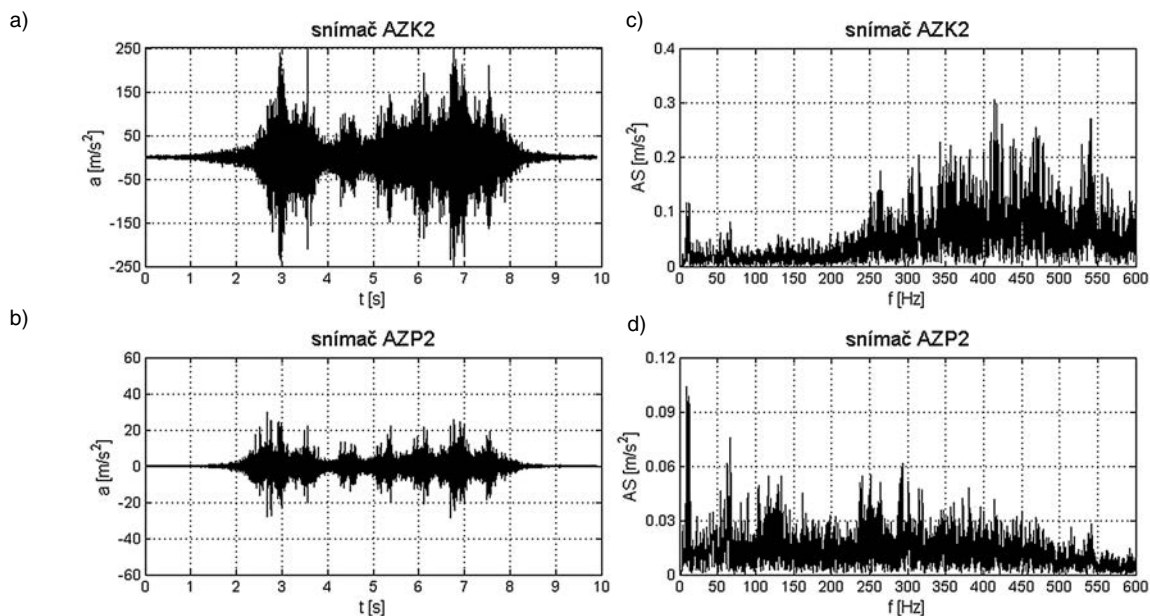


Obr. 4. Časový průběh zrychlení vibrací a frekvenční závislost amplitudového spektra – Hranice na Moravě; souprava EC 104; upevnění Vossloh W 14

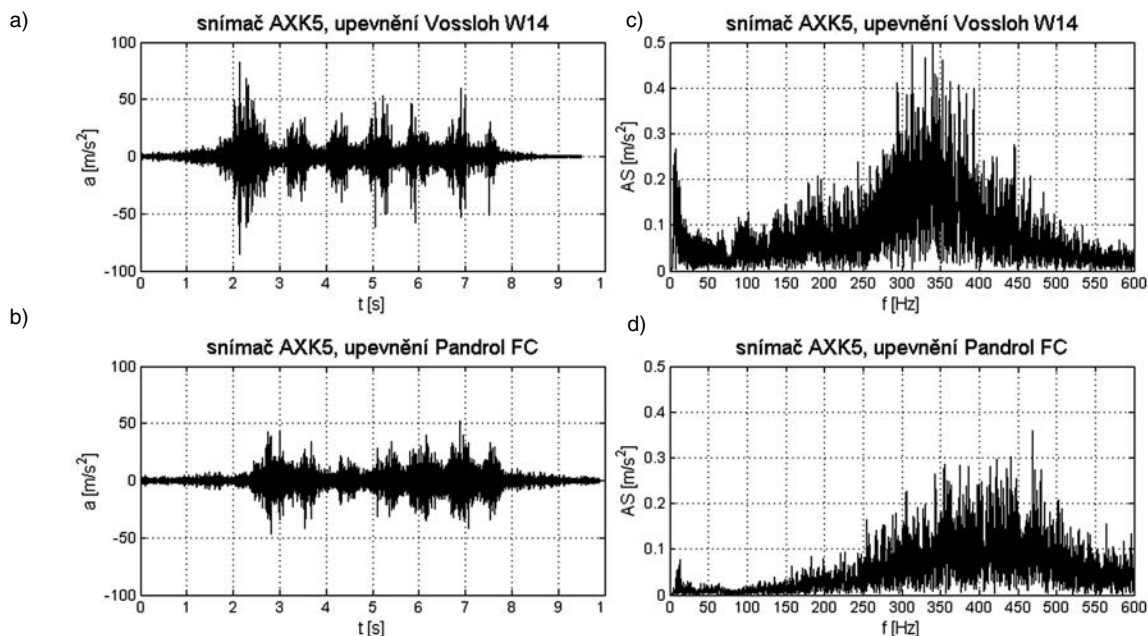
v časové oblasti vyřezány pouze polohy hnacích vozidel řady 163, 362 a 363, neboť odlišný technický stav a druhovost vozů zařazených do těchto vlaků neumožňovaly další porovnání v rámci analýzy. Časová poloha výřezů byla kromě vlastního průběhu zrychlení v čase překontrolována také na základě známé rychlosti a délky sledovaného železničního vozidla. Vibrodiagnostika upevnění byla rozdělena na nízkofrekvenční v pásmu frekvencí $1 \div 80$ Hz a středně-frekvenční v pásmu $80 \div 600$ Hz.

Časový průběh signálů EC 104 ukazuje výraznější svislé dynamické zatížení AZK2 kolejnicového pásu upevněného k podpěrám pomocí konstrukce Pandrol. Zrychlení vibrací dosahuje v lokálních extrémech u upevnění Pandrol nezdědka hodnot blízkých se hranici $150 m/s^2$. U upevnění W 14 je tato hranice snížena na $80 m/s^2$. V ojedinělých případech došlo k výkyvům zrychlení vibrací na hodnoty až $140 m/s^2$ u upevnění Vossloh, resp. $240 m/s^2$ u upevnění Pandrol

(obr. 4a, obr. 5a). Více než dvojnásobně vycházejí pro soupravu EC 104 a upevnění FC I také efektivní hodnoty zrychlení vibrací RMS (angl. Root Mean Square) uvedené v tab. 2. V případě ostatních porovnávaných vozidel však tento poznatek zobecnit nelze. Efektivní hodnoty RMS zrychlení vibrací vycházejí v porovnání konstrukčních typů upevnění střídavě velké, v případě R 737 a R 807 pak srovnatelné. Připomeňme však, že ve všech těchto případech byla analýza signálu prováděna na výřezech lokomotiv. Tato skutečnost může přeci jen hovořit více ve prospěch upevnění Vossloh. Podíváme-li se totiž na obr. 5, zjistíme, že v závěrečné fázi průjezdu soupravy dochází k výraznému nárůstu zrychlení vibrací na kolejnici upevněné k pražcům systémem FC I. Popisovaný jev lze pozorovat prakticky na všech měřených vzorcích, kdy nejvýraznější je právě v případě vertikálních zrychlení vibrací na patě kolejnice. Tato zrychlení často velikostí přerostou dokonce i odezvu na dynamické účinky



Obr. 5. Časový průběh zrychlení vibrací a frekvenční závislost amplitudového spektra – Napajedla; souprava EC 104; upevnění Pandrol FC I



Obr. 6. Časový průběh zrychlení vibrací a frekvenční závislost amplitudového spektra; souprava EC104; porovnání příčných vibrací na patě kolejnice AXK5

hnacího vozidla [7], [8]. Tím, že z dané soupravy ořízneme vozy, zároveň redukuje výslednou hodnotu RMS.

Časový průběh zrychlení vibrací od průjezdu soupravy EC 104 je na patě kolejnice ve směru kolmém na osu koleje AXK5 u obou typů upevnění podobný (obr. 6a). Lokální extrém nepřesahuje až na výjimky hodnoty $45 \text{ m}\cdot\text{s}^{-2}$. Naprosto srovnatelně vycházejí vlaky EC 104 také z hlediska efektivních hodnot RMS zrychlení vibrací (tab. 2). To již neplatí pro výjezy ostatních lokomotiv, kde hodnoty RMS jsou v případě upevnění Pandrol vždy menší, v mnoha případech i více než o řád.

Tab. 2. Efektivní hodnoty RMS zrychlení vibrací pro různé typy vlaků

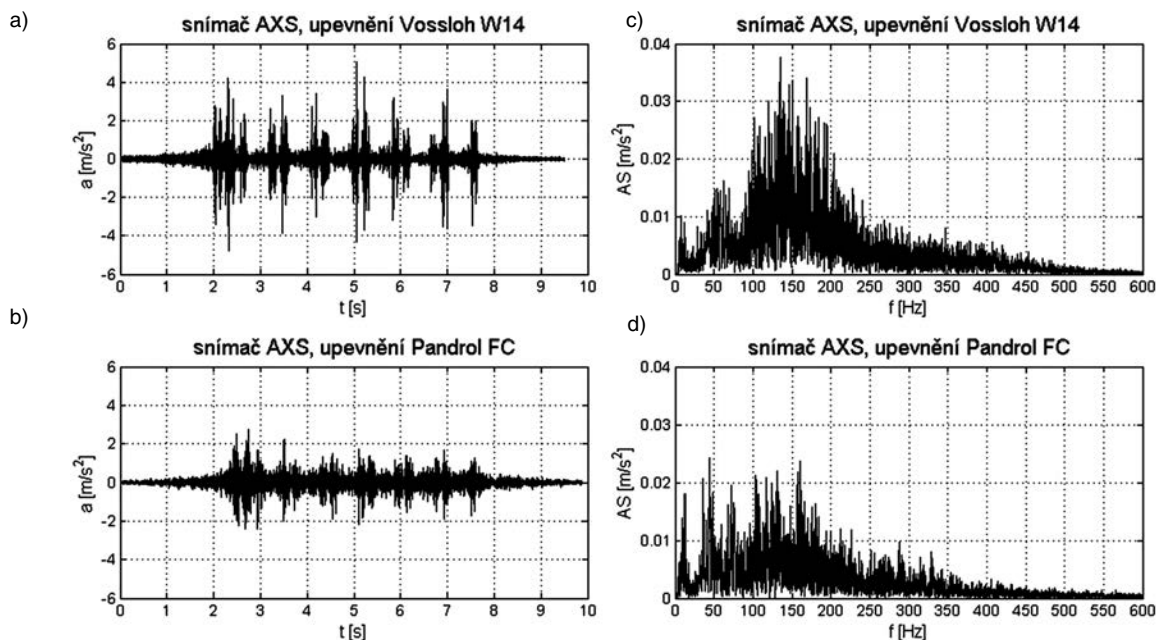
Vossloh W 14				
Hnací vozidlo	AZK2	AXK5	AZP2	AXS
	a_RMS [$\text{m}\cdot\text{s}^{-2}$]			
363; R 733	33,6	54,2	9,3	0,75
163; Os 2909	76,9	93,7	10,0	0,71
362; EC 104	16,5	18,1	4,3	0,63
363; R 737	57,5	80,9	8,1	0,82
363; N	45,1	66,2	5,5	1,03
Pandrol FC I				
Hnací vozidlo	AZK2	AXK5	AZP2	AXS
	a_RMS [$\text{m}\cdot\text{s}^{-2}$]			
362; R 809	70,1	5,3	10,9	0,94
163; R 704	52,9	4,4	6,6	0,82
363; EC104	41,1	18,3	4,2	0,47
362; R 807	59,6	51,9	7,7	0,67
363; Lv	29,4	3,5	4,5	0,68

Časový průběh vertikálních zrychlení vibrací na pražci AZP2 (obr. 4b, obr. 5b) je výraznější u konstrukce Vossloh

W 14, kde zrychlení dosahuje v extrémech až $30 \text{ m}\cdot\text{s}^{-2}$, zatímco u FC I pouze $25 \text{ m}\cdot\text{s}^{-2}$. Větší než tyto uvedené amplitudy svým působením korespondují s maximálními zrychleními vibrací na patě kolejnice AZK2. To může poukazovat na poruchu křivosti oběžné plochy železničního kola. Je vhodné podotknout, že upevnění Pandrol FC I dokáže tyto extrémní utlmit lépe než konkurenční upevnění Vossloh W 14. Podíl útlumu v uzlu upevnění je v případě Pandrolu přibližně konstantní, cca 85 %. U Vosslohu se vzrůstající rychlostí útlum klesá z cca 85 % při rychlosti $70 \text{ km}\cdot\text{h}^{-1}$ až na 70 % při rychlosti $110 \text{ km}\cdot\text{h}^{-1}$ [8]. Efektivní hodnoty RMS vycházejí u upevnění Vossloh až na výjimky větší (tab. 2).

Z hlediska šíření příčných vibrací v horních vrstvách kolejového lože AXS se dle časové analýzy dat jeví obě upevnění porovnatelná. Toto tvrzení lze podložit zejména efektivními hodnotami RMS. Z časového průběhu zrychlení příčných vibrací ve šterku (obr. 7ab) lze pro vlaky EC 104 vyzpozorovat pro uzel upevnění W 14 lokální maxima kolem $3,0 \text{ m}\cdot\text{s}^{-2}$, v extrémních hodnotách dosahujících až $4,0 \text{ m}\cdot\text{s}^{-2}$ (tyto jsou opět ovlivněny chováním kolejnicového pásu jako v případě extrémů na pražci). V případě upevnění FC I dosahují maximální hodnoty zrychlení vibrací $2,0 \text{ m}\cdot\text{s}^{-2}$ a extrémní z kolejnicového pásu nejsou ve šterku patrné.

Uvedená fakta vypovídají o lepších tlumících schopnostech systému upevnění Pandrol FC I ve svislém a pravděpodobně i příčném směru. Pouze na základě časové analýzy však nelze stanovit, zda utlumené složky jsou z hlediska frekvenčního působení pro stabilitu koleje významné. Nedílnou součástí analýzy signálu je tudíž kmitočtová analýza, díky které lze daný signál frekvenčně vyhodnotit. Zároveň tak lze do jisté míry minimalizovat nežádoucí vnější vlivy přispívající k nárůstu dynamických účinků od kolejové dopravy. Do této kategorie spadají zejména různé vady vyskytující se na pojížděných hranách kolejnicových pásů. Jmenovitě jde o vlnovitost koleje a skluzové, resp. dlouhé vlny. Charakteristikou uvedených závad je to, že se projevují periodicky, v jednotlivých případech tedy mají konstantní vlnovou délku. Při známé jízdní rychlosti vlaku lze proto vypočítat jejich nosnou frekvenci a z naměřeného signálu ji využitím vhodného matematického aparátu následně odfil-



Obr. 7. Časový průběh zrychlení vibrací a frekvenční závislost amplitudového spektra; souprava EC 104; porovnání příčných vibrací v kolejovém loži AXS

trovat. Podotkneme, že přes tyto možnosti frekvenční analýzy je jednoznačně nejlepší zaměřit se při výběru měřicího stanoviště na takové úseky trati, kde se podobné jevy v koleji nevyskytují. Obdobně přistupovali autoři článku k výběru lokalit. Amplitudová spektra zrychlení vibrací byla vypočtena z časových průběhů dynamických účinků souprav EC 104 pomocí Fourierovy transformace.

Z amplitudového spektra signálu z paty kolejnice AZK2 (obr. 4c, obr. 5c) lze v pásmu nízkých frekvencí hodnotit pro upevnění Vossloh, resp. Pandrol, jako výraznější frekvenci 8 Hz, resp. 10 Hz. Vznik této frekvence lze nejpravděpodobněji přisuzovat dynamickým účinkům podvozkové soustavy vlaku EC 104. Velikostí dosahují zrychlení vibrací při těchto frekvencích $0,24 \text{ m}\cdot\text{s}^{-2}$ u konstrukce W 14, resp. $0,12 \text{ m}\cdot\text{s}^{-2}$ u FC I. Jako odezvu na dynamické působení soustavy železničních dvojkolí lze označit další důležitou složku 50 Hz u Vosslohu, resp. pak frekvenci 65 Hz u Pandrolu. Ani v jednom případě však nedosahují amplitudy v těchto pásmech hodnot ze složky 8 Hz a 10 Hz. Frekvenční posuny jsou u jednotlivých typů upevnění způsobeny odlišnou jízdní rychlostí celého pásma nízkých kmitočtů $0 \div 80 \text{ Hz}$ vychází z pohledu vibrodiagnostiky kolejnicového pásu ve svislém směru příznivěji upevnění Pandrol. Ve středněfrekvenční oblasti lze pro upevnění Vossloh vyzdvihnout zejména pásmo frekvencí $310 \div 440 \text{ Hz}$, které je z hlediska velikosti amplitudového spektra srovnatelné s frekvencí 8 Hz. Upevnění Pandrol vykazuje v tomto případě horší vlastnosti. Výrazné amplitudy zrychlení vibrací až $0,30 \text{ m}\cdot\text{s}^{-2}$ lze nalézt v širokém pásmu frekvencí $340 \div 540 \text{ Hz}$. Podotkneme, že velikost amplitud ve středněfrekvenčních pásmech je ovlivněna zejména rychlostí jedoucího vozidla a mírou imperfekcí na pojižděných plochách železničních kol a kolejnicových pásů.

Příčné vibrace na patě kolejnice AXK5 (obr. 6cd) se u upevnění W 14 v pásmu nízkých kmitočtů nejvíce projevují blízko frekvence 8 Hz. Frekvenční složky zrychlení zde dosahují až $0,26 \text{ m}\cdot\text{s}^{-2}$. Chování je tedy téměř shodné se svislým směrem, nosná frekvence je však projevem příčného působení vodícího dvojkolí každého podvozku soupravy.

U upevnění FC I lze i proto hovořit o zajímavém frekvenčním pásmu kolem 10 Hz. Amplitudy na těchto frekvencích dosahují hodnot do $0,07 \text{ m}\cdot\text{s}^{-2}$, tedy méně než při vertikální odezvě na působení podvozků. Ve středněfrekvenční oblasti můžeme pro konstrukci Vossloh zmínit nejdůležitější pásmo frekvencí $290 \div 390 \text{ Hz}$ (amplituda více než $0,40 \text{ m}\cdot\text{s}^{-2}$), resp. pásmo kolem kmitočtu 445 Hz (maximální zrychlení $0,27 \text{ m}\cdot\text{s}^{-2}$). U Pandrolu se stěžejní frekvence pohybují v pásmu $350 \div 480 \text{ Hz}$ s amplitudou $0,30 \text{ m}\cdot\text{s}^{-2}$. Z celkového pohledu lze, i přes výrazně odlišné chování porovnávaných typů upevnění, konstatovat co do velikosti přibližně stejnou dynamickou odezvu kolejnice na pohybující se zatížení v pásmu středních frekvencí. Upevnění FC I má pouze důležitější amplitudy posunuty na vyšších kmitočtech. Důležité složky zrychlení jsou zároveň rovnoměrně rozloženy do širšího frekvenčního pásma než u konstrukce W 14. V nízkofrekvenční oblasti však upevnění Pandrol vychází mnohem příznivěji. Amplitudy zrychlení vibrací jsou na všech porovnatelných frekvencích $0 \div 80 \text{ Hz}$ u konkurenčního systému upevnění více než trojnásobné.

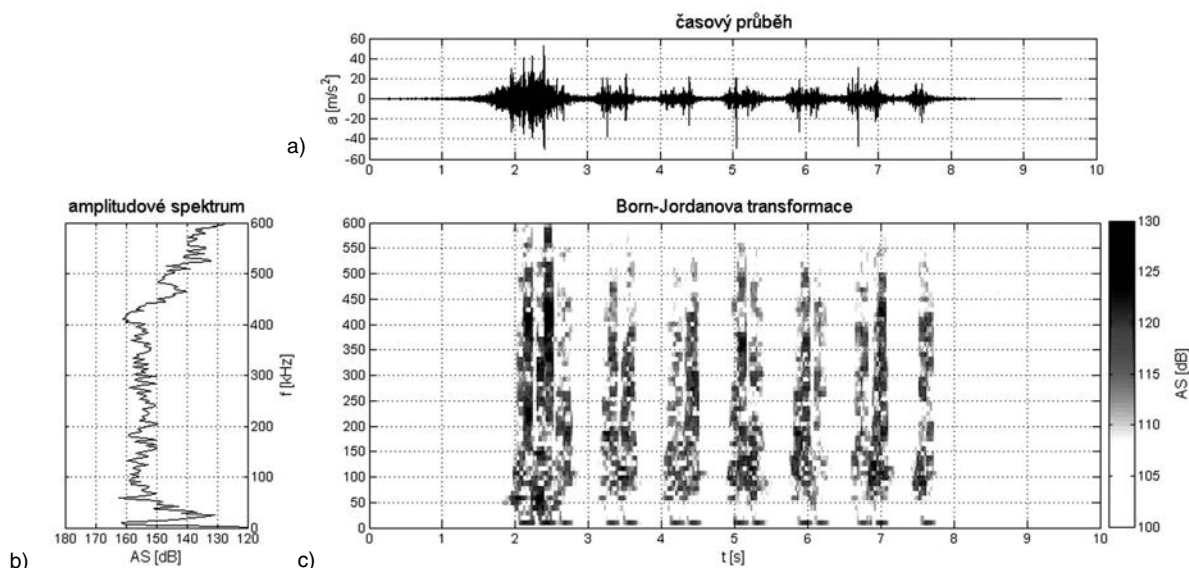
Z pásma nízkých kmitočtů lze z hlediska svislých zrychlení vibrací na pražci AZP2 (obr. 4d, obr. 5d) určit jako stěžejní obdobné frekvence, resp. pásma frekvencí, jako na patě kolejnice. U Vosslohu W 14 lze při frekvenci 8 Hz na kolejnici vyzdvihnout svislá zrychlení $0,24 \text{ m}\cdot\text{s}^{-2}$, na pražci pak cca $0,08 \text{ m}\cdot\text{s}^{-2}$. Pro Pandrol můžeme z 10 Hz odečíst hodnoty $0,12 \text{ m}\cdot\text{s}^{-2}$ na kolejnici, resp. $0,10 \text{ m}\cdot\text{s}^{-2}$ na pražci. Na frekvenci 50 Hz u W 14 byla na kolejnicovém pásmu zjištěna amplituda zrychlení vibrací $0,15 \text{ m}\cdot\text{s}^{-2}$, zatímco na pražci pouze $0,07 \text{ m}\cdot\text{s}^{-2}$. Na frekvenci 65 Hz u FC I byla na kolejnici odečtena amplituda $0,08 \text{ m}\cdot\text{s}^{-2}$. Tatáž frekvence na pražci vykazuje cca $0,06 \text{ m}\cdot\text{s}^{-2}$. Z pohledu nízkofrekvenčního a pro stabilitu geometrických parametrů koleje zřejmě nejdůležitějšího chování kolejnicového upevnění jsou sledované konstrukce porovnatelné. V pásmu středních frekvencí se překvapivě vysoké amplitudy zrychlení vibrací u Vosslohu nacházejí v kmitočtovém pásmu $80 \div 130 \text{ Hz}$ (lokální extrémy až $0,07 \text{ m}\cdot\text{s}^{-2}$, stejně jako na frekvenci 50 Hz), $130 \div 400 \text{ Hz}$ (maxima do $0,05 \text{ m}\cdot\text{s}^{-2}$), resp. $400 \div 425 \text{ Hz}$ (lokální extrémy opět $0,07 \text{ m}\cdot\text{s}^{-2}$). Teprve na frekvencích vyšších než 445 Hz

dochází k trvalému poklesu amplitud zrychlení vibrací. U Pandrolu není frekvenční pásmo vysokých amplitud tak široké, přesto i zde lze nalézt zajímavé frekvence. Jmenovitě jde o pásma 100 ÷ 130 Hz, 235 ÷ 265 Hz a 290 ÷ 320 Hz (maximální amplitudy 0,05 m·s⁻²). Zrychlení vibrací na kmitočtech vyšších než 320 Hz již nejsou natolik zajímavé a s rostoucími frekvencemi dochází k jejich dalšímu útlumu. Na základě středněfrekvenční analýzy lze hodnotit upevnění Pandrol z hlediska vertikálních vibrací na pražci o něco lépe, zejména pro jeho rychlejší útlum amplitud porovnatelných s amplitudami na nosných nízkých frekvencích.

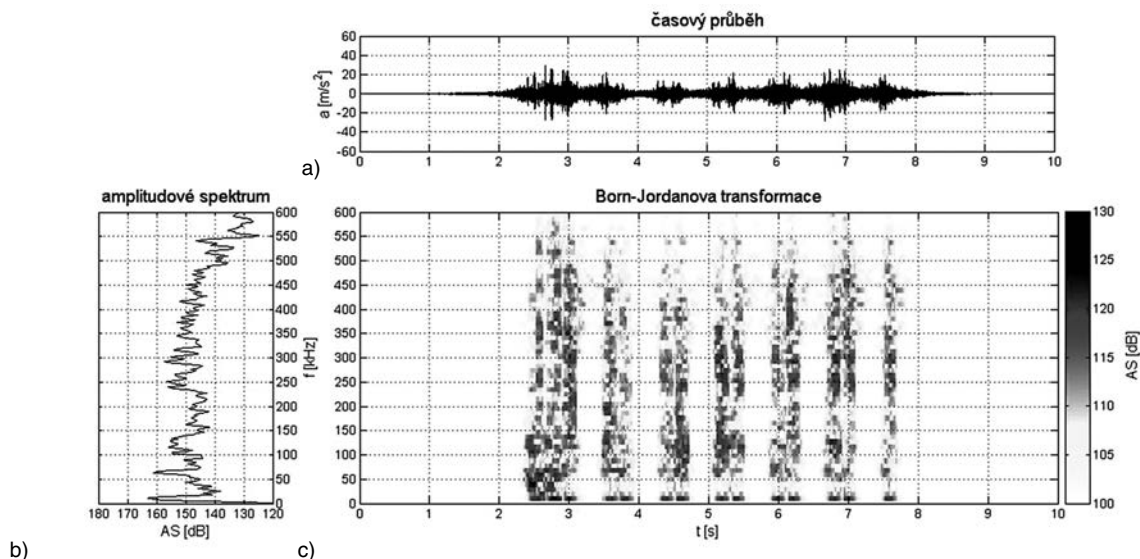
Pro příčné vibrace v kolejovém loži AXS (obr. 7cd) vychází u upevnění W 14 charakteristické zejména pásmo nízkých frekvencí 50 ÷ 75 Hz (0,015 m·s⁻²). Na kmitočtech kolem 8 Hz nedosahují amplitudy takových hodnot (nejvyšší pouze 0,006 m·s⁻²). Pro upevnění FC I je charakteristická frekvence 10 Hz, resp. kmitočtové pásmo 35 ÷ 50 Hz (maxima vycházejí shodně 0,018 m·s⁻²). V dalším důležitém kmitočtovém pásmu 70 ÷ 80 Hz již nejsou zrychlení tolik významná, v maximech dosahují 0,015 m·s⁻². Z pohledu příč-

ných vibrací o nízkých frekvencích ve šterku se tak jeví lépe kolejový rošt s upevněním Vossloh W 14, neboť na frekvenci spjaté s příčným působením vodícího dvojkolí podvozku vykazuje třikrát menší zrychlení vibrací než kolejový rošt s konkurenčním upevněním Pandrol FC I. V pásmu středních frekvencí je tomu přesně naopak. Zatímco výrazné amplitudy do 0,02 m·s⁻² lze v případě upevnění FC I hledat na frekvencích 100 ÷ 160 Hz, u upevnění W 14 lze odečíst amplitudy vyšší (až 0,03 m·s⁻²), které navíc působí v širším kmitočtovém pásmu 100 ÷ 200 Hz. S rostoucími frekvencemi vyššími, než jsou tato dvě pásma, pak amplitudy zrychlení vibrací prudce klesají až k zanedbatelným hodnotám.

Pro získání komplexních informací o vlastnostech obou typů upevnění bylo vyhodnocení naměřených dat doplněno o časově frekvenční analýzu. Tato prostorová problematika umožní získat představu o velikosti amplitudového spektra v průřezu jednotlivých frekvencí, a zároveň časovou lokalizaci těchto frekvencí. Pro účely článku byla vybrána Borno-va-Jordanova časově frekvenční transformace aplikovaná na signálu z hlavy pražce AZP2, která je svými vlastnostmi



Obr. 8. Časově frekvenční transformace – Hranice na Moravě; souprava EC 104; snímač na hlavě pražce AZP2; upevnění Vossloh W 14



Obr. 9. Časově frekvenční transformace – Napajedla; souprava EC 104; snímač na hlavě pražce AZP2; upevnění Pandrol FC I

výhodná pro analýzu vibračních signálů tohoto typu. Trojice navzájem svázaných grafů na obr. 8 a obr. 9, tzv. trojčata, zobrazují časový průběh odezvy na dynamické zatížení (a), frekvenční rozložení amplitudového spektra v logaritmicke stupnici (b) a dvojrozměrný hustotní spektrogram čas/frekvence/amplituda (c). Podotkněme, že amplitudové spektrum (b) bylo transformováno z časového průběhu zrychlení vibrací Welchovou metodou.

Barevné rozložení dvojrozměrného hustotního spektrogramu názorně dokládá velmi podobné chování obou konstrukcí upevnění v pásmu nízkých frekvencí do 80 Hz. Dobře patrné je také působení excessu v čase 2,25 s na kolejovém roštu s upevněním Vossloh W 14. Vzhledem k tomu, že tento jev byl patrný již na patě kolejnicového pásu (obr. 4a), lze předpokládat, že jde o důsledek imperfekcí na pojízdných hranách železničního dvojkolí (o vadu jízdní dráhy zřejmě nejde, protože daný jev by musel být patrný také na ostatních nápravách vlaku). Uvedený exces je spjatý zejména s kmitočtovým pásmem 400 ÷ 450 Hz. Zde dosahuje takových zrychlení vibrací, že zásadně ovlivňuje rozložení amplitudového spektra a nárůst amplitud v oblasti předmětných frekvencí až o 5 dB. Teprve na základě časově frekvenční analýzy tedy mohlo dojít k uspokojivému vysvětlení nezvykle vysokých zrychlení vibrací na frekvencích 400 ÷ 425 Hz patrných z frekvenční analýzy. Tento poznatek je nutné zohlednit při vzájemném porovnávání obou konstrukcí upevnění.

Dalším neméně zajímavým poznatkem je skutečnost, že v případě upevnění Vossloh je na pražci dobře patrné dynamické působení jednotlivých podvozků vlakové soupravy. Proti upevnění Pandrol FC I je toto působení zachyceno v rámci širokého spektra frekvencí od těch nejnižších až do 500 Hz. To by mohlo podporovat hypotézu o větší dynamické tuhosti konstrukce upevnění Vossloh W 14.

Závěr

Provozní dynamická měření v úsecích s pružným bezpodkladnicovým upevněním Vossloh W 14, resp. Pandrol FC I, ukazují, jak zásadní vliv na dynamické chování koleje v oblouku má technický stav a konstrukční uspořádání kolejových vozidel. Například taková porucha křivosti oběžné plochy kola může výrazně ovlivnit sledované dynamické parametry upevnění. Velmi důležitou úlohu při odhalování takovýchto excesů mají časově frekvenční transformace. Pro zkoumání dynamických parametrů upevnění kolejnic se velice dobře osvědčila autory příspěvku aplikovaná Borno–Jordanova transformace.

Rychlost, kterou se kolejové dopravní prostředky pohybují, je další významnou příčinou dynamického namáhání komponentů železniční tratě. Nejlépe to dokazuje velikost efektivních hodnot RMS zrychlení vibrací získaných ze signálu měřeného na upevnění Pandrol.

Dále je možno konstatovat, že pro oblast provedených provozních měření vytvářejí oba porovnávané konstrukční systémy upevnění Vossloh W 14, resp. Pandrol FC I, ve spojení s použitými typy kolejnicových podpor a tvarem šterkového lože stabilní konstrukci kolejové jízdní dráhy. Dosavadní měření prokázala, že obě konstrukce upevnění zajišťují přirozený posun nejdůležitějších amplitud zrychlení vibrací ze středněfrekvenční oblasti na patě kolejnice k nízkým frekvencím na hlavě pražce, resp. v kolejovém loži. Uvedený jev je výraznější u upevnění FC I, u něhož jsou také pásma nejdůležitějších amplitud širší. Tyto amplitudy však nedosahují zpravidla takových hodnot jako u konkurenčního upevnění W 14. Popsanou vlastnost autoři připisují na vrub

vyšší dynamické tuhosti upevnění Vossloh W 14. Z hlediska vibrací na pražci a v kolejovém loži se obě upevnění jeví porovnatelně. Použití upevnění Pandrol v kolejích v oblouku by přesto mohlo být výhodnější, zejména z pohledu chování kolejnicového pásu v oblasti kmitočtů do 200 Hz. Je důvodné se domnívat, že pro konstrukci FC I charakteristický roznos dynamického zatížení v rámci širšího frekvenčního pásma, a zároveň nižších amplitud zrychlení vibrací, by mohl přispět k lepší odezvě kolejového svršku vůči jevům spjatým s poruchami křivosti oběžné plochy kol vlakových souprav udržovaných v horším technickém stavu.

Kolektiv autorů doporučuje v uvedených měřeních a analýzách nadále pokračovat a zaměřit se na úseky se zcela shodnými geometrickými parametry koleje a s referenční kolejovou dopravou. Jelikož jsou stanovené podmínky v hlavních železničních trasách České republiky jen těžko splnitelné, autoři doporučují zvážit možnosti využití zkušebního centra Výzkumného ústavu železničního v Cerhenicích. Podobná měření by mohla přispět ke statistickému zpřesňování charakteru chování zkoumaných typů upevnění.

Některé vlastnosti upevnění bude nezbytné ověřit v laboratorních podmínkách. Do této skupiny parametrů lze bezesporu zařadit stanovení závislosti změny frekvenčního spektra zrychlení vibrací ve vztahu k měnící se tuhosti uzlu upevnění.

Závěrem je možné konstatovat, že prezentovanou metodu lze úspěšně aplikovat na různé typy konstrukcí železničního i tramvajového svršku. Může se stát podkladem pro výběr a porovnání zejména nových součástí kolejového svršku. Poskytuje nový, detailnější pohled na přechodové a nestacionární charakteristiky, a tím cenné poznatky pro důkladnou analýzu těchto konstrukcí, která může být důležitá pro následnou optimalizaci stavebních a provozních podmínek. Nezanedbatelná je i skutečnost, že moderním matematickým aparátem analyzované dynamické zatížení železničních konstrukcí poskytuje reálné vstupy pro následné sestavení matematických modelů, a tedy také lepší pochopení probíhajících dějů v kolejovém svršku.

Článek vznikl za podpory projektů 891 FAST-J-11-21 „Komplexní monitoring a analýza dynamicko-akustických jevů v koleji“ a MŠMT 1M0579 v rámci činnosti Výzkumného centra CIDEAS.

Literatura

- [1] Vyhláška Ministerstva dopravy České republiky č. 352/2004 Sb., o provozní a technické propojenosti evropského železničního systému. Ve znění pozdějších předpisů.
- [2] Škach, A. a kol.: Technická příručka traťového hospodářství ČSD. Praha, NADAS 1971, 416 s.
- [3] ČSN 73 6360-1 Konstrukční a geometrické uspořádání koleje železničních drah a její prostorová poloha – Část 1: Projektování. ČNI, 2008.
- [4] Směrnice GR SŽDC č. 28/2005. Koncepce používání jednotlivých tvarů kolejnic a typů upevnění v kolejích železničních drah ve vlastnictví České republiky.
- [5] Smutný, J. – Tomandl, V. – Pazdera, L.: Dynamická a akustická analýza pružného upevnění kolejnic bez podkladnic. Stavební obzor, 18, 2009, č. 8, s. 231–239. /ISSN 1210-4027/
- [6] Smutný, J. – Pazdera, L.: Modern Methods of Noise and Vibration Analysis Applied to Rail Transport. In: 60. výročí Stavební fakulty STU v Bratislavě. STU v Bratislavě, 1998. /ISBN 80-227-112/
- [7] Tomandl, V.: Analýza dynamických parametrů kolejnicových upevnění. [Diplomová práce]. VUT Brno, 2007, 145 s., 204 s. příl.
- [8] Přerovský, O.: Analýza dynamických parametrů kolejnicových upevnění. [Bakalářská práce]. VUT Brno, 2010, 47 s., 70 s. příl.

Smutný, J. et al.: Behaviour of Rack Railway during Vehicle Transit through the Curve

This article describes measurement, analysis and comparison of dynamic parameters of elastic plate-free fastening of rails Vossloh W 14 and Pandrol FC I placed in the rail in a horizontal curve. Measurements were completed in situ based on special methodology using appropriate mathematical apparatus for evaluation of the parameters measured.

Smutný, J. u. a.: Verhalten des Gleisrostes bei der Durchfahrt des Fahrzeugs durch eine Kurve

Der Artikel behandelt die Messung, Analyse und den Vergleich der dynamischen Parameter elastischer Schienenbefestigungen ohne Unterlagsplatten Vossloh W 14 und Pandrol FC I, die im Gleis in einer Horizontalkurve bestehen. Die Messung wurde vor Ort nach einer speziellen Methodik unter Anwendung eines geeigneten mathematischen Apparats zur Bewertung der gemessenen Parameter durchgeführt.

● veletrhy

Stavební veletrhy Brno

12. – 16. dubna 2011

Tradičně v jarním termínu představí komplex veletrhů ucelenou přehlídku stavebnictví a interiéru, nově rozšířenou o nabídku investičních příležitostí, inovační potenciál a komunální technologie. Souběžně se uskuteční mezinárodní veletrh investičních příležitostí, podnikání a rozvoje v regionech URBIS INVEST a mezinárodní veletrh komunálních technologií a služeb URBIS TECHNOLOGIE. Nabídka doplňuje veletrh interiéru a bydlení MOBITEX.



Šestnáctý ročník těchto oborových veletrhů se bude věnovat celosvětově atraktivním tématům, zejména pak energeticky úspornému stavění, úsporám energií, alternativním zdrojům energií a vytápěcí technice. Všechna témata budou rozvíjena pod společným souhrnným názvem Green Building. Energeticky úsporná řešení budou prezentována na stáncích vystavovatelů a v rámci odborného doprovodného programu.

Tisková informace

● dizertace



Fyzikálně mechanické vlastnosti materiálu na bázi alkalicky aktivovaného popílku

Ing. Tomáš Strnad

Dizertace je zaměřena na použití průmyslových odpadních elektrárenských popílků do bezcementových betonů. Experimentálně se zkoumá vliv českého hnědouhelného popílku na vybrané vlastnosti betonu. Zásadní je zjištění průběhu objemových změn betonu v čase a stanovení modulů pružnosti.

Ekonomika trvale udržitelného stavění

Ing. Kamil Trgala

Práce aplikuje teorii udržitelného rozvoje do oblasti stavebnictví zejména z pohledu energetické náročnosti staveb. Nastíňuje se řešení po vyčerpání fosilních paliv využitím alternativních materiálů, zejména dřevní hmoty.

Neregulární metoda kombinací výsledků kosmických geodetických technik

Ing. Vojtěch Štefka

Práce se zabývá zpracováním heterogenních výsledků kosmické geodézie, tzn. určování parametrů orientace Země v prostoru a zjišťování souřadnic stanic v terestrickém referenčním rámci. Rozpracovává se metoda neregulární kombinace dat, jejíž řešení vykazuje vyšší numerickou stabilitu než řešení regulární.

Statická a dynamická analýza stožárů při zatížení větrem

Ing. Jiří Lahodný

Autor řeší odezvu ocelových stožárů na dynamické účinky větru. Dizertace porovnává několik metod řešení odezvy s výsledky vlastních autorových experimentů na postavených stožárech. Práce obsahuje cenná doporučení pro praktické navrhování stožárů.

Shock Waves as a Main Destruction Factor of Dynamical Loading of Structures

Ing. Alexander Kravtsov

Práce se věnuje výzkumu interakce rázové vlny a pružného podloží. Přínosem je zpracování nelineárních rovnic dynamiky plynů při působení na obloukové konstrukce a podzemní stavby.

Definování materiálových modelů a inženýrských problémů pomocí nástrojů fuzzy logiky

Ing. Natalie Pokorná

Dizertace je zaměřena na využití fuzzy množin při materiálovém modelování a řešení inženýrských problémů. Použití metody se ukazuje na chování betonu raného stáří, vláknobetonu a hydratační reakci. Práce obsahuje původní myšlenky a její přínos je podle oponentů významný.

Systém kotvení předpjaté FRP výztuže

prof. RNDr. Ing. Petr ŠTĚPÁNEK, CSc.
Ing. František GIRGLE
Ing. David HORÁK
Ing. David ĎURECH
Ing. Ivana LANÍKOVÁ, Ph.D.
VUT – Fakulta stavební, Brno

Článek se zabývá návrhem kotevní oblasti předem předpjatých prvků s FRP výztuží. Popisuje chování nově vyvinutého kotevního prvku a algoritmy návrhu kotevní oblasti zjednodušenou metodou a porovnává získané výsledky s řešením numerických modelů a provedenými experimenty.

1. Úvod

V posledních desetiletích roste využití FRP (fibre-reinforced polymer) kompozitních materiálů v betonových konstrukcích. Vnitřní nekovové výztuže mají mnoho výhod, ovšem stále je zde několik problematických oblastí, které je potřeba vyřešit, a tím zlepšit použitelnost tohoto typu výztuže. Výraznou nevýhodou je nižší modul pružnosti v porovnání s klasickou ocelovou výztuží. Tato vlastnost negativně ovlivňuje průhyby konstrukcí a může způsobit vznik trhlin již při relativně nízké hladině zatížení. I když samy o sobě tyto jevy únosnost konstrukce neovlivňují, mohou značně komplikovat její použití v praxi. Jedním ze způsobů, jak tyto problémy eliminovat, je tuto výztuž předepnout.

Při použití FRP kompozitů jako předpjaté výztuže mnohem lépe využijeme jejich tahové vlastnosti, které umožňují přenášet velké předpínací síly. Ovšem při návrhu kotevní oblasti se projevuje další negativní vlastnost kompozitních výztuží, a tou je anizotropní chování materiálu výztuže – vzhledem k nízké pevnosti v tlaku kolmo na vlákna je velice obtížné předepnutou výztuž konvenčními způsoby bezpečně zakotvit. Je proto nutné vyvinout spolehlivý způsob zakotvení FRP výztuží, který by umožnil jednoduché a rychlé provádění a přitom zachoval veškeré výhody použití nekovového systému vyztužení konstrukce.

2. Nový systém kotvení

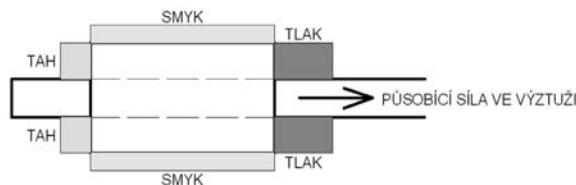
2.1 Princip působení

Při použití standardních kotevních kuželíků s vroubkovaným povrchem vzniká v kotvené předpínané výztuži současně výrazné příčné stlačení, podélný smyk a osový tah. Vznikající příčné tlakové síly však není možné bezpečně přenést do kompozitní výztuže, proto celá řada výrobců modifikovala, případně vyvinula, vlastní systém kotvení těchto výztuží. V současnosti se pro kotvení FRP výztuží používají v zásadě dva typy kotev [1], [2], [3], [4]. Prvním způsobem je kotvení podobné klasickému systému kotvení ocelových lan, kdy je předpínací síla mezi kotevním kuželíkem a lanem přenášena pomocí smykové síly. Druhý způsob pak využívá k přenesení potřebné předpínací síly mezi kotevní objímkou a lanem soudržnosti epoxidové či jiné injektážní směsi s kotvenou výztuží. Kotevní objímka bývá v těchto případech

buď z nekovového materiálu na bázi kompozitu, nebo jde o tenkostěnnou trubku z nerezavějící oceli.

U většiny variant používaných kotevních prvků jde ovšem o použití kovových částí v systému, který byl původně navržen bez ocelových částí. Z tohoto důvodu byl na Fakultě stavební VUT zahájen vývoj kotevního prvku [5], [10], [11], který by umožnil účinně vnést předpínací sílu do prvku, aniž by obsahoval kovové části.

Princip působení nového kotevního systému [10], [11] je založen na vytvoření dodatečné roznašecí plochy na konci výztuže, která umožní přenos předpínací síly z výztuže do okolního betonu. Tato plocha je vytvořena nalepením jednoho nebo více válečků (vyrobených z polymerů vyztužených FRP vlákny) většího průměru na výztuž. Průměr válečku i jeho délka jsou variabilní. Materiál kotvy má velkou soudržnost s výztuží, čímž je umožněn přenos tahové síly (resp. smykové síly mezi válečkem a výztuží) na kratším úseku. Díky většímu průměru válečku vzniká na výztuži tlačná ploška, která přenáší tlakovou sílu do okolního prostředí. Únosnost kotvení výztuže je pak dána kombinací smykové únosnosti povrchu kotevního prvku, otláčením jeho přední strany a tahového namáhání v zadní části kotvy (obr. 1).



Obr. 1. Kotvení předpínací výztuže

Variantně lze kotevní prvky sériově kombinovat – ať již pro zvýšení maximální kotevní síly, nebo bezpečnosti a spolehlivosti celého systému.

2.2 Experimenty

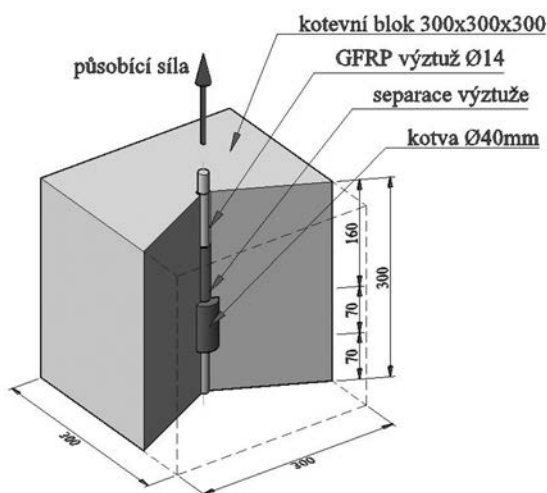
V experimentální fázi vývoje [5], [6] byly zkoušeny různé tvary kotevních válečků a různé typy zálivek. Snahou bylo vytvořit takový prvek, který by vyhovoval požadavkům na pevnost v tlaku (otlačení čelní plochy) a dosahoval výborné soudržnosti s nekovovou výztuží. Zároveň byl kladen důraz



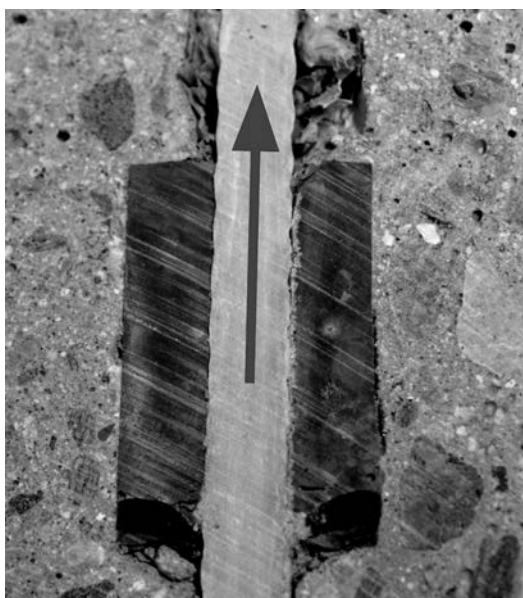
Obr. 2. Příčné roztržení kotevního válečku

na potřebu jednoduchého zhotovení kotvy. Po vyhodnocení řady variant byl zvolen válcový tvar kotvy. Jako zálivková směs byla použita pryskyřice s minerálními plnivými, doplněná v případě potřeby nekovovými vlákny, jež zvyšují tahovou pevnost výsledného kotevního prvku (obr. 2).

Jiná sada experimentů zkoumala chování kotevního systému u předem předpjatých konstrukcí, v nichž je kotevní prvek obalen vrstvou betonu, která brání jeho příčnému roztržení. Při tomto způsobu namáhání lze již s použitím jednoho kotevního válečku dosáhnout zakotvení výztuže, které se blíží pevnosti použité GFRP (glass fibre-reinforced polymer) výztuže (napětí od kotvené síly cca 630 MPa; pevnost výztuže 680 MPa). Schéma zkušební vzorku je patrné z obr. 3. Vzhledem k potřebě ověřit pouze únosnost kotevního prvku byla výztuž na kontaktu s betonem separována (viz horní část obr. 4). Provedení zkoušky se blíží způsobu ověřování soudržnosti výztuže s betonem (pull-out test). Kotevní prvek v tomto případě již není porušen vznikajícími příčnými silami, ale dochází k selhání kontaktu mezi výztuží a válečkem (obr. 4). Na obrázku je také dobře vidět podélné zkrácení kotevního prvku, které je způsobeno kotvenou silou (směr působení je vyznačen šipkou).



Obr. 3. Schéma prvku pro zkoušku kotvení v bloku



Obr. 4. Typické porušení kotvení trhlinou na rozhraní výztuže a kotvy

3. Řešení kotevní oblasti

Problematika návrhu a posouzení kotevní oblasti vnitřních předepjatých FRP výztuží je důležitá z hlediska popisu závislosti vnášené předpínací síly na posunu kotvené výztuže. To umožní vyčíslení ztrát ve výztuži při jejím kotvení. Hlavní přenos sil, který má dominantní vliv na únosnost i deformace kotevního systému, probíhá v oblasti hlav jednotlivých kotev, které tvoří „elastické záračky“ prutu v betonu a působí jako pružiny opřené v hlavě o okolní beton. Působení kotevní oblasti lze proto popsat pomocí tuhostních parametrů jednotlivých komponent. Výsledné rovnice popisují závislost přenášené síly na posunu (přetvoření) jednotlivých míst kotevní oblasti, z čehož lze odvodit velikost ztráty v předpínané výztuži. Také je možné přidávat další prvky do kotevního systému (či upravovat parametry stávajících), aniž by se výrazně měnil postup výpočtu.

3.1 Analytické řešení problému, princip výpočtu

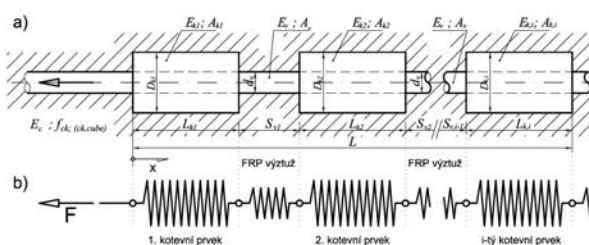
Při analýze kotevní oblasti je vycházeno z těchto předpokladů:

- při výpočtu mezního stavu únosnosti je dosaženo mezního přetvoření alespoň v jednom materiálu (beton, výztuž, kotevní prvek);
- lepená kotva i výztuž se chovají lineárně pružně až do porušení a pro celý průběh pracovního diagramu tedy platí Hookův zákon;
- chování betonu je plně definováno pomocí známého pracovního diagramu (viz odst. 3.2);
- kotvená síla je přenášena z výztuže do kotvy pomocí smykových sil působících na kontaktu výztuže a kotvy dle definovaného pracovního diagramu (viz odst. 3.2);
- spolupůsobení mezi kotvenou výztuží a kotevním prvkem je zajištěno po celé délce kontaktu;
- napětí po průřezu (kotva, výztuž) jsou rozložena rovnoměrně;
- pro výpočet přetvoření betonu pod hlavou kotvy se předpokládá chování kotvy jako tuhého razníku, tzn. rovnoměrné rozdělení přetvoření po celé ploše hlavy A_k .

Dále se používá značení:

- dolní index k značí veličinu (sílu, délku, plochu, modul pružnosti, tuhost, přetvoření) příslušející kotevnímu prvku;
- dolní index v značí veličinu (sílu, délku, plochu, modul pružnosti, tuhost, posunutí a přetvoření) příslušející kotvené výztuži;
- dolní index c značí veličinu (sílu, plochu, modul pružnosti, tuhost, přetvoření) příslušející betonu.

Kotevní systém lze idealizovat jako systém pružin řazených do série (obr. 5), které se společně podílejí na přenosu kotvené síly do okolního betonu. Při vnášení síly jsou postupně aktivovány jednotlivé pružiny a každá z nich odebírá sílu úměrnou její aktuální tuhosti. Celková únosnost je dána součtem sil, které přenesou čelní plochy (hlavy) lepe-



Obr. 5. Kotevní oblast

a – skutečný tvar; b – idealizace chování

ných kotev v tlaku, a sil, které přenesou tření mezi pláštěm kotvy a okolním betonem a tření mezi výztuží a okolním betonem. Tah vznikající na konci (patě) kotvy (obr. 1) mezi betonem a kotvou lze zanedbat.

Označme:

- L – délku celého kotevního systému;
- $L_{k,i}$ – délku i -tého kotevního prvku;
- $D_{k,i}$ – průměr i -tého kotevního prvku;
- $S_{v,i}$ – vzdálenost mezi kotevními prvky i a $i + 1$ (resp. hloubku roznášecí oblasti determinovanou blízkostí povrchu betonu a vzdáleností předchozí kotvy);
- d_v – průměr kotvené FRP výztuže (d_v konstantní po celé délce kotevní oblasti; $d_v < D_{k,i}$);
- $E_{k,i}$ – modul pružnosti i -tého kotevního prvku;
- E_v – modul pružnosti kotvené FRP výztuže (E_v konstantní po celé délce prutu);
- $A_{k,i}$ – průřezovou plochu i -tého kotevního prvku;
- A_v – průřezovou plochu kotvené FRP výztuže průměru d_v (A_v konstantní po celé délce kotevní oblasti; $A_v < A_{k,i}$);
- F – kotvenou (předpínací) sílu.

Složení celého kotevního systému:

- výztuž před hlavou první kotvy (dáno: plocha A_v a modul pružnosti E_v);
- N_k kotevních prvků (dáno: plocha A_k , modul pružnosti E_k a délka kotvy $L_{k,i}$);
- $N_k - 1$ výztuží mezi kotevními prvky (dáno: plocha A_v , modul pružnosti E_v , vzdálenost mezi kotevními prvky $S_{v,i}$).

Každý i -tý kotevní prvek rozdělíme na $n_{k,i}$ částí o délce elementu $l_{k,i}$, každou j -tou výztuž rozdělíme na $n_{v,j}$ částí (elementů) o délce $s_{v,j}$ (obr. 6) tak, aby platilo

$$\sum_{i=1}^k L_{k,i} + \sum_{i=1}^{k-1} S_{v,i} = L, \quad (1)$$

$$\sum_{i=1}^n l_{k,i} = L_k; \quad (2)$$

$$\sum_{i=1}^n s_{v,i} = S_v, \quad (3)$$

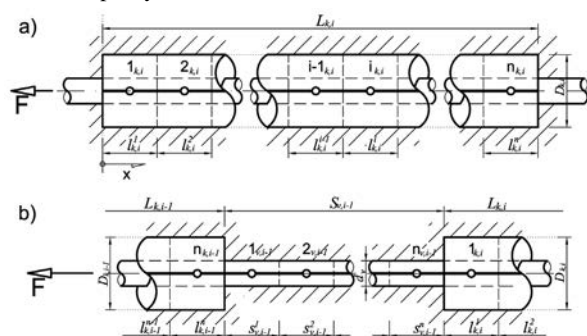
kde $L_{k,i}$ je celková délka i -tého kotevního prvku;

$S_{v,i}$ – celková délka i -tého prvku výztuže mezi kotevními prvky;

L – celková délka kotevní oblasti;

$l_{k,i}$ – délka jednoho elementu kotevního prvku;

$s_{v,i}$ – délka jednoho elementu výztuže mezi kotevními prvky.



Obr. 6. Princip rozdělení kotevního prvku (a) a výztuže mezi prvky (b) na konečný počet elementů

Při rozdělení kotevní oblasti dle vztahů (1)-(3) je každý z dílčích elementů kotevního systému (obr. 6) reprezentován jedním referenčním bodem umístěným v těžišti (tj. pro prvotný prvek konstantního průřezu v polovině) elementu a jemu příslušející neznámou deformací (posunem). Na základě známých tuhostních parametrů jednotlivých komponent kotevního systému, tj. při znalosti E_v , E_k , A_v a A_k , lze určit deformační stav v každém referenčním bodu kotvy.

Pro každý referenční bod lze dle pracovního diagramu kontaktu, výztuž \times kotevní prvek (obr. 10) a výztuž \times beton, tj. určit závislost posunu na napětí v soudržnosti (stanovit sílu F_i) dle vztahu (4), a je tedy možno dopočítat i přetvoření jednotlivých komponent (kotva, výztuž, beton),

$$F_i = \tau(u_i) \cdot l_i \cdot \pi \cdot d_{v,i}. \quad (4)$$

Výslednou únosností kotevního systému je pak součet únosností všech jeho dílčích částí, tj. součet příspěvků kotev a výztuží mezi kotevními prvky

$$N \cdot \sum_{i=1}^n F_{k,i} + (N-1) \cdot \sum_{i=1}^n F_{v,i} = F, \quad (5)$$

kde $F_{k,i}$ je únosnost i -tého elementu kotevního prvku;

$F_{v,i}$ – únosnost i -tého elementu výztuže mezi kotevními prvky;

N – počet kotevních prvků v kotevním systému.

Základní deformační podmínku pro obecný i -tý referenční bod kotevního systému lze vyjádřit dle obr. 7 vztahem

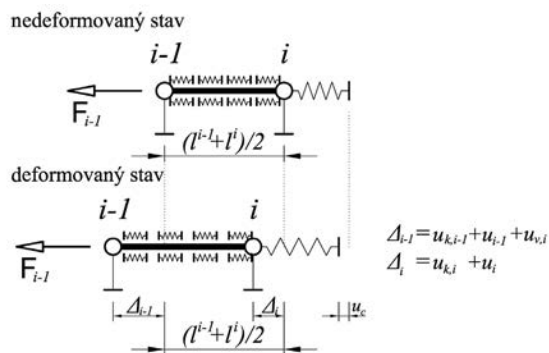
$$u_{i-1} + u_{k,i-1} + u_{c,i-1} = u_i + u_{k,i} + u_{v,i} + u_{c,i}, \quad (6)$$

kde u_{i-1} ; u_i je posun v kontaktu kotvy v i a $i-1$ referenčním bodě;

$u_{k,i-1}$; $u_{k,i}$ – posun způsobený pružným přetvořením kotvy v i a $i-1$ referenčním bodě;

$u_{c,i}$; $u_{c,i-1}$ – posun referenčního bodu způsobený přetvořením betonu (otlačení) v hlavě kotvy;

$u_{k,i-1}$; $u_{k,i}$ – posun způsobený pružným přetvořením výztuže mezi vyšetřovanými body způsobený dílčí silou přenášenou předchozím elementem (tj. elementem $i-1$).



Obr. 7. Deformační působení elementu kotevního systému

Základní podmínka (6) je modifikována v závislosti na poloze řešených uzlů v kotevním systému:

- pro první referenční bod kotevního prvku musí zohlednit přetvoření betonu v hlavě způsobené přenosem síly z kot-

- vy do okolního betonu a přetvoření kotvy mezi hlavou a prvním uzlem, jenž aktivuje tření na plášti;
- pro první až n -tý referenční bod kotevního prvku zohledňuje přetvoření kotvy, které aktivuje tření na plášti;
- pro poslední bod kotevního prvku zohledňuje přetvoření kotvy mezi posledním referenčním bodem a patou, a tím i vznikající tření na plášti, a také může zahrnout tah mezi kotvou a betonem vznikající na patě;
- pro obecný referenční bod (tj. první až n -tý) výztuže mezi kotevními prvky zohledňuje pouze přetvoření výztuže, a tím i tření vznikající na plášti výztuže.

Pro každou část kotevního systému (N kotevních prvků a $N - 1$ výztuží mezi prvky) o n elementech je sestaveno přesně n deformačních podmínek (6). Ty jsou následně zařazeny do celkové (globální) matice podle polohy referenčních bodů v kotevním systému.

Pro kotevní systém složený pouze z jednoho kotevního prvku, jeho rozdělení dle vztahu (2) na n dílčích elementů, využitím základní deformační podmínky (6) a vztahů popisujících tuhost pružiny lze vyčíslit hodnoty jednotlivých deformací (přetvoření a posunutí):

- posun v kontaktu u_i je vždy způsoben dílčí přenášenou silou, a tedy neznámým parametrem výpočtu, a pro celou kotvu ji lze zapsat jako sloupcový vektor posunutí $u_{(n+1,1)}$ o $n + 1$ neznámých, kde počáteční posun u_0 je obecně nenulový,

$$\mathbf{u}_{(n+1,1)} = \{u_0; u_1; u_2; \dots; u_{i-1}; u_i; \dots; u_n\}^T; \quad (7)$$

- posun referenčního bodu $u_{k,i}$, způsobený přetvořením kotvy, je určen za předpokladu působení jednotlivých sil z dílčích elementů na příslušné délce kotvy tak, aby platila soustava rovnic vyjádřená pro celou kotvu maticově jako

$$\mathbf{u}_k = \mathbf{K}_{k(n,n)} \mathbf{f}_{(n,1)}, \quad (8)$$

$$u_{k,i} = \begin{pmatrix} K_{11} & K_{12} & \dots & K_{1,j-1} & K_{1,j} & \dots & K_{1,n} \\ K_{21} & K_{22} & \dots & K_{2,j-1} & K_{2,j} & \dots & K_{2,n} \\ \vdots & \vdots & & \vdots & \vdots & & \vdots \\ K_{i-1,1} & K_{i-1,2} & \dots & K_{i-1,j-1} & K_{i-1,j} & \dots & K_{i-1,n} \\ K_{i,1} & K_{i,2} & \dots & K_{i,j-1} & K_{i,j} & \dots & K_{i,n} \\ \vdots & \vdots & & \vdots & \vdots & & \vdots \\ K_{n,1} & K_{n,2} & \dots & K_{n,j-1} & K_{n,j} & \dots & K_{n,n} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} F_1 \\ F_2 \\ \vdots \\ F_{i-1} \\ F_i \\ \vdots \\ F_n \end{pmatrix}, \quad (9)$$

kde $\mathbf{K}_{k(n,n)}$ je symetrická čtvercová matice poddajnosti kotvy typu (n, n) , kde n je rovno počtu elementů jedné kotvy a $\mathbf{f}_{(n,1)}$ sloupcový vektor dílčích sil F_i působících v jednotlivých uzlech 1 až n .

Pro $i \leq j$ platí

$$K_{i,j} = \frac{1}{A_k \cdot E_k} \cdot \left(\sum_{l=1}^n l_{l-1} + \frac{l_i}{2} \right) \quad (10)$$

a pro $i > j$ jsou jednotlivé prvky matice určeny z předpokladu

$$K_{ij} = K_{ji}. \quad (11)$$

Parametry A_k a E_k jsou známé hodnoty lepené kotvy (plocha řezu a modul pružnosti). Výslednou hodnotou posunutí uzlu

způsobenou přetvořením kotvy je sloupcový vektor \mathbf{u}_k o n řádcích.

- Posun referenčního bodu $u_{v,i}$, způsobený přetvořením výztuže, je určen za předpokladu působení síly daného elementu $(F_{i-1} + F_i)/2$ na aktivní délce prutu, tj. na délce prutu, na níž účinek síly způsobuje deformace. Pro případ, že přetvoření prutu od vnesené počáteční deformace (posunu) u_0 po délce nevymizí (tj. celá kotva je aktivní), musí platit pro n elementů vztah

$$\mathbf{u}_v = \mathbf{f}_{(n,1)} \mathbf{k}_{v(1,n)}, \quad (12)$$

$$u_{v,i} = (f_1 \quad f_2 \quad \dots \quad f_{i-1} \quad f_i \quad \dots \quad f_n)^T \cdot (k_1; k_2; \dots; k_{i-1}; k_i; \dots; k_n), \quad (13)$$

kde $\mathbf{f}_{(n,1)}$ je sloupcový vektor sil působících na příslušné aktivní délce a $\mathbf{k}_{v(1,n)}$ je vektor tuhostních konstant prutu.

Jednotlivé složky vektorů lze vyčíslit následovně:

$$f_i = \frac{F_{i-1} + F_i}{2}, \quad (14)$$

$$k_i = \frac{1}{A_v \cdot E_v} \cdot \left(\frac{l_{i-1}}{2} + \sum_{j=i}^n l_j \right). \quad (15)$$

Parametry A_v a E_v jsou známé hodnoty výztuže (plocha průřezu a modul pružnosti). Výslednou hodnotou posunutí uzlu, způsobenou přetvořením výztuže, je sloupcový vektor \mathbf{u}_v o n řádcích.

- Posunutí referenčního bodu, způsobené přetvořením betonu v hlavě kotvy u_c , je určeno za předpokladu působení všech dílčích sil F_i dané kotvy na tuhostní pružině betonu v hlavě. Pro všechny stanovené deformační podmínky (6) na jedné kotvě bude hodnota u_c totožná, pouze při vyčíslení vztahu (6) na přechodu mezi posledním referenčním bodem předchozí a prvním následující kotvy (v rámci systému kotev) bude hodnota přetvoření na pravé a levé straně rovnice rozdílná. Hodnotu přetvoření betonu v hlavě jedné kotvy lze stanovit ze vztahu

$$u_c = \alpha \cdot \frac{\sum_{i=1}^n F_i}{K_c}, \quad (16)$$

kde K_c je aktuální tuhost betonu v hlavě kotvy a $\sum F_i$ pak suma všech dílčích sil působících na dané kotvě. K_c může nabývat dvou limitních hodnot, a to pro pružné, nebo plastické působení betonu.

Součinitel α zohledňuje vliv okrajových podmínek na deformaci betonu. Pro prvek kotvený v kontinuu, tj. bez vlivu okrajových podmínek, je $\alpha = 1,0$; pro výpočet s vlivem okrajových podmínek je vždy $\alpha > 1,0$. Způsob výpočtu součinitele α je uveden v odst. 3.3.

Ve výsledné soustavě rovnic pro celou kotvu (kotevní oblast), vytvořené z jednotlivých rovnic spjitosti (6), figurují neznámé posuny u_0 až u_n , tuhostní a délkové konstanty (E, A, l) a síly F_i až F_n . Tyto síly je možné díky znalosti vztahů popisujících chování kontaktu (závislost napětí v soudržnosti na posunu v kontaktu, vztah (4)) vyjádřit také jako funkce proměnné u .

Výsledná soustava rovnic spjitosti (vzhledem ke skutečnosti, že funkce napětí v soudržnosti $\tau(u)$ je lineární závislostí napětí na posunu) obsahuje pouze $n + 1$ neznámých

(včetně posunu u_0 na počátku) posunů u_i v jednotlivých referenčních bodech. Další hodnoty, které se v rovnicích vyskytují, jsou známy a chovají se jako konstanty.

Dosadíme-li za neznámý parametr posunu konkrétní hodnotu (pro vykreslení pracovního diagramu je vhodné zvolit posun kontaktu výztuže v nultém bodu u_0), bude v takto definované soustavě lineárních algebraických rovnic o n řádcích vystupovat již přesně n neznámých (díky volbě pevné hodnoty posunu v určitém referenčním bodě).

Soustavu lineárních rovnic lze po nutných matematických úpravách a dosazení známého počátečního posunu u_0 zapsat

$$\mathbf{A} \mathbf{u} = \mathbf{b}, \quad (17)$$

$$\mathbf{A} = \begin{pmatrix} a_{11} & a_{12} & \dots & a_{1i} & \dots & a_{1n} \\ a_{21} & a_{22} & \dots & a_{2i} & \dots & a_{2n} \\ \vdots & \vdots & & \vdots & & \vdots \\ a_{i-1,1} & a_{i-1,2} & \dots & a_{i-1,i} & \dots & a_{i-1,n} \\ a_{i,1} & a_{i,2} & \dots & a_{i,i} & \dots & a_{i,n} \\ \vdots & \vdots & & \vdots & & \vdots \\ a_{n,1} & a_{n,2} & \dots & a_{n,i} & \dots & a_{n,n} \end{pmatrix}; \quad \mathbf{u} = \begin{pmatrix} u_1 \\ u_2 \\ \vdots \\ u_i \\ \vdots \\ u_n \end{pmatrix}; \quad \mathbf{b} = \begin{pmatrix} b_1 - a_{1,0} \cdot u_0 \\ b_2 \\ \vdots \\ b_{i-1} \\ b_i \\ \vdots \\ b_n \end{pmatrix}, \quad (18)$$

kde \mathbf{A} značí matici konstant o n sloupcích a n řádcích, \mathbf{u} sloupcový vektor ($n, 1$) neznámých posunů u_1 až u_n a \mathbf{b} pak sloupcový vektor ($n, 1$) konstant pravé strany. Tento systém lineárních algebraických rovnic, který má stejný počet rovnic jako neznámých, lze vyřešit použitím Gaussovy eliminační metody a převedením obecného tvaru matice na horní trojúhelníkovou matici či pomocí maticového počtu

$$\mathbf{u} = \mathbf{A}^{-1} \mathbf{b}. \quad (19)$$

Výsledkem je vždy exaktní (na bázi přijatých předpokladů) řešení pro konkrétní počáteční posun, a tedy i stanovení odpovídajících posunů pro každý referenční bod oblasti. Z těchto posunů lze dopočítat hodnotu síly přenášenou v dané konfiguraci kotevní oblasti. Při opakované volbě počátečního posunu a řešení soustavy rovnic dostaneme jednotlivé body závislosti přenášené síly na posunu u_0 . Spojnice těchto bodů definuje pracovní diagram kotevní oblasti (podrobněji odst. 3.4).

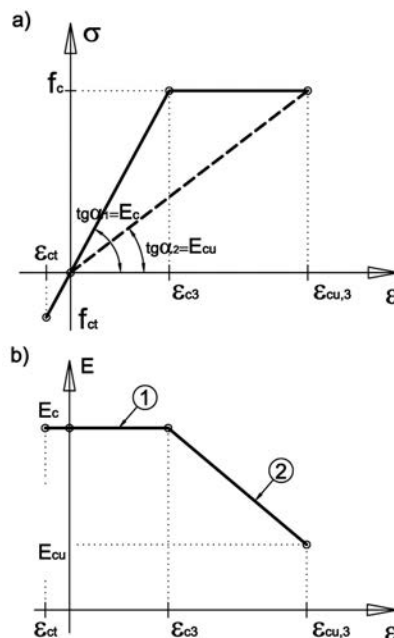
Teorie výpočtu kotevní oblasti umožňuje sestavit soustavu rovnic jak pro výpočet jednoho kotevního prvku, tak pro soustavu dvou a více kotev. Do výpočtu je třeba pouze efektivně zahrnout část kotevního systému mezi jednotlivými kotevami (tj. tuhostní parametry výztuže). Samozřejmě je možné při výpočtu uvažovat zjednodušující předpoklady (volba pouze jednoho referenčního bodu na celou kotev apod.), které mají rozdílný vliv na přesnost výsledného řešení. Je vždy třeba volit takový způsob výpočtu, který pro daný případ dostatečně přesně vystihne skutečné chování kotevní oblasti.

3.2 Určení tuhostních parametrů okolního prostředí

Pro stanovení tuhosti betonu v hlavě kotevy je využito dvou rozdílných přístupů. První vychází z principu působení lokálního zatížení popsáno v platných normativních podkladech [7], druhý pak z popisu interakce hlavy kotevy s okolním prostředím, které je zjednodušeno na působení tuhostních pružin přímo pod hlavou kotevy a účinek smykového roznosu v okolí kotevy (analogie poklesové kotliny [8]). První způsob je výpočetně jednodušší a postačuje k popisu chování kotevní oblasti, která není ovlivněna okrajovými podmínkami (blízkost povrchu prvku). Druhý přesněji vystihuje chování zatíženého betonu v okolí hlavy kotevy a je

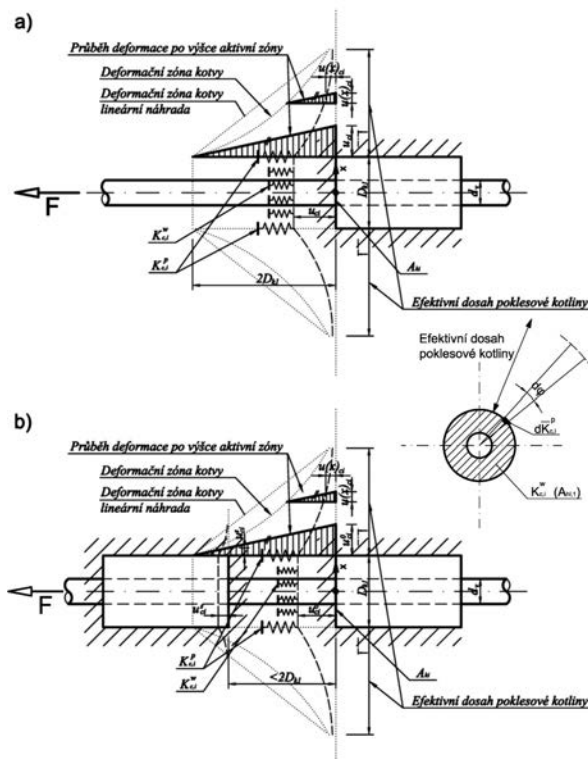
vhodnější pro vyčíslení působení kotevy v blízkosti okraje prvku. V dalším textu je uveden výpočet tuhostních parametrů pouze dle obecněji použitelného druhého řešení.

Pro oba typy výpočtu je využit pracovní diagram betonu dle platných norem [7] (obr. 8).



Obr. 8. Pracovní diagram betonu
a – závislost σ na ϵ ; b – závislost E na ϵ

Tuhost betonu v hlavě kotevy $K_{c,i}$ je stanovena jako suma tuhosti betonu přímo v hlavě kotevy $K_{c,i}^w$ (jež je uvažována v celé ploše konstantně) a příspěvku okolního betonu v dosahu poklesové kotliny $K_{c,i}^p$, který se projeví jako tuhostní pružina působící na linii obvodu kotevy. Na obrázku 9 je



Obr. 9. Idealizace chování betonu v hlavě kotevy [8]

vidět, jak předpokládané působení betonu pro případ první kotvy (nebo při vzdálenosti kotev $> 2D_k$), tak chování betonu v případě vzdálenosti mezi kotvami menší než $2D_k$.

Poklesovou kotlinu lze dle známých vztahů [8] a za předpokladu volby souřadného systému ve středu hlavy kotvy popsat útlumovou funkcí

$$u_{c,i}(x) = u_{c,i}^0 \cdot e^{-\frac{x-D/2}{S}}, \quad (20)$$

kde S je konstanta útlumu, jež je stanovena z numerických modelů vždy pro danou kombinaci třídy betonu, přenášené síly a průměru kotvy;

$u_{c,i}^0$ – pokles na počátku poklesové kotliny (výsledná deformace v hlavě kotvy).

Pro stanovení tuhosti okolního betonu $K_{c,i}^P$ je třeba na efektivní vzdálenosti od kotvy provést integraci útlumové funkce. Za zjednodušujícího předpokladu konstantní hloubky dosahu deformační zóny H_i a integrace na intervalu $(0, 2\pi)$ (tzn. kotva je uložena v betonovém bloku bez vlivu okrajových podmínek) je odvozen vztah

$$K_{c,i}^P = \pi \cdot D_{k,i} \cdot \frac{E(\varepsilon_c)}{H_i} \cdot S \cdot \left[-e^{-\frac{D_{k,i}-2x}{2S}} \right]_{x_1}^{x_2} = \pi \cdot D_{k,i} \cdot \frac{E(\varepsilon_c)}{H_i} \cdot S \cdot \left(-e^{-\frac{D_{k,i}-2x_2}{2S}} + 1 \right). \quad (21)$$

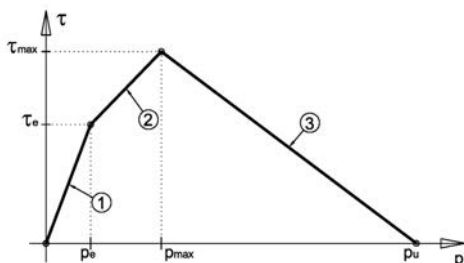
V rovnici (21) představuje neznámá x_2 dosah poklesové kotliny (na základě provedených numerických studií lze uvažovat se vzdáleností $2D_k$). Tuhost betonu v hlavě $K_{c,i}$ lze určit dle vztahů

$$K_{c,i} = K_{c,i}^W + K_{c,i}^P, \quad (22)$$

$$K_{c,i}^W = \frac{E(\varepsilon_c) \cdot A_{k,i}}{s_i}. \quad (23)$$

Pokud je rub předchozí kotvy v malé vzdálenosti ($s_i < 2D_k$) od hlavy řešeného prvku, nedojde pod hlavou k úplnému vymizení celé lokální deformace. Část se projeví jako přetvoření na betonu rubu předchozí kotvy (obr. 9b). Při oprávněném předpokladu přímého ovlivnění tuhosti betonu v hlavě vzdáleností předchozí kotvy je nutno pro vzdálenosti menší $2D_k$ vztah (23) upravit

$$K_{c,i}^W = \frac{E(\varepsilon_c) \cdot A_{k,i}}{2D_{k,i}} \cdot \left(1 - \frac{2D_{k,i} - s_i}{2D_{k,i}} \right). \quad (24)$$



Obr. 10. Pracovní diagram kontaktu výztuž \times kotevní prvek
 τ_c – napětí v soudržnosti na mezi pružného chování kontaktu;
 τ_{max} – napětí v soudržnosti při maximální únosnosti kontaktu;

p_c – posun výztuže při dosažení napětí v soudržnosti na mezi pružného chování kontaktu; p_{max} – posun výztuže při dosažení napětí v soudržnosti při maximální únosnosti kontaktu; p_u – mezní posun výztuže, při kterém již kontakt nepřenáší žádnou sílu

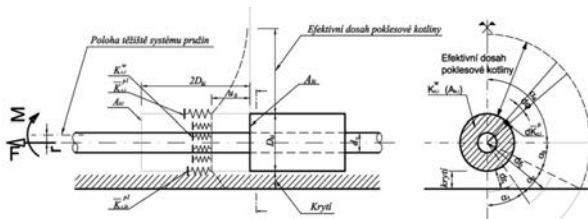
Při výpočtu tuhostních parametrů betonu je samozřejmě možné uvažovat i s časem výstavby a předpokládanou životností stavby (tedy i kotevní oblasti) a modul pružnosti betonu stanovený dle obr. 8 upravit zahrnutím příslušného součinitele dotvarování dle platných norem [7]. Lze tak snadno (pouze úpravou veličiny) provést nový výpočet pro požadované stáří konstrukce.

Tuhost stanovená dle výše popsaného postupu je zahrnuta do výpočtu soustavy deformačních podmínek v rámci vztahu (16). Tuhost kontaktu je určována dle pracovního diagramu [9] na obr. 10.

3.3 Vliv okrajových podmínek

Pokud se nachází kotevní oblast v blízkosti okraje betonového prvku, je zřejmé, že výpočet tuhosti betonu v hlavě kotvy již nelze provádět dle předpokladů popsaných výše a je nutno jej modifikovat. Výhodou zvoleného přístupu je, že konstitutivní vztah popisující vlastnosti betonu lze pouze upravit a zohlednit vliv blízkého povrchu betonového prvku. Tento efekt lze zohlednit např. stanovením jiné (nižší) tuhosti dle vztahu (21) úpravou integračních mezí a dosadit ji do výpočtu, který se jinak od předchozího neliší. Hranice, kterou lze dle provedených numerických studií považovat za limitní, je vzdálenost okraje $2D_{ki}$ od kotvy o průměru D_{ki} .

Pro stanovení tuhosti a deformace již nelze využít lokální namáhání dle [7], výhodnější je využít modelu interakce hlavy kotvy s okolním prostředím, které je uvažováno působením tuhostních pružin přímo pod hlavou kotvy a účinek smykového roznosu v okolí kotvy (obr. 11).



Obr. 11. Idealizace působení betonu v hlavě kotvy [8] v blízkosti povrchu

Oblast přiléhající k okraji, kde vzdálenost k líci prvku je menší než $2D_{ki}$, neumožní plné vymizení vznikajícího přetvoření pod hlavou kotvy. Z obrázku 11 je patrné, že při výpočtu tuhostních parametrů poklesové kotliny $K_{c,i}^P$ budou hodnoty dosažené v blízkosti okraje nižší. Zavedením rozdílných hodnot tuhostí $K_{c,i}^{P1}$ a $K_{c,i}^{P2}$ pod rovinou rovnoběžnou s povrchem prvku procházející osou prutu a nad ní můžeme modelovat vliv blízkého okraje. Při předpokladu rovnoměrného rozložení napětí pod hlavou kotvy (a tedy konstantní hodnoty tuhosti $K_{c,i}^W$) je zřejmé, že těžiště systému pružin je posunuto dále od osy prutu a kromě tahové síly musí kotevní oblast přenášet i vznikající momentové namáhání. To lze do výpočtu zahrnout jako zvýšení působící síly, resp. působícím momentem dochází za konstantní síly ke zvýšení uvažovaného přetvoření. Proto je třeba do výpočtu kotevní oblasti s vlivem okrajových podmínek zahrnout součinitel α (viz vztah (9)), který tuto skutečnost zohlední.

Součinitel α lze stanovit z analogie protlačení dle vztahu

$$\alpha = 1 + k \cdot \frac{r \cdot u_i}{W_i}, \quad (25)$$

kde k je vliv smyku v kritickém řezu;

r – excentricita způsobená rozdílnou tuhostí (obr. 11);

u_i – obvod kritického řezu, na kterém moment působí;

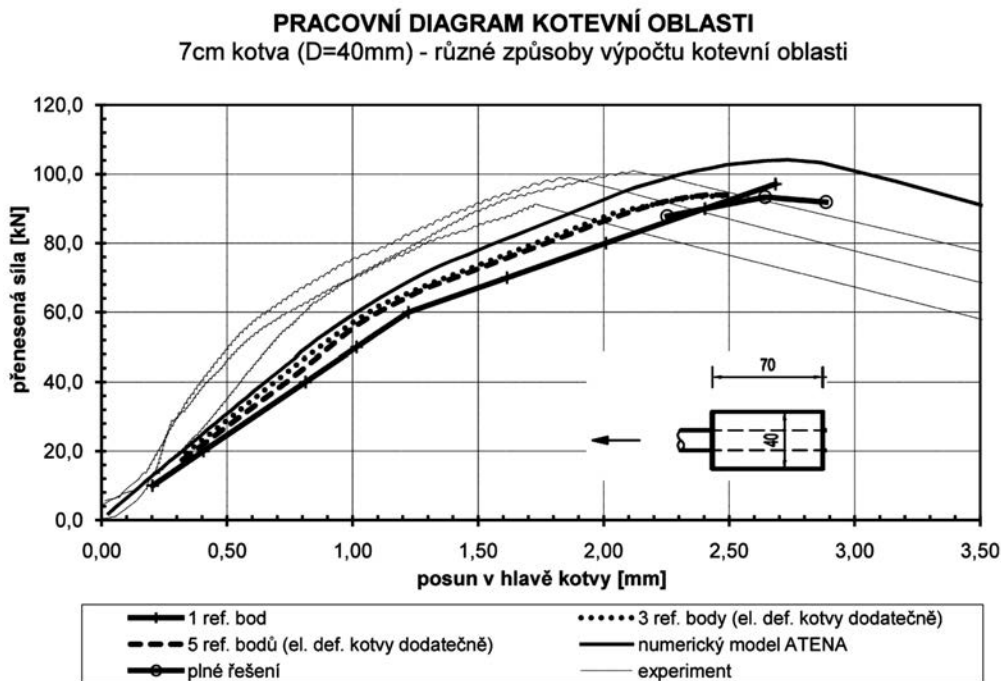
W_i – plastický modul kritického průřezu.

3.4 Pracovní diagram kotevní oblasti

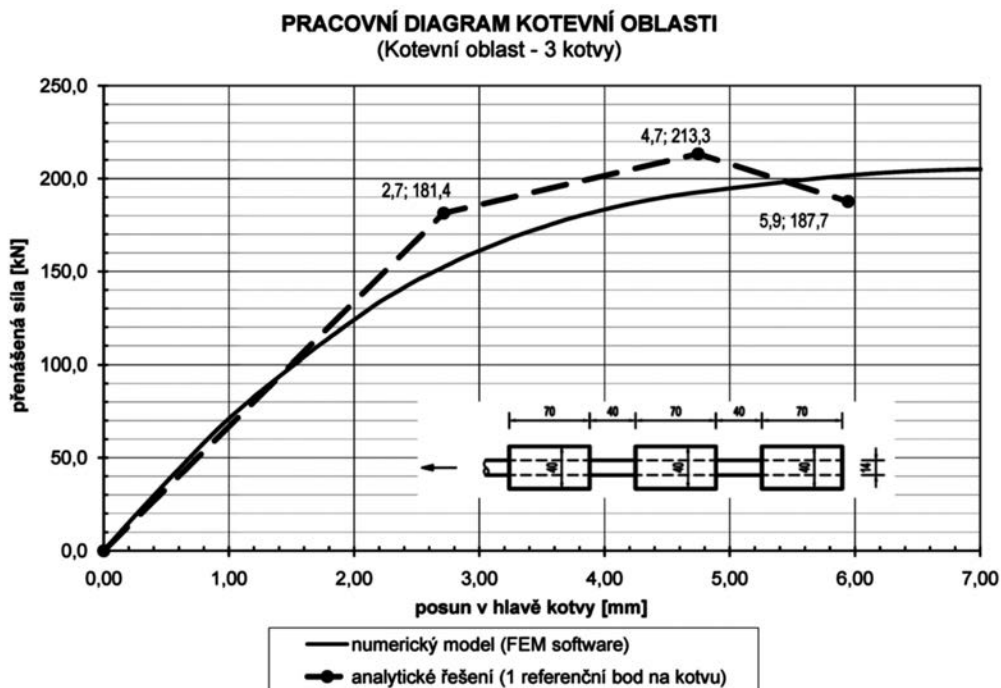
Pracovní diagram kotvy (kotevní oblasti), tj. závislost přenášené síly na posunu hlavy první kotvy, lze získat následovně. Postupně volíme počáteční posun výztuže na počátku kotevního systému u_0 a pomocí podmínek spojitosti deformací dostaneme různé hodnoty síly přenášené kotevním sys-

témem. Budeme-li určovat pracovní diagram (což je výhodné pro sestavení návrhových tabulek typizovaných skladeb kotvení), který je nutný pro návrh kotevní oblasti, je třeba soustavu rovnic (17) řešit vícekrát.

Vzhledem k definovanému pracovnímu diagramu kontaktu výztuže a kotvy (obr. 10) je zřejmé, že při dosažení maximální přenášené síly (posun p_{\max}) i -tým uzlem (τ_{\max}), bude v $i - 1$ referenčním uzlu posun vyšší a napětí v soudržnosti již bude klesat (větev 3, obr. 10). Naopak, v $i + 1$ uzlu bude posun nižší. Při zvyšujících se deformacích narůstá v každém aktivním uzlu kotevní oblasti napětí v soudržnosti mezi výztuží a kotevním prvkem do té chvíle, než dle platného



Obr. 12. Porovnání různých metod výpočtu pro jednu kotvu



Obr. 13. Porovnání zjednodušeného výpočtu a matematického modelu pro tři kotvy

pracovního diagramu kontaktu (*obr. 10*) bude dosaženo na elementu plastické únosnosti (tj. hodnoty maximálního napětí). Při následném dalším zvýšení vstupní deformace (posunu u_0) se maximální napětí posouvá na uzly dále od počátku kotevní oblasti. Nelze tedy například říci, že nejvyšší únosnost systému je ve chvíli, kdy bude plastizovat kontakt prvního elementu. Maximální únosnosti kotevního bloku je dosaženo ve chvíli, kdy další zvýšení počátečního posunu u_0 , a zároveň i posun limitního napětí v soudržnosti dále v kotevní oblasti, již nevede k nárůstu přenášené síly, naopak začíná únosnost klesat. V tuto chvíli je možný výpočet ukončit.

Porovnání několika způsobů řešení kotevní oblasti pouze s jedním kotevním prvkem (průměr 40 mm, délka 70 mm, beton C30/37) je uvedeno na *obr. 12*. Zobrazen je nejjednodušší způsob výpočtu s jedním referenčním bodem pro celou kotvu (tj. sestavena pouze jedna deformační podmínka), výpočet pro $n = 3$ a $n = 5$ elementů na jedné kotvě za předpokladu tuhého chování kotevního válečku (jehož reálné elastické přetvoření je doloženo až po určení posunů v kontaktu při předpokladu lineární změny průběhu síly na kotvě) a v neposlední řadě i plný výpočet bez zjednodušení pro $n = 3$ body. Graf je doplněn porovnáním s matematickým modelem a výsledky experimentálních měření na reálných vzorcích.

Z *obrázku 13* je patrné porovnání analytického řešení kotevní oblasti se třemi kotevními prvky (průměru 40 mm, délky 70 mm, vzdálenosti 40 mm, beton C30/37) s matematickým modelem řešeným metodou konečných prvků v programu ATENA. Zobrazen je pouze nejjednodušší (a přesto dostatečně výstižný) způsob výpočtu pro jeden referenční bod na každé kotvě (tj. sestavena pouze jedna deformační podmínka pro jednu kotvu a zanedbán vliv příspěvku tření mezi výztuží a okolním betonem mezi kotevními prvky).

Při návrhu kotevní oblasti je důležité omezit maximální posun výztuže na počátku první kotvy z hlediska mezního stavu použitelnosti. Přesná hodnota musí být určena přímo pro navrhovaný prvek, neboť vždy záleží na jeho rozponu a na působícím zatížení. Je nutno respektovat maximální dovolené průhyby dle [7], a zároveň navrhnout kotevní oblast tak, aby nedocházelo vlivem posunu výztuže v kontaktu (který se do výpočtu prvku promítá analogicky jako ztráta pokluzem) k velkým ztrátám předpínací síly.

4. Závěr

Předepnutím nekovových výztuží lze výrazně zvýšit použitelnost betonových konstrukcí vyztužených právě tímto typem výztuže. Omezuje se vznik trhlin v počátečních fázích zatížení prvků, které mohou působit problémy především z estetického hlediska, i když na samotnou funkčnost a trvanlivost konstrukce – na rozdíl od prvků vyztužených kovovými výztužemi – vliv nemají. Samozřejmě se zvyšuje únosnost takových konstrukcí a je proto možno navrhovat konstrukce ještě subtilnější. To, spolu s možností použít menší krytí výztuže, znamená značnou úsporu materiálu.

Vyvinutý systém kotvení zachovává veškeré výhody FRP výztuží – neobsahuje žádné kovové části. Proto je možné ho aplikovat na všechny speciální případy, které vyžadují právě použití nekovových výztuží.

Pro plné ověření funkčnosti vyvinutého systému kotvení probíhají další experimenty s cílem ověřit především chování skupiny kotev, a to jak v hmotě betonu, tak jejich působení u okraje. Zároveň jsou zpracovávány i další numerické studie, které získané výsledky zpřesní.

Článek vznikl za podpory projektu 103/09/H085 GA ČR „Moderní kompozitní konstrukce“. Rovněž bylo využito poznatků získaných při řešení projektu MPO ČR TIP FR-TII/357 „Betonové konstrukce s nekovovou výztuží se zvýšenou požární odolností a odolností vůči agresivním vlivům“, projektu MPO ČR FI-IM5/136 „Vláknocementové kompozity s nekovovou výztuží RFCC“ a výzkumného záměru MŠMT ČR MSM0021630519 “Progressive Reliable and Durable Load Bearing Structures”.

Literatura

- [1] Karghari, V. M.: Use of Composite Materials in Civil Infrastructure in Japan. Baltimore, 1998. /ISBN 1-883712-50-5/
- [2] Erki, M. A. – Rizkalla, S. H.: Anchorage for FRP Reinforcement. Concrete International 1993
- [3] Dolan, W. C. – Hamilton, H. R. – Bakis, E. C. – Nanni, A.: Design Recommendations for Concrete Structures Prestressed with FRP Tendons – Volume 1. University of Wyoming, Pennsylvania State University, University of Missouri, 2001.
- [4] Horvatit, J. – Benko, V. – Kollegger, J.: První použití externích předpínacích kabelů z uhlíkových vláken na zesílení mostu v Rakousku. BETON TKS, 2006, č. 4, s. 30-34.
- [5] Štěpánek, P. – Horák, D. – Prokeš, J.: Nový systém kotvení předepnuté FRP výztuže v betonových prvcích. [Sborník], konference „Betonářské dny 2008“, Praha. /ISBN 978-80-87158-11-1/
- [6] Štěpánek, P. – Horák, D. – Prokeš, J.: New Prestressing System for FRP Reinforcement in Concrete Structures. [Proceeding], 9th International Symposium on Fiber-Reinforced Polymer Reinforcement for Concrete Structures, Sydney, The University of Adelaide, 2009. /ISBN 978-0-9806755-0-4/
- [7] ČSN EN 1992-1-1 (73 1201) Navrhování betonových konstrukcí. Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby. ČNI, 2006.
- [8] Kolář, V. – Němec, I.: Studie nového modelu podloží staveb. Praha, Academia 1986.
- [9] Gírgle, F. – Štěpánek, P. – Horák, D. – Ďurech, D. – Peslar, P.: Systém kotvení předpjeté FRP výztuže. [Sborník], konference IDEAS 09, VŠB-TU Ostrava, 2009. /ISBN 978-80-248-2091-0/
- [10] Patentová přihláška číslo 2008-475.
- [11] Užitiný vzor 2008-20633.

Štěpánek, P. et al.: System of Anchoring of Prestressed Reinforcement

This paper investigates the design of anchoring of prestressed elements reinforced with FRP (fibre-reinforced polymer) reinforcement. It describes the behaviour of a newly developed anchoring element and design algorithms of the anchoring area with a simplified method; at the same time, it compares the results gained through the solution of numerical models and completed experiments.

Štěpánek, P. u. a.: System zur Verankerung vorgespannter FRP-Bewehrung

Der Beitrag behandelt die Problematik des Entwurfs des Ankerbereichs von mit FRP-Bewehrung bewehrten vorgespannten Elementen. Er beschreibt das Verhalten eines neu entwickelten Ankerelements und die Algorithmen des Entwurfs des Ankerbereichs mit einer vereinfachten Methode und vergleicht die gewonnenen Ergebnisse mit der Lösung numerischer Modelle und mit durchgeführten Versuchen.

Rozpojování vláken v kompozitním materiálu pomocí penalizace

prof. Ing. RNDr. Petr PROCHÁZKA, DrSc.
Ing. Šárka PEŠKOVÁ, Ph.D.
Ing. Martin VÁLEK, Ph.D.
ČVUT – Fakulta stavební, Praha

Tato studie je zaměřena na problém procesu rozpojování vláken od matrice. Na přechodu mezi vlákny a matricí je použit zobecněný Mohrův–Coulombův zákon společně s podmínkou vyloučení tahových napětí. Zatížení je zavedeno standardním způsobem – na hranicích jednotkové buňky jsou postupně zaváděny jednotkové impulsy přetvoření, vyjádřené v posuvech. Pro zjednodušení je v předložených aplikacích volena pravidelná struktura vláken v kompozitní struktuře. Radiální a tangenciální povrchové síly na přechodu mezi vlákny a matricí jsou spojitě, ale posuvy mohou být nespojitě v závislosti na splnění přechodových podmínek.

Úvod

V článku je studováno mechanické chování kompozitních materiálů v případě, že dochází k rozpojování vláken od matrice. Tento případ může nastat, pokud je tuhost matice dostatečně menší než tuhost vláken. Připomeňme, že klasické kompozitní materiály, kterých se může tento problém týkat, se používají nejen ke konstrukci letadel a ponorek, ale také při stavbě mostů. Podobné problémy, tj. lokální rozpojování vláken a matrice, se může vyskytnout i u betonů vyztužených vlákny, které mají stále větší uplatnění v praktických aplikacích a popis jejich lokálního materiálového chování je stále předmětem rozsáhlých studií.

V matematickém modelu jsou v tomto článku použity podobné přechodové podmínky, které můžeme nalézt v práci [1]. Plnohodnotná diskuze o homogenizaci rozpojujících se kompozitů je uvedena v práci [2], kde je použita metoda okrajových prvků (BEM) jako numerický nástroj. Zde je dána přednost metodě konečných prvků (FEM). Připomeňme, že důkaz existence a jednoznačnosti není proveden pro obecné případy, což může být důsledek lineární relace mezi povrchovými silami a posuvy na přechodu mezi matricí a vlákny. Ovšem povrchové síly jsou u konečných prvků o stupeň polynomu (splinu) nižší než posuvy. Existují způsoby, jak zařadit vyrovnání stupňů aproximace pro oba typy proměnných, ale ty jsou na teoretické diskuze poměrně složité.

Numerický postup

Vzhledem k tomu, že budeme používat metodu konečných prvků, je přirozené, že v této studii vyjdeme z variačního principu. Zavedeme nejprve přípustnou množinu posuvů

$$H \equiv \{u \in V; [u]_n \leq 0 \text{ skoro všude na } \Gamma_C\}, \quad (1)$$

kde množina H popisuje kužel povolených uzlových posunutí s ohledem na základní okrajové a kontaktní podmínky,

V jsou přípustná posunutí nad definiční oblastí jednotkové buňky Ω s hranicí $\partial\Omega$ a Γ_C je přechodová hranice mezi matricí a vlákny, $[\cdot]_n$ je skok v posuvech ve směru normály k Γ_C .

Napišme nejprve celkovou energii E_{ent} na jednotkové buňce za předpokladu, že dosud nedošlo k rozpojení a kontakt Γ_C patří do uzávěrů obou podmnožin Ω_f (vlákno) a Ω_m (matrice), $\Omega = \Omega_f \cup \Omega_m$, $\Omega_f \cap \Omega_m = \emptyset$. Tato situace nebude ovšem platit při rozpojení.

$$E_{\text{ent}} = \frac{1}{2} \int_{\Omega_f} \sigma^T \varepsilon \, d\Omega_f + \frac{1}{2} \int_{\Omega_m} \sigma^T \varepsilon \, d\Omega_m - \int_{\Omega} p^T u \, d\Omega, \quad (2)$$

kde σ je tenzor napětí napsaný ve formě vektoru, podobně ε je tenzor deformace ve vektorovém tvaru a T je transpozice.

Dalším krokem bude zobecnění Fischerových podmínek na kontaktu. Předpokládejme, že dochází k rozpojení podél části přechodové hranice Γ_C , takže v normálovém směru bude platit mezi dvěma příslušnými body, z nichž jeden patří do uzávěru Ω_f a druhý do uzávěru Ω_m ,

$$[u]_n \leq 0, \quad p_n \leq p_n^+, \quad (\sigma_n^+ - p_n) [u]_n = 0, \quad (3)$$

kde p_n je složka povrchové síly na kontaktu projektovaná do směru normály, σ_n^+ je dovolené namáhání v tahu na kontaktu Γ_C . Poznamenejme, že pokud σ_n^+ je nulové (což se v praxi vyskytuje zřídka), obě veličiny, tj. skok v posuvech i normálová povrchová síla, vytvářejí kužel. Třetí podmínka (velmi přirozená a lze ji ověřit třeba na jednoduchém případě nosníku charakterizujícím třeba lávku přes potok) je velmi důležitá, neboť identifikuje dodatečnou energii, jejíž hodnota je sice nulová, ale v souvislostech v kompozitním systému hraje důležitou roli.

Nyní se pokusíme podobně vyjádřit podmínky v tečném směru. Určitě bude platit

$$|[u]_t| \geq 0, \quad \tau_b - p_n \tan \varphi \geq |p_t|, \quad (4)$$

$$(\tau_b - p_n \tan \varphi - |p_t|) |[u]_t| = 0, \quad (4)$$

neboť první podmínka je zřejmá, absolutní hodnota je vždy kladná. Druhá podmínka vyjadřuje Mohrův–Coulombův zákon, kde c je soudržnost (smyková pevnost), φ je úhel vnitřního tření a p_t projekce povrchové síly do tečného směru k Γ_C . Třetí podmínka, vyjadřující opět nulovou energii, říká, že pokud je splněn Mohrův–Coulombův zákon, první podmínka se mění na rovnost, a na druhou stranu, pokud dojde k ostré nerovnosti u první podmínky, tak v Mohrův–Coulombově zákonu se dosáhne rovnosti, a tedy opět součin ve třetí podmínce je nulový.

Pokusíme se nyní zabudovat zobecněné Fischerovy podmínky (3) a (4) do (2). Pro celkovou energii dostaneme

$$E_{\text{cnt}} = \frac{1}{2} \int_{\Omega^f} \boldsymbol{\sigma}^T \boldsymbol{\varepsilon} d\Omega^f + \frac{1}{2} \int_{\Omega^m} \boldsymbol{\sigma}^T \boldsymbol{\varepsilon} d\Omega^m - \int_{\partial\Omega} \mathbf{p}^T \mathbf{u} d\gamma + \int_{\Gamma_C} (\sigma_n^+ - p_n) [u]_n d\gamma + \int_{\Gamma_C} (\tau_b - p_n \tan\varphi - |p_t|) |[u]_t| d\gamma. \quad (5)$$

Variační princip poté vede k následující definici. Je třeba nalézt minimum E_{cnt} vzhledem k $\mathbf{u} = \{u_n, u_t\}$ a maximum E_{cnt} vzhledem k $\mathbf{p} = \{p_n, p_t\}$, což je kombinace Lagrangeova principu a Fischerových podmínek na přechodu Γ_C .

Nyní rozdělíme celkovou energii E_{cnt} obou těles (vlákna a matrice) s tím, že oddělíme část závislou čistě na posuvech a část závislejší i na povrchových silách,

$$E_{\text{cnt}} = \Pi(\mathbf{u}) - I(\mathbf{u}, \mathbf{p}), \quad (6)$$

kde

$$\Pi(\mathbf{u}) = \frac{1}{2} a(\mathbf{u}, \mathbf{u}) - \int_{\partial\Omega} (\mathbf{p})^T \mathbf{u} d\partial\Omega,$$

kteřý vyjadřuje vnitřní a povrchovou energii v (2). Než přejdeme k vyjádření funkcionálu I , zavedeme předpokládaný vztah, který určuje lineární závislost mezi povrchovými silami a posuvy na kontaktu,

$$p_n = k_n [u]_n, \quad p_t = k_t [u]_t, \quad (7)$$

kde k_n a k_t jsou po řadě tuhosti myšlených pružin (pérových konstant) ve směrech normály a tečny ke Γ_C . Dosazením (7) do druhého řádku (5) dostaneme

$$I(\mathbf{p}, \mathbf{u}) = \int_{\Gamma_C} \left\{ \begin{aligned} & (k_n [u]_n^2 + k_t [u]_t^2) + \\ & + \frac{1}{2} \left([u]_n (k_n \tan\varphi |[u]_t| - 2\sigma_n) + \right. \\ & \left. + \frac{1}{2} \left(|[u]_t| (k_n \tan\varphi [u]_n - 2\tau_b \kappa(-p_n)) \right) \right) \end{aligned} \right\} d\Gamma_C, \quad (8)$$

kde k_n a k_t se zde vyskytují jako penalizační koeficienty. Jestliže jejich hodnoty jsou vysoké, je zaručeno spojení matice a vlákna. Jestliže přechodová podmínka je porušena, hodnoty klesnou podle definice přechodových stavů. Poznamenejme, že poslední definice je rozšířena o funkci κ , což je Heavisideova funkce, která je rovná jedné pro kladné hodnoty argumentu a nule jinak. V klasické formulaci totiž máme, že v případě rozpojení v normálovém směru může pro malé hodnoty rozdílu posuvů stále být hodnota p_t nenulová, což není možné. Tento nereálný stav potlačuje zavedení funkce κ .

Po diskretizaci proměnných lze rozdělit řešení tohoto problému na vztahy aproximovaných veličin definovaných na oblasti vlákna a na diskretizace veličin na oblasti matrice. Lineární rozložení posunutí vede k řešení dvou lineárních algebraických systémů pro agregované neznámé na fázích dané na čtvercových maticích \mathbf{K}^f a \mathbf{K}^m ,

$$\begin{aligned} \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{11}^f & \mathbf{K}_{12}^f \\ \mathbf{K}_{21}^f & \mathbf{K}_{22}^f \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \mathbf{u}_f^{\text{on}} \\ \mathbf{u}_f^{\text{out}} \end{pmatrix} &= \begin{pmatrix} \mathbf{p}_f^{\text{on}} \\ \mathbf{p}_f^{\text{out}} \end{pmatrix}, \\ \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{11}^m & \mathbf{K}_{12}^m \\ \mathbf{K}_{21}^m & \mathbf{K}_{22}^m \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \mathbf{u}_m^{\text{on}} \\ \mathbf{u}_m^{\text{out}} \end{pmatrix} &= \begin{pmatrix} \mathbf{p}_m^{\text{on}} \\ \mathbf{p}_m^{\text{out}} \end{pmatrix}, \end{aligned} \quad (9)$$

kde dolní index určuje vztah k vláknu (f), resp. matici (m), a horní index popisuje, zda příslušná veličina leží na kontak-

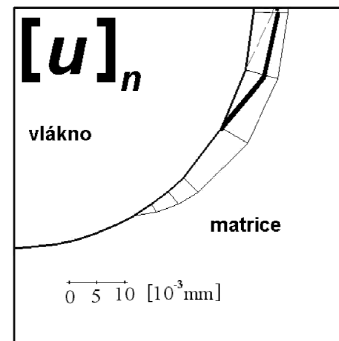
tu (on), nebo mimo něj. Dílčí eliminací a přidáním diagonální matrice s penaltami $\mathbf{k} = \text{diag}\{k_n^1, k_t^1, k_n^2, \dots, k_t^s\}$ snadno ověříme, že platí

$$\begin{bmatrix} \mathbf{K}_{22}^f & \mathbf{0} & \mathbf{K}_{21}^f & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{K}_{22}^m & \mathbf{0} & \mathbf{K}_{21}^m \\ \mathbf{K}_{12}^f & \mathbf{0} & \mathbf{K}_{11}^f + \mathbf{k} & \mathbf{k} \\ \mathbf{0} & \mathbf{K}_{12}^m & \mathbf{k} & \mathbf{K}_{11}^m + \mathbf{k} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \mathbf{u}_f^{\text{out}} \\ \mathbf{u}_m^{\text{out}} \\ \mathbf{u}_f^{\text{on}} \\ \mathbf{u}_m^{\text{on}} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \mathbf{p}_f^{\text{out}} \\ \mathbf{p}_m^{\text{out}} \\ \mathbf{0} \\ \mathbf{0} \end{pmatrix}, \quad (10)$$

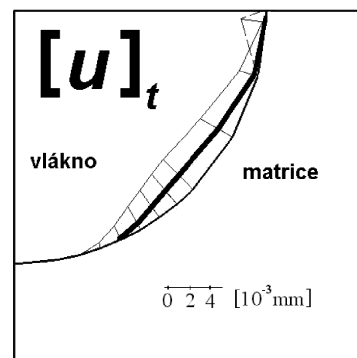
kde pro daný vektor \mathbf{k} je výše uvedený simultánní systém jednoznačně řešitelný. Poznamenejme, že žádné z k nesmí být příliš velké, neboť pak se systém blíží singulárnímu. Interakční kroky zpočátku začínají vysokou hodnotou tuhostí \mathbf{k} . Splnění podmínek pro vyjádření kontaktních zákonů musíme kontrolovat krok po kroku a důsledkem jsou hodnoty penalt, které musí být podle potřeby přechodových zákonů upraveny. Tím se stanoví nová diagonální matrice \mathbf{k} v (10) a iterace se opakuje, dokud není dosaženo předepsané chyby.

Příklady

Pro ověření schopnosti předložené metody bylo spočítáno několik příkladů. Ve všech mělo vlákno tyto materiálové vlastnosti: $E^f = 772$ GPa, $\nu^f = 0,25$, zatímco epoxidová matrice je uvažována s $E^m = 96,5$ GPa, $\nu^m = 0,3$. Na kontaktu má Coulombův koeficient tření hodnotu $\varphi = 0,22$, smyková pevnost vazby je $\tau_b = 1,5$ MPa. Jednotková buňka má profil čtverce 1 mm x 1 mm, kde objemový poměr vláken je 40 %. Jednotková buňka je zatížena horizontálním posuvem, který je aplikován na svislou hranici na pravé straně buňky. Zatímco levá vertikální hranice společně s oběma horizontálními okraji je vetknutá, tj. posunutí není povoleno, neboť se předpokládá symetrie jak v geometrii buňky, tak v jejím zatížení. V prvním případě je posunutí u_x ve směru x voleno velikostí 0,01 mm, ve druhém případě je $u_x = 0,02$ mm.



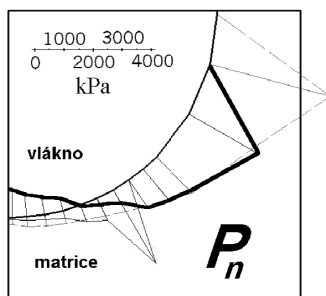
Obr. 1. Rozdělení relativních posunutí na kontaktu Γ_C v normálovém směru



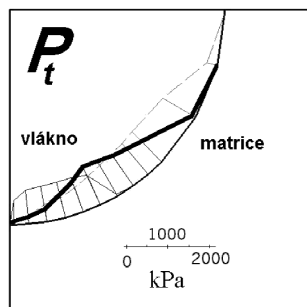
Obr. 2. Rozdělení kontaktní třecích trakcí na Γ_C

V obou případech se předpokládá lineární rozdělení posunutí na trojúhelníci při aplikaci metody konečných prvků.

Z důvodu symetrie a pravidelnosti vlákna je výsledek vyjádřen na čtvrtině jednotkové buňky. Rozdělení relativních posunutí na kontaktu Γ_C v normálovém směru popisuje obr. 1, rozdělení kontaktní třecích povrchových sil na Γ_C vyjadřuje obr. 2. Směr zatížení na kontaktu matrice s vláknem popisují obr. 3 a obr. 4. Čárkovaná čára popisuje první případ, tenká čára popisuje druhý případ a tlustá čára zahrnuje ve svém řešení i vliv změny teploty o 30 °C.



Obr. 3. Rozdělení normálových traktací na kontaktu Γ_C v normálovém směru



Obr. 4. Rozdělení příčných sil

Z obrázků je zřejmé, že formulace kontaktního problému je velmi podobná vyjádření podmínek z mechaniky lomu. Kontaktní problém je však více průhledný a ilustrativní a na rozdíl od mechaniky lomu, kde určení materiálových vlastností je velmi obtížné a mnohdy je vzdáleno od reality, zde jsou poměrně dobře charakterizovány.

Závěr

V článku je řešen problém rozpojování vláken od matrice pomocí penalizace. Na rozdíl od [2], kde byly použity okrajové prvky, je zde využito klasických variačních formulací, a tedy metody konečných prvků. Variační formulace je připravena na bázi Fischerových kontaktních podmínek, doplněných variačními nerovnostmi v tečném směru. Problém je formulován jako kontaktní, přičemž ekvivalentní formulace může být provedena využitím mechaniky lomu. Ukazuje se, že v aplikacích se skutečně úloha takto chová, neboť v místech hromadné podstatné singularity v kořenu trhliny se vyskytují extrémní kontaktní síly.

Článek vznikl za podpory projektu č. 103/08/1197 GA ČR a výzkumného záměru CZE MSM 6840770001.

Literatura

- [1] Procházka, P. – Šejnoha, M.: Development of Debond Region of Lag Model. Computers & Structures, Vol. 55, Iss. 2, 1995, 249-260.
- [2] Procházka, P.: Homogenization of Linear and Debonding Composites Using the BEM. EABE 25, 2001, 753-769.

Procházka, P. et al.: Debonding of Fibres in Composite Material Using Penalization

This report is focused on the problem of debonding of fibres from the matrix. The generalized Mohr-Coulomb interfacial conditions are taken into account including the tensile stresses at the fiber-matrix interface to be excluded. The loading is introduced in the classical way: unit strains expressed in terms of displacements on the boundary of a unit cell are supposed. A periodic structure of the fibres is assumed to simplify the discussion. The radial (normal) and the tangential tractions across the interface are always continuous, but the displacements may be discontinuous at the interface between the fibers and the matrix.

Procházka, P. u. a.: Ablösung von Fasern in einem Kompositmaterial mit Hilfe der Penalisierung

Der Artikel behandelt das Problem des Ablösens der Fasern von der Matrice in Kompositmaterialien. Am Übergang zwischen den Fasern und der Matrice wird das verallgemeinerte Mohr-Coulomb-Gesetz zusammen mit der Bedingung des Ausschlusses von Zugspannungen angewendet. Die Belastung wird auf konventionelle Weise eingetragen. An den Grenzen der Einheitszelle werden schrittweise in Verschiebungen ausgedrückte Einheitsimpulse eingetragen. Zur Vereinfachung wird in den vorliegenden Anwendungen eine regelmäßige Faserstruktur in der Kompositstruktur gewählt. Die radialen und tangentialen Oberflächenkräfte am Übergang zwischen Fasern und Matrice sind stetig, aber die Verschiebungen können in Abhängigkeit von der Erfüllung der Übergangsbedingungen unstetig sein.

● zprávy

Nový vodohospodářský projekt v Ivančicích



V první polovině ledna zástupci investora, kterým je Svazek vodovodů a kanalizací Ivančice, a zhotovitele OHL ŽS slavnostně podepsali smlouvu o realizaci projektu „Zlepšení kvality vody v řekách Jihlava a Svratka nad nádrží Nové Mlýny“. Odstartoval tak jeden z největších vodohospodářských projektů nejen v regionu, ale i v celé České republice. Celkem bude rekonstruováno 7,8 km kanalizace v Ivančicích a 2,4 km v Oslavanech a Padochově. Nově bude vybudováno 18,6 km kanalizace (8 km Ivančice, 10,6 Oslavany a Padochov). U rekonstrukce vodovodu připadne na Ivančice 7 km, na Oslavany a Padochov 8 km. Dokončení zakázky je plánováno do konce listopadu 2012. Náklady na realizaci díla budou hrazeny z vlastních zdrojů investora, příspěvku Evropské unie, z dotací Státního fondu životního prostředí a Jihomoravského kraje.

Tisková informace

Analýza dat z identifikační studie brownfields

Ing. Zuzana KRAMÁŘOVÁ, Ph.D.
ČVUT – Fakulta stavební, Praha

Na správním území obce s rozšířenou působností Dobříš byla v roce 2007 provedena identifikační studie brownfields. Analýza byla zaměřena na typ brownfieldu, majetkoprávní poměry, stavebně technický stav nemovitosti a velikost pozemků.

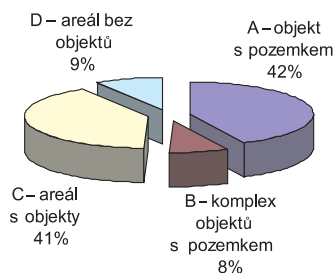
Město a úřady obce využívají Identifikační studii brownfields na území ORP Dobříš [1] zejména k usměrnění rozvojových aktivit investorů především na již dříve využívaná území (brownfieldy) a dále k ochraně nezastavěného území před neefektivním zábohem. V průběhu jejího zpracování bylo nalezeno, popsáno a dokumentováno 91 brownfieldů.

Typ nemovitosti

Podle typu byly nemovitosti rozděleny do skupin A až D (tab. 1). Nejvíce jsou zastoupeny skupiny A a C, tedy buď samostatné objekty s pozemkem, nebo areály s několika objekty. Z těchto dvou skupin jsou snadněji využitelné samostatné objekty s pozemkem. To platí zejména v menších sídlech, jako je Dobříš, kde je vyšší podíl soukromých subjektů s počtem zaměstnanců do dvaceti osob. Náznornější rozdělení v této skupině představuje graf na obr. 1.

Tab. 1. Rozdělení a zastoupení brownfieldů dle typu

Skupina	Popis	Identifikovaných	Zastoupení [%]
A	objekt s pozemkem	39	42
B	komplex objektů s pozemkem	7	8
C	areál s objekty	37	41
D	areál s minimem objektů	8	9
celkem		91	100



Obr. 1. Rozdělení a zastoupení dle typu brownfieldu

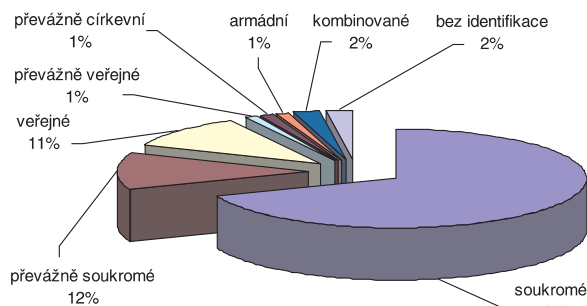
Majetkoprávní vztahy

Z hlediska dalšího možného využití a manipulace s nemovitostí (prodej, pronájem) bylo zvoleno dělení na převážně soukromé vlastníky, tj. veřejné (stát, kraje, obce), církevní, armádní, kombinované (rovnoměrná kombinace zmíněných typů), a vlastnictví bez možnosti identifikace (tab. 2, obr. 2). Dělení podle počtu vlastníků je patrné z tab. 3 a obr. 3. Z tabulek a grafů vyplývá, že 82 % brownfieldů je ve vlast-

nictví soukromém nebo převážně soukromém. Nezanedbatelnou skupinu – dohromady 12 % – tvoří brownfieldy ve veřejném vlastnictví, tedy nemovitosti, které lze revitalizovat pomocí financí ze státních dotačních fondů s minimálními problémy v oblasti vlastnických vztahů.

Tab. 2. Rozdělení a zastoupení brownfieldů dle majetkoprávních poměrů

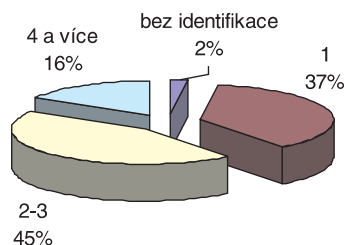
Vlastnictví	Identifikovaných	Zastoupení [%]
soukromé	63	70
převážně soukromé	11	12
veřejné	10	11
převážně veřejné	1	1
převážně církevní	1	1
armádní	1	1
kombinované	2	2
bez identifikace	2	2
celkem	91	100



Obr. 2. Rozdělení a zastoupení brownfieldů dle majetkoprávních poměrů

Tab. 3. Rozdělení a zastoupení brownfieldů dle majitelů nemovitosti

Vlastníci	Identifikovaných	Zastoupení [%]
1	34	37
2 – 3	40	45
4 a více	15	16
bez identifikace	2	2
celkem	91	100



Obr. 3. Rozdělení a zastoupení brownfieldů dle počtu majitelů nemovitosti

Možnosti revitalizace významně ovlivňuje počet vlastníků nemovitosti. U jediného vlastníka (37 %) nelze problémy při rozhodování předpokládat. V případě dvou až tří vlastníků (45 %) je rozhodování již ztíženo možnými neshodami. Poslední – velmi problematickou skupinu – tvoří nemovitosti se čtyřmi a více vlastníky. Při jednání s takovým počtem stran se dohoda a optimální řešení hledají již velmi obtížně a nezřídka k dohodě vůbec nedojde. V této skupině jsou zařazeny i nemovitosti s deseti a více různými vlastníky, což při rozhodování o možné remediaci představuje výrazné komplikace.

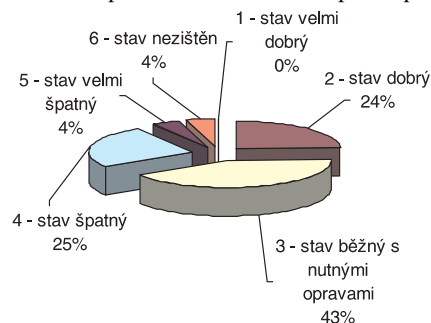
Stavebně technický stav

Předposledním typem je dělení podle aktuálního stavu nemovitosti. Hodnocení bylo řazeno do pěti stupňů plus kategorie s nezjištěným stavem. Do této kategorie byly zařazeny nemovitosti, ke kterým nebylo možné se přiblížit natolik, aby se dal posoudit jejich stav, např. zastíněné objekty nebo s možností přiblížení se pouze na větší vzdálenost. Rozdělení a podrobnější popis je patrný z tab. 4 a obr. 4. Přehled indikuje jednu z vážných překážek při revitalizaci brownfieldů, tj. zhoršený stavebně technický stav objektů – v 72 % případů jsou nutné opravy, z toho ve 40 % rozsáhlejší.

Tab. 4. Rozdělení a zastoupení brownfieldů dle stavebně technického stavu nemovitosti

Kategorie	Stav	Identifikovaných	Zastoupení [%]
1	vynikající, nemovitost nevyžaduje opravy ani údržbu, dobré zajištění proti vniknutí nepovolaných osob, zpravidla nedávno opuštěná	0	0
2	dobry, nemovitost vyžaduje pouze nutnou údržbu, nosné a obvodové konstrukce bez poruch, dobré zajištění proti vniknutí nepovolaných osob, pravděpodobná brzká výměna výplní otvorů, popř. podlah	22	24
3	běžný, nemovitost vyžaduje opravy (např. výměnu okapů, výplní otvorů), nosné a obvodové konstrukce bez viditelných poruch, nezajištěno nebo zajištěno minimálně proti vniknutí nepovolaných osob	38	43
4	špatný, nemovitost vyžaduje rozsáhlejší opravy (např. výměnu některých prvků v konstrukci krovu, chybějící výplně otvorů, zjevné známky poškození vlhkostí v konstrukcích – plísň, výkvěty solí), bez zajištění proti vnikání osob	23	25
5	velmi špatný, nemovitost v kritickém stavu, patrné poškození nebo hroucení nosných či obvodových konstrukcí, bez statického zajištění, nebezpečná okolí	4	4
6	nezjištěn, nemovitosti zastíněná jinými objekty s možností přiblížení se pouze na větší vzdálenost	4	4
celkem	-	91	100

ší. Špatný stavebně technický stav objektu znamená nutnost jeho sanace, tudíž zvýšení počátečních nákladů před započátkem provozu. To společně s velmi malou pravděpodobností



Obr. 4. Rozdělení a zastoupení brownfieldů dle stavebně technického stavu nemovitosti

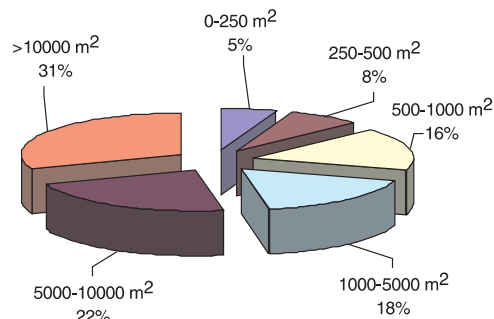
nalezení příslušné stavební dokumentace takřka zaručuje výskyt nepředvídatelných komplikací při opravách objektu. Tento fakt je jednou z hlavních příčin neochoty developerů investovat do brownfieldů.

Velikost pozemků

Poslední kategorizací byla velikost brownfieldu. Součet plochy jednotlivých parcel sice nevypovídá odpovídajícím způsobem o skutečné velikosti brownfieldu (využitelné ploše), která je u vícepodlažních objektů pochopitelně vyšší, ale lze je velmi dobře porovnávat s celkovou plochou území, v němž byla studie prováděna. Pro menší města – sídla a správní území s počtem obyvatel 5 000-30 000, k nimž Dobříš bezesporu patří (město Dobříš: 7 935 obyvatel; ORP Dobříš: 18 841 obyvatel), jsou významné brownfieldy větší než 0,5 ha. Takových je na tomto území celkem 48, tedy 53 % ze všech identifikovaných. Zvláštní skupinu tvoří velmi malé brownfieldy, v tomto případě menší než 500 m². Na zkoumaném území je jich pouze 12, tedy 13 % z celkového počtu. Další dělení a počty jsou patrné z tab. 5 a obr. 5.

Tab. 5. Rozdělení a zastoupení brownfieldů dle velikosti parcel

Plocha [m ²]	Identifikovaných	Zastoupení [%]
0 ÷ 250	5	5
250 ÷ 500	7	8
500 ÷ 1 000	15	16
1 000 ÷ 5 000	16	18
5 000 ÷ 10 000	20	22
> 10 000	28	31
celkem	91	100



Obr. 5. Rozdělení a zastoupení brownfieldů dle velikosti parcel

Bez zajímavosti jistě není, že z celkové rozlohy ORP Dobříš (31 838,96 ha) zaujímají brownfieldy 258,83 ha, tedy 8,13 %. To je vzhledem k blízkosti hlavního města Prahy a její snadné dopravní dostupnosti poměrně vysoký podíl. Je to dáno patrně vyšším podílem opuštěných vojenských a zemědělských areálů s větší rozlohou.

Závěr

Jak ukazují výsledky analýzy, lze nejčastěji se vyskytující brownfield na sledovaném území charakterizovat jako areál větší než 0,5 ha, s objekty v soukromém vlastnictví dvou nebo tří vlastníků v běžném stavebně technickém stavu, vyžadujícím opravy. Tento brownfield je pochopitelně hypotetický, nicméně je charakteristický pro nečastěji se vyskytující jevy v daných kategoriích. Tyto jevy indikují jedny z nejčastějších problémů, s nimiž se lze při revitalizačních setkat. Jsou jimi především vyšší počet vlastníků a s tím související obtížnější jednání z hlediska majetkoprávního, a dále pak zhoršený stavebně technický stav nemovitosti (u brownfieldů označovaný za „běžný“) vyžadující navýšení investic.

Článek vznikl za podpory výzkumného záměru MSM 6840770005.

Literatura

[1] Kramářová, Z.: Identifikační studie brownfields na území ORP Dobříš. Praha, 2007.

Kramářová, Z.: Analysis of Data from Identification Study of Brownfields

The analysis of data collected on the territory of the town of Dobříš was performed from the perspective of the type of the brownfield, property relationships, building and technical condition of the real estate, and the size of the land.

Kramářová, Z.: Analyse von Daten aus einer Identifikationsstudie von Industriebrachen

Auf dem Gebiet der Gemeinde mit erweitertem Wirkungsbereich Dobříš wurde eine Analyse gesammelter Daten vom Gesichtspunkt des Industriebrachentyps, der vermögensrechtlichen Verhältnisse, des bautechnischen Zustands der Immobilien und der Größe der Grundstücke durchgeführt.

• veletrhy

Samoter

28° Salone Internazionale Triennale Macchine
Movimento Terra, da Cantiere e per l'Edilizia

Od 2. do 6. března se v italské Veroně uskuteční již 28. ročník mezinárodního veletrhu pozemního a stavebního strojírenství Samoter zaměřený na širokou oblast stavebnictví, betonářství, stavby silnic a dalších pozemních komunikací. Leitmotivem letošní sezóny je udržitelná výstavba. Mezi klíčová témata patří bezpečnost a dozor nad stavebním procesem, vztah mezi životním prostředím a ekonomikou, standardy a zákony, stavební nástroje a výrobky, etika a design.

Nejzajímavější technická a technologická řešení získají prestižní cenu Samoter International Award. Paralelní soutěží je Samoter Innovation Competition oceňující především inovace ve smyslu energetické úspory, produktivity či ergonomie.

Tisková informace

• dizertace



Generické vlastnosti modelů dopravního proudu

Tomáš Apeltauer

Dizertace je zaměřena na využití simulačních nástrojů při zkoumání nelineárních vlastností dopravního proudu. Konkrétní studované situace zahrnují jednapruhový dopravní proud, modelování náhlé poruchy nebo dopravní proud ve více jízdních pruzích umožňující předjíždění vozidel. V mnoha případech jsou pozorovány generické nelineární jevy, jako jsou bifurkace, hystereze, spontánní narušení symetrie nebo chaotické chování dopravního proudu.

Vývoj bariérových kapalinotěsných a plynotěsných povrchových úprav s využitím odpadních látek

Pavel Dohnálek MSCE

Dizertační práce se zabývá využitím průmyslových odpadů jako surovin ve formulaci bariérových nátěrů a stěrek na bázi sekundární krystalizace cementu. Práce dává pozitivní odpověď na možnost úspěšného použití odpadních surovin.

Geodatabáze a její využití pro geodynamické zhodnocení a interpretaci pohybových tendencí v oblasti střední Evropy

Jitka Hotovcová

Práce se zabývá sjednocením rozsáhlého souboru geodetických, geofyzikálních a geologických dat za účelem sledování horizontálních pohybových tendencí na území střední Evropy. Jde o analýzu družicových dat získaných geodetickými aparaturami GPS, zpracovaných pro oblast střední Evropy v rámci centrální evropské sítě (CEGRN).

Metody zvýšení čistícího účinku vegetačních kořenových čistíren s horizontálním podpovrchovým prouděním

Ludmila Vodičková

Dizertace zkoumá zvýšení čistícího účinku amoniakálního znečištění u vegetačních kořenových čistíren a na hledání způsobů, jak zajistit v jejich filtračních polích vhodné podmínky pro průběh nitrifikace.

Posouzení vlivů některých elektronických zařízení na lidský organismus

MUDr. Milan Markovič

Dizertační práce se zabývá měřením elektromagnetického záření vyzařovaného mobilními telefony, bezdrátovými telefony a anténami stožárů mobilních telefonů a zkoumáním vlivu na lidské zdraví. Práce vyvrací obavy veřejnosti z možného poškození zdraví elektromagnetickým zářením při používání mobilních či bezdrátových telefonů či pobytu v blízkosti anténních stožárů.

Biologická dostupnost a ekotoxikologické nebezpečí těžkých kovů v tocích ovlivněných ČOV

doc. RNDr. Dana KOMÍNKOVÁ, Ph.D.
Ing. Dáša ŠTARMANOVÁ
Mgr. Jana NÁBĚLKOVÁ, Ph.D.
ČVUT – Fakulta stavební, Praha

Vliv různých typů čistíren odpadních vod (ČOV) na obsah těžkých kovů ve vodních ekosystémech byl sledován na třech drobných tocích. Obecně lze konstatovat, že sledované ČOV obsah těžkých kovů ve vodě a v sedimentu negativně neovlivňují. Závažným jevem byl nárůst biologické dostupnosti těžkých kovů a jejich vyšší koncentrace v biomase vodních živočichů pod čistírnami odpadních vod.

Úvod

Těžké kovy se vyskytují v životním prostředí přirozeně, jejich hlavním zdrojem jsou však různé typy antropogenní činnosti. Závažný toxikologický účinek je důvodem, proč patří mezi prioritní polutanty. V současné době se hlavním zdrojem znečištění stává splach ze zpevněných ploch urbanizovaných oblastí zatížených různými typy dopravy, lokálními topeništi, drobnými průmyslovými provozovnami atd.

Chování těžkých kovů ve vodním prostředí není ještě zcela prozkoumáno. Náhlé změny fyzikálně chemických podmínek v tocích, způsobené zaústěním objektů městského odvodnění do recipientu, se výrazně podílejí na změně jejich chování. Na jedné straně mohou přispět ke zvýšení toxikologického rizika v důsledku zvýšené remobilizace kovů ze sedimentu zpět do vodního roztoku, na straně druhé tvorbou nerozpustných komplexů s některými látkami přítomnými v odpadních vodách se může toxikologické riziko snížit.

Těžké kovy se ve vodním ekosystému vyskytují zejména vázané na částice sedimentu a v biomase vodních organizmů, v rozpuštěné formě se vyskytují jen po přechodně krátkou dobu. Mají velkou afinitu k organické hmotě a rychle přecházejí z vodního roztoku do sedimentu [9], [13]. Z těchto důvodů je nezbytné sledovat jejich obsah ve všech složkách vodního prostředí, tzn. vodě, sedimentu a vodních organizmech.

U řady kovů byla sledována schopnost bioakumulace a hromadění v potravních řetězcích [6]-[8], [10], [14], [17]-[19]. V urbanizovaných povodích, kde je řada vodních ploch sloužících k chovu ryb zásobena vodou z recipientů ovlivněných objekty městského odvodnění, mohou představovat dlouhodobé hygienické riziko pro lidskou populaci.

Obsah těžkých kovů ve vodních ekosystémech byl sledován na třech drobných tocích ovlivněných různými typy čistíren odpadních vod. První dvě čistí hlavně splaškové vody z domácností a odpadní vody z drobných průmyslových provozoven. Jejich kapacita je 9 670, resp. 4950 EO. Třetí je zatížena speciálními odpadními vodami s vysokým podílem srážkové vody. Riziko spojené s výskytem těžkých kovů v jednotlivých složkách ekosystému bylo vyhodnoceno s využitím několika typů indexů (koeficient nebezpečnosti, distribuční koeficient, bioakumulační faktor).

Odběrová místa

Vliv různých typů ČOV (v textu označených A, B, C) byl sledován na tocích, které jsou si velikostí a vodností blízké. Lokality byly vybrány tak, aby bylo možné postihnout vliv na obsah těžkých kovů, tzn. nad a pod ČOV.

- ČOV A (D1 nad, D2 pod) je mechanicko-biologická s projektovanou kapacitou 4 950 EO a denním přítokem 1 080 m³ d⁻¹. V současné době počet obyvatel připojených na kanalizaci odpovídá 2 300 EO a přítékající množství odpadních vod je přibližně poloviční, než je projektováno. Čistí splaškové odpadní vody z domácností.
- ČOV B (S1 nad, S2 pod) čistí splaškové vody z domácností a drobných provozoven. Má kapacitu 9 670 EO s průměrným denním přítokem 1 595 m³ d⁻¹.
- ČOV C (P2 nad, P3 pod) čistí nejen splaškové odpadní vody, ale i technologické vody, průmyslové odpadní vody a srážkové vody. Složka splaškových odpadních vod je relativně kvalitativně i kvantitativně stabilní. Kvalita srážkových vod vykazuje značné sezónní rozdíly, zatímco v letním období je možné málo kontaminované srážkové vody po mechanickém čištění odlehčovat do recipientu, v zimním období je nutné veškeré srážkové vody zachytit a čistit na biologickém stupni.

Metodika

Ve vybraných lokalitách byl obsah těžkých kovů sledován ve vodě, sedimentu a vodních organizmech, zejména v bentosu a nárostech. Vzorky vody byly odebírány do polyetylenových lahví, konzervovány HNO₃ a uchovány v chladničce pro pozdější analýzu. Sediment byl odebrán plastovou lopatkou, po převozu do laboratoře zmrazen a následně vysušen lyofilizací. Suché vzorky byly mikrovlnně rozloženy za přítomnosti HNO₃ a H₂O₂ [20].

Bentické organizmy se odebíraly do vzorkovačů s umělým substrátem umístěných v toku po dobu jednoho měsíce [12]. Po převozu do laboratoře byly organizmy roztříděny do čeledí a spočítány. Vzorky bentických organizmů a nárostů byly zmrazeny a následně vysušeny lyofilizací. Vodní organizmy byly rozloženy HNO₃ a H₂O₂ v mikrovlnné peci [2], [12].

Obsah těžkých kovů (Cd, Cu, Cr, Ni, Pb, Al, Zn, Mn a Fe) byl analyzován atomovou absorpční spektrometrií (FAAS a GFAAS).

Prvním krokem při hodnocení rizika polutantů je určení, která fáze, kapalná (voda) nebo pevná (sediment, popř. suspendovaná látka), je pro vazbu škodliviny rozhodující. Distribuční koeficient *K_d*, vyjadřující míru sorce polutantu na pevný materiál, je dán poměrem koncentrace polutantu vázaného na pevné prostředí (půdu či sediment) k jeho koncentraci v okolním vodním prostředí v rovnovážném stavu [21].

Nebezpečnost se hodnotí koeficientem nebezpečnosti *HQ* (Hazard Quotient), který porovnává aktuální koncentraci v prostředí se zvoleným toxikologickým kritériem, tzv.

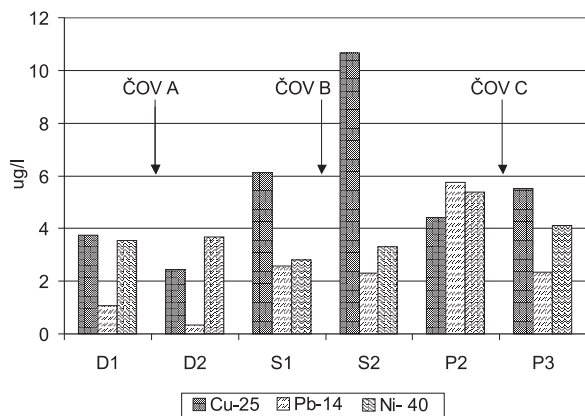
benchmarkerem, což je hraniční hodnota ukazatele v daném prostředí, jež způsobuje statisticky významný účinek na systém. Mezi nejčastěji používané benchmarkery patří hodnoty *TEC* (Threshold Effect Concentration, koncentrace prahového účinku) a *PEC* (Probable Effect Concentration; koncentrace pravděpodobného účinku), stanovené US EPA [11]. Ekologická nebezpečnost je signalizována ve všech případech, kdy je $HQ > 1$ pro jeden polutant [1].

Podobným faktorem koeficientu nebezpečnosti, avšak pro hodnocení více kovů současně, je *CCU* (Cumulative Criterion Unit) [4]. Clements [4] jej použil k rozdělení lokalit do čtyř kategorií dle koncentrace těžkých kovů v prostředí (pozadí, nízký, střední a vysoký obsah) a k předpovědi změn ve složení bentického společenstva. Hodnocení je provedeno na základě koncentrací, které vyvolávají chronický účinek u bentických organismů.

Velký význam má také analýza stopových prvků (včetně těžkých kovů) v biomase makrozoobentosu, zvláště v lokalitách s obtížně detekovatelným obsahem kovů. Bentické organismy jsou důležitým článkem při hodnocení ekologického rizika ve vodním toku. Nejjednodušší metodou odhadu zatížení bioty je použití biota akumulčního faktoru *BAF*, což je podíl koncentrace škodliviny v organismu k její koncentraci v abiotickém prostředí [18]. Nejčastěji se používá biota sediment akumulční faktor *BSAF*.

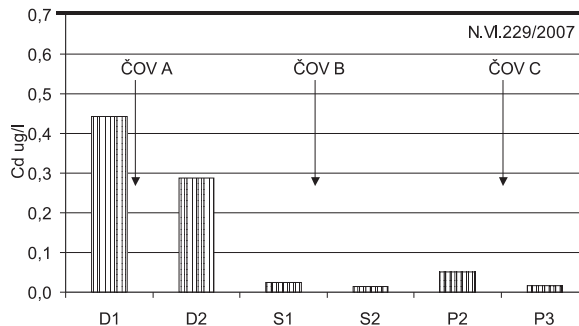
Výsledky a diskuze

Koncentrace těžkých kovů ve vodě byly při odběrech na sledovaných lokalitách pod hodnotami *EQS* (nař. vl. 229/2007 Sb.) a vyhověly požadavkům kvality. Nízké koncentrace ve vodě je možné vysvětlit vysokou afinitou k sedimentům a rychlým navázáním do pevné fáze [9], [13]. Z dlouhodobého hlediska nejsou pro vodní organismy rizikové, a to ani v profilech pod ČOV. U B a C bylo zjištěno, že přispívají k zatížení recipientů zvýšením koncentrace mědi (*obr. 1*). Opačná situace byla zaznamenána pro kadmium a olovo, které ve vodě pod ČOV dosahují nižších koncentrací (*obr. 1, obr. 2*).

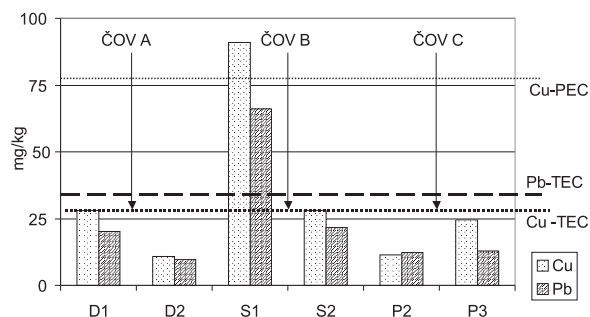


Obr. 1. Obsah těžkých kovů ve vodě hodnoty EQS za jednotlivými prvky dle nař. vl. 229/2007 Sb.

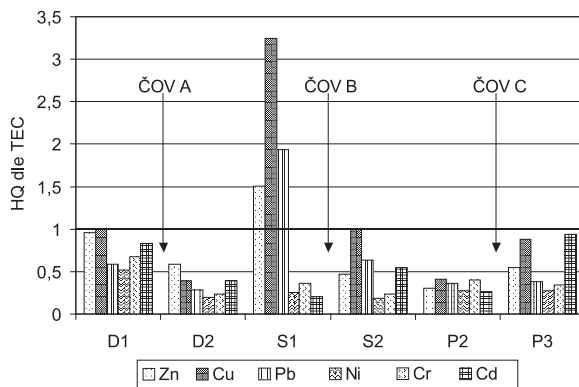
Zatímco kontaminace kovů ve vodě vyhověly požadavkům kvality, je situace se sedimenty poněkud odlišná, zejména v lokalitě S1 nad ČOV B. Na lokalitě S1 dochází k překročení benchmarkeru *TEC* pro zinek, olovo a měď, která překračuje i *PEC* [11]. V ostatních lokalitách *TEC* nebyl překročen (*obr. 3*), sediment nepředstavuje z dlouhodobého hlediska pro vodní biotu toxikologické nebezpečí.



Obr. 2. Obsah kadmia ve vodě



Obr. 3. Obsah mědi a olova v sedimentech --- hodnoty benchmarkerů TEC a PEC (hodnota PEC pro olovo je 396 mg kg⁻¹)



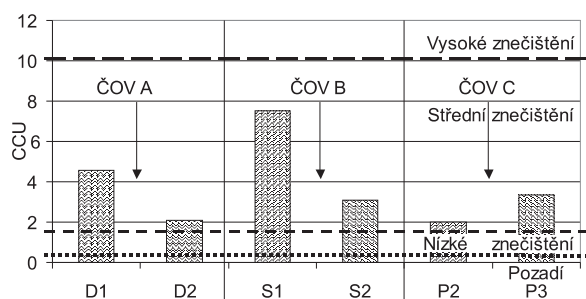
Obr. 4. Koeficient nebezpečnosti pro vybrané kovy — hodnota, jejíž překročení indikuje zvýšené riziko ohrožení vodního ekosystému

Vyhodnocení obsahu těžkých kovů dle koeficientu rizika *HQ*, vypočítaného na základě přísnějšího *TEC*, je patrné z *obr. 4*. Ukazuje, jak se jednotlivé ČOV podílejí na zvýšení ekotoxikologického ohrožení vodního ekosystému těžkými kovy. Je zjevné, že pouze v lokalitě S1 je u tří kovů překročena hodnota 1, což indikuje zvýšené ohrožení vodního ekosystému.

Ze získaných dat je patrné, že ČOV A a B přispívají ke snížení znečištění Zn, Cu, Pb, Ni, Cr, ČOV A i kadmium. U C se specifickým znečištěním je možné sledovat nárůst koeficientu nebezpečnosti pro Zn, Cu a Cd. V případě kadmia dochází ke zvýšení až na 3,5násobek hodnoty nad ČOV. Pod C je však nižší koncentrace chromu v porovnání s profilem nad ČOV.

Hodnocení nebezpečnosti těžkých kovů na základě několika dalších indexů však ukazuje, že přestože většina jich nepřesahuje standardy environmentální kvality nebo benchmarkery, mohou představovat z dlouhodobého hlediska určité nebezpečí, zejména na lokalitách pod ČOV.

Hodnocení dle *CCU* [4], který je zde počítán na základě *TEC*, je shrnuto v *obr. 5*. Tento benchmarker byl zvolen proto, že udává hodnoty bez negativního účinku na společenstvo na rozdíl od *PEC*, udávajícího koncentrace, které mohou negativní účinek u organismů vyvolat. *Obrázek 5* indikuje, že sledované lokality jsou zařazeny do kategorie středního znečištění, kdy již může docházet ke zvýšené úmrtnosti citlivých druhů a změně skladby bentického společenstva. Z obrázku je také zřejmé, že zatímco A a B přispívají ke snížení ohrožení vodního ekosystému těžkými kovy, ČOV C zvyšuje existující ohrožení vodní bioty a může přispívat k poklesu druhové diverzity a zvýšené úmrtnosti citlivých druhů. Z grafu je zřejmé, že zdroje znečištění těžkými kovy se na všech sledovaných tocích nacházejí již v horní části povodí. Lze předpokládat, že těmito zdroji jsou buď černá zaústění odpadních vod z drobných provozoven, nebo jde o povrchový splach z místních, často značně frekventovaných komunikací.



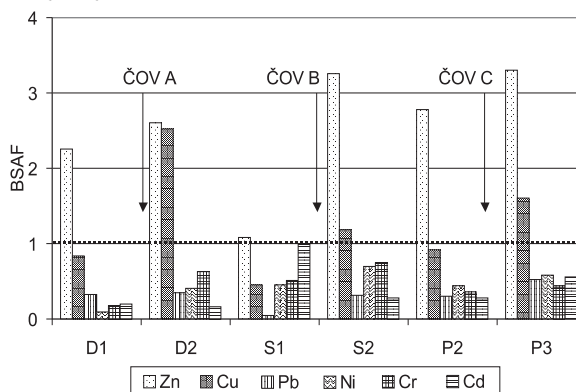
Obr. 5. Hodnoty *CCU* (Cumulative Criterion Unit) vyjádřené na základě benchmarkeru *TEC*

Distribuční koeficient udávající, která fáze je pro výskyt kovu ve vodním prostředí podstatná, ukazuje na většinu lokalit, že se kovy často vyskytují rozpuštěné nebo vázané na suspendované látky a mohou představovat nebezpečí pro vodní organismy. Rozdělení kovů mezi kapalnou a pevnou frakci je závislé na řadě faktorů, např. na hydrodynamických, geochemických a biologických procesech, environmentálních podmínkách (redox potenciálu, pH, salinitě, teplotě atd.), které v jednotlivých přírodních systémech ovlivňují jejich chování a výskyt [7], [8], [15], [16]. Logaritmické hodnoty distribučního koeficientu, běžně používané pro hodnocení distribuce mezi pevnou a kapalnou fází, udává *tab. 1*. Pokud je logaritmická hodnota okolo 3, kov se vyskytuje zejména v rozpuštěné formě, přesahuje-li 5, preferuje vazbu do sedimentu, hodnota 4 pak indikuje vazbu na suspendované látky, kterých bývá ve vodním sloupci většinou jen malé množství, a kovy jsou proto transportovány hlavně v rozpuštěné formě [21]. Kovy, vyskytující se v rozpuštěné formě nebo vázané na suspendované látky, představují značné ekotoxikologické riziko pro vodní organismy a jsou biologicky dostupnější než kovy vázané v sedimentu.

Tab. 1. Logaritmické hodnoty distribučního koeficientu

	Zn	Cu	Pb	Ni	Cd
D1	3,8	3,9	4,3	3,8	3,0
D2	4,3	3,6	4,4	3,3	2,9
S1	3,9	4,2	4,4	3,6	3,7
S2	3,3	3,4	4,0	3,3	4,3
P2	3,4	3,4	3,3	3,3	3,5
P3	3,6	3,7	3,7	3,4	4,5

O možném toxikologickém nebezpečí svědčí u některých kovů (zejména u Zn, Mn, Cu) i hodnota biota sediment akumulčního faktoru *BSAF*, přesahující hodnotu 1, což znamená, že se kovy v biomase akumulují do koncentrací vyšších, než jaké jsou v sedimentu [5], [18].



Obr. 6. Průměrné hodnoty *BSAF* (Biota Sediment Akumulční Faktor)

Při porovnání těchto hodnot nad ČOV a pod ní (*obr. 6*) je zřejmé, že pod všemi sledovanými ČOV dochází ke zvýšení biologické dostupnosti těžkých kovů i přesto, že není zvýšeno zatížení prostředí těžkými kovy.

Závěr

Na sledovaných tocích bylo zjištěno, že obsah toxických kovů ve vodě splňuje požadavky nařízení vlády č. 229/2007 Sb. Kvalita sedimentu vyhověla zvoleným kritériím *TEC* a *PEC* na všech lokalitách s výjimkou S1, která se nachází nad ČOV B. Zde byly překročeny hodnoty pro Zn, Cu a Pb, zdroj znečištění je nutné hledat mimo ČOV. U většiny kovů byl zjištěn pozitivní vliv odtoků z ČOV, které způsobovaly snížení koncentrací nejen ve vodě, ale i v sedimentu. Negativně se prokázal pouze vliv C, která čistí speciální odpadní vody a způsobuje zvýšení koncentrací zinku, mědi a kadmia (tyto hodnoty jsou však nižší než zvolené standardy environmentální kvality) v sedimentu.

Přestože se neprokázal výrazný negativní vliv ČOV na obsah většiny sledovaných těžkých kovů ve složkách prostředí (voda a sediment), jejich obsah v biomase vodních organismů ukazuje, že ČOV mění biologickou dostupnost těžkých kovů, které se hromadí ve větší míře ve vodní biotě. Hodnocení pomocí faktoru *CCU* ukázalo, že i když většina koncentrací vyhovuje environmentálním standardům kvality, může v důsledku synergického účinku přítomných kovů dojít ke zvýšení úmrtnosti citlivých druhů a ke snížení druhové pestrosti vodní bioty.

Toxikologické nebezpečí nemůže být vyhodnoceno pouze na základě porovnání získaných hodnot se standardy environmentální kvality, je třeba využít i metody, které zohledňují i synergický efekt nebo možnosti bioakumulace. Při identifikaci emisních limitů bude proto nutné přihlížet nejen k faktorům prostředí, ale i typu antropogenního zdroje a vlivům, které mohou chování těžkých kovů a obecně prioritních polutantů zásadním způsobem ovlivnit. Individuální přístup k identifikaci emisních limitů se jeví jako nezbytný předpoklad k dosažení dobrého chemického a ekologického stavu vodních toků.

Článek vznikl za podpory projektů č. 203/08/P387 GA ČR a č. MSM6840770002 MŠMT.

Literatura

- [1] Barnhouse, L. W. et al.: Methodology for Risk Environmental Risk Analysis. ORNL/TM/8167. Oak Ridge, TN: Oak Ridge National Laboratory, 1982.
- [2] Barwick, M.: Assessment of Copper, Cadmium, Zinc, Arsenic, Lead and Selenium Biomagnification within a Temperate Eastern Australian Seagrass Food Web. [Ph.D. Thesis], University of Canberra, 1999.
- [3] Bryan, G. W. – Langstone, W. J.: Bioavailability, Accumulation and Effects of Heavy Metals in Sediment with Special References to United Kingdom Estuaries: A Review. Environmental Pollution, 76, 1992, pp. 89-131.
- [4] Clements, W. H. – Carlisle, D. M. – Lazorchak, J. M. – Johnon, P. H.: Heavy Metals Structure Benthic Communities in Colorado Mountain Streams. Ecological Applications 10 (2), 2000, pp. 626-638.
- [5] Davis, A. – Ruby, M. V. – Bergstrom, P. D.: Factors Controlling Lead Bioavailability in the Butte Mining District. Environmental Geochemistry and Health, Vol. 3/4, 1994, pp. 147-157.
- [6] di Toro, D. M. – Mahony, J. D. – Hansen, D. J.: Toxicity of Cadmium in Sediment: The Role of Acid Volatile Sulfide. Environmental Toxicology and Chemistry, 9, 1990, pp. 1487-1502.
- [7] Eggleton, J. – Thomas, K. V.: A Review of Factors Affecting the Release and Bioavailability of Contaminants during Sediment Disturbance Events. Environmental International, Vol. 30, 2004, pp. 973-980.
- [8] Forstner, U.: Contaminated Sediments: Lectures on Environmental Aspects of Particle-Associated Chemicals in Aquatic Systems. Berlin, Springer Verlag 1989.
- [9] Handová, Z. – Koniček, Z. – Liška, M. – Maršálek, J. – Matěna, J. – Sedá, J.: CSO Impacts on Receiving Waters: Heavy Metals in Sediments and Macrozoobenthos. Proceedings of 7th International Conference on Urban Storm Drainage, Hannover, Germany, 9-13. Sept.'96, pp. 485-490. US EPA 3051: Standard Method. Microwave Assisted Acid Digestion of Sediments, Sludges, Soils, and Oils. Washington DC, 1996.
- [10] John, D. A. – Leventhal, J. S.: Bioavailability of Metals. In: Preliminary Compilation of Descriptive Geoenvironmental Mineral Deposit Model. Edited by A. du Bray. U. S. Geology Survey Open File Report, 1995, pp. 95-831.
- [11] Jones, D. S. et al.: Toxicological Benchmarks for Screening Contaminants of Potential Concern for Effects on Sediment-Associated Biotas: 1997 Revision, ES/ER/TM-95/R4. Oak Ridge National Laboratory, 1997.
- [12] Komínková, D.: Vliv městského odvodnění na bioakumulaci těžkých kovů. [Habilitační práce], ČVUT Praha, 2006, 112 s.
- [13] Komínková, D. – Nábělková, J.: The Risk Assessment of Heavy Metals in the Ecosystem of Urban Creeks. In: Water Science & Technology. Vol. 53, No. 10, 2006, pp. 65-73. /ISSN 0273-1223/
- [14] Luoma, S. N.: Bioavailability of Trace Metals to Aquatic Organism – A Review. The Science of the Total Environment. Vol. 28, 1983, pp. 1-22.
- [15] Nábělková, J.: Mobilita těžkých kovů v prostředí drobných urbanizovaných toků. [Dizertace], ČVUT Praha, 2005.
- [16] Page, S. D. et al.: US EPA 402-R-99-004A: Understanding Variation in Partition Coefficient, K_d, Values. Volume I – K_d Model, Measurement Methods, and Application of Chemical Reaction Codes. Office of Air and Radiation, Washington DC, 1999.
- [17] Pollert, J. – Kominkova, D. – Handova, Z.: Impact of Floods on Technical and Ecological Stability of Small Urban Creeks. [Report], CTU Prague, 2005.
- [18] Rand, G. M.: Fundamentals of Aquatic Toxicology. Effects, Environmental Fate and Risk Assessment. Second Edition. North Palm Beach, Taylors & Francis 1995.
- [19] Tessier, A. – Campbell, P. G. C.: Partitioning of Trace Metals in Sediments: Relationship with Bioavailability. Hydrobiologia, Vol. 149, 1987, pp. 43-52.
- [20] US EPA 3051: Standard Method. Microwave Assisted Acid Digestion of Sediments, Sludges, Soils, and Oils, Washington DC, 1994.
- [21] Veselý, J.: Chemické složení labecké vody a sedimentů u statní hranice v Hřensku. Labe, řeka současnosti a budoucnosti. Děčín, 1994, s. 97-103.

Komínková, D. et al.: Biological Availability and Ecotoxicological Hazard of Heavy Metals in Rivers Affected by Wastewater Treatment Plants

An impact of different wastewater treatment plants (WWTPs) on heavy metals concentration in the aquatic ecosystem was studied on three creeks. Generally, it can be stated that the monitored WWTPs do not negatively impact the content of heavy metals in water and sediment. The most serious impact is related to increasing biological availability of heavy metals and higher concentration in aquatic organisms below WWTPs.

Komínková, D. u. a.: Biologische Verfügbarkeit und ökotoxikologische Gefahr von Schwermetallen in von einer Kläranlage beeinflussten Wasserläufen

Der Einfluss verschiedener Typen von Kläranlagen auf den Gehalt an Schwermetallen in Wasser-Ökosystemen wurde an drei kleinen Wasserläufen untersucht. Allgemein kann festgestellt werden, dass die untersuchten Kläranlagen den Gehalt von Schwermetallen im Wasser und im Sediment nicht negativ beeinflussen. Eine schwerwiegende Erscheinung an allen untersuchten Wasserläufen war der Anstieg der biologischen Verfügbarkeit von Schwermetallen und deren höhere Konzentration in der Biomasse der Wasserlebewesen unterhalb der Kläranlagen.

● veletrhy

Main Point Karlin

V těsném sousedství luxusního hotelu Hilton vzniká originální administrativní budova, která v sobě spojí výraznou architekturu a vysoce efektivní a komfortní vnitřní prostory. Architektonické řešení objektu spojuje harmonie měkkých křivek v jinak přímočaré a důsledné architektuře. Oblé tvary objektu umožňují nový přístup k využití prostoru a plynulá křivka fasády dovoluje umístění plnohodnotných pracovních míst po celém obvodu. Práci v budově zpříjemní terasa s pěstěnou zelení na střeše budovy s výhledem na historické centrum Prahy. Další výhodou jsou otevíratelná okna ve všech částech budovy i systém ventilace a chlazení. Atrium ve středu budovy přivádí do vnitřních prostor přirozené denní světlo.



Bude zde uplatněno chlazení a větrání pomocí indukčních jednotek, s využitím vltavské vody z proplachovacího kanálu pod budovou. Výjimečná bude též fasáda, které dominují francouzská okna na celou výšku podlaží, mezi okny jsou osazeny trojrozměrné pilíře ze sklobetonu.

Tisková informace

Zaměření obtížně dostupné jeřábové dráhy metodou volné sítě se dvěma stanovisky

doc. Ing. Martin ŠTRONER, Ph.D.

Ing. Rudolf URBAN

Ing. Pavel TŘASÁK

ČVUT – Fakulta stavební, Praha

Článek se zabývá zaměřením obtížně dostupné visuté jeřábové dráhy metodou volné sítě se dvěma stanovisky, která je na základě rozboru přesnosti provedeného v programu Planner3D a ověření na pěti jeřábových drahách využitelná s minimalizací pohybu figuranta při signalizaci měřeného bodu, veškeré určované hodnoty se vypočítají ze souřadnic určených vyrovnáním volné sítě metodou nejmenších čtverců.

Úvod

Určování směrových a výškových poměrů jeřábových drah je specifická geodetická činnost, která se řídí závaznou normou [1]. Hlavním účelem měření je rektifikace jeřábové dráhy tak, aby odpovídala přísným kritériím normy. Rektifikace se provádí v pravidelných intervalech, aby se předešlo nežádoucímu opotřebení a následnému vyřazení jeřábu z provozu. Hlavním objektem zaměření je kolejnice, u které je určována (v předepsaných bodech) poloha vztahovaná ke geometrickému středu kolejnice a výška k vrcholu kolejnice (obr. 1). Dále je určována poloha nárazky, ve speciálních případech i poloha jeřábu. Body na kolejnici vhodné pro zaměření jsou dány normou a liší se podle sestavení dráhy. Zaměření se provádí při odstávce jeřábu do krajní polohy, aby nebylo ovlivněno jeho zatížením.



Obr. 1. Jeřábová dráha – pohled shora

Zaměřování výškových a směrových poměrů je geodetická činnost prováděná již poměrně dlouhou dobu, postupy měření jsou již zavedené a dostačující. V některých případech však nevyhovují, zejména není-li možný přístup ke kolejnicím (obr. 2). Postup popsáný v tomto článku byl vyvinut a zkušeno pro minimalizaci doby pohybu po kolejnicích vzhledem k tomu, že měřené dráhy byly dostupné pouze s horolezeckou odborností a vybavením. Vývoj a ověřování metody byl vyvolán potřebou zaměřit a vyhodnotit pět jeřábových drah v délce 20-80 m a výšce 5,5-9,5 m bez možnosti přístupu k měřeným bodům.



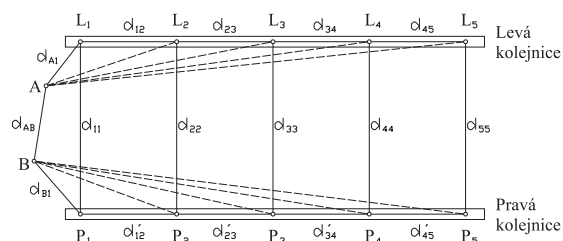
Obr. 2. Jeřábová dráha

Metody zaměření

Pro určení směrových a výškových poměrů jeřábových drah se v současné době používá několik metod, které se liší přesností, využitelností a rychlostí měření a zpracování.

Semipolární metoda

Nejstarší metodou k určování směrových parametrů jeřábových drah je metoda využívající úhlové měření v kombinaci s délkovým měřením podle speciálního postupu. Nejde o klasickou polární metodu, jíž jsou určovány vzdálenosti od středu přístroje na podrobné body, ale o metodu, při níž jsou veškeré délky dopočítány z délkového měření přímo na kolejnici, přičemž je měřena pouze jediná délka ke kolejnici (obr. 3).



Obr. 3. Semipolární metoda

Výpočet souřadnic a výšek podrobných bodů je určen prvním trojúhelníkem, v němž jsou měřené dvě délky a vrcholový úhel. Třetí délka se vypočte kosinovou větou a pokračuje se analogicky až na konec kolejnice. Rozchody kolejnic je vhodné kontrolně změřit pásmem a porovnat s výsledky výpočtu. Polohová souřadná soustava se volí tak, aby kladná osa Y směřovala z bodu A do bodu B. Výška podrobných bodů je potom vypočtena dle principu trigonometrické metody. Převýšení bodů A a B se realizuje měřením na nivelační lať pod vodorovnou záměrou.

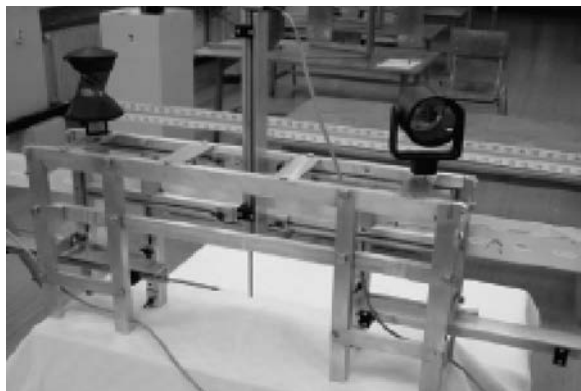
Polární metoda

V praxi se nejčastěji používá polární metoda. Z hlediska rychlosti měření je velmi jednoduchá a nevyžaduje zvláštní postupy ani pomůcky. Principem je prostorová polární metoda určení podrobných bodů na kolejnicích, která předpokládá dobrou viditelnost z jednoho stanoviska. Většina totálních stanic je vybavena dálkoměrem s přesností několika milimetrů, přesto je pro dodržení přesnosti udávané normou [1] nutné stanovisko stabilizovat tak, aby se do rozchodů kolejnic promítala chyba z délky co nejméně. Pokud je stanovisko stabilizované mezi kolejnicemi tak, aby s proměřovanými rozchody tvořilo přibližně rovnoramenný trojúhelník, potom se do měření promítá ve větší míře chyba v určitém směru, která je řádově menší než chyba délky.

Podrobné body na kolejnicích se většinou rozměřují pásmem a signalizují pomocí důlčků se středícími nůžkami. Odrazný hranol se přikládá přímo do důlčku. Pokud není nutné body rozměřovat, je výhodné využít změřených signalizačních prvků na odrazném hranolu nebo úhelníku, který je přikládán ke straně a k hlavě koleje zároveň, výsledný střed je pak početně upraven o polovinu šířky kolejnice.

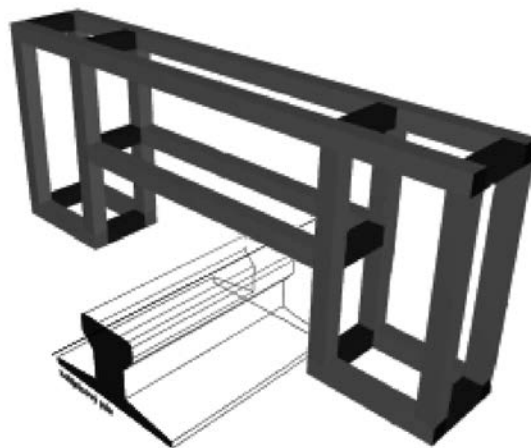
Automatické měřicí systémy

Jde o několik měřicích systémů ve funkčním celku. V systému uvedeném v [3] jde o spojení technologie robotizované totální stanice s technologií elektronických měřicích systémů. Základem je velmi přesně vyrobený rám z pevných slitin, na kterém jsou umístěny všesměrné odrazné hranoly, snímače naklonění a indukční snímače k měření krátkých délek. Systém je celý připojen k notebooku, který měřená data registruje. Pro pohyb systému je využíván jeřáb, který tlačí celý rám osazený vodícími kolečky s přítlačným zařízením (obr. 4, obr. 5).



Obr. 4. Automatický měřicí systém

Systém vyhodnocuje polohu kolejnice při dynamickém zatížení vahou jeřábu, což v platných normách není povoleno, ovšem lze ve velmi krátké době zpracovat velké množství dat s průhyby kolejnice při plném zatížení. Podobný systém slouží již několik desítek let k určování parametrů kolejnic v drážním průmyslu.



Obr. 5. Umístění systému nad kolejnicí

Metoda volné sítě se dvěma stanovisky

Téměř veškeré zde uvedené metody zaměření jeřábových drah jsou velmi dobře aplikovatelné na dráhy snadno přístupné, pro které je v okolí možné vybudovat stabilní stanovisko. Problém nastává při měření drah ve velké výšce s minimálním přístupem ke kolejnici, kdy je možné body pro měření signalizovat pouze s horolezeckou odborností a vybavením.

Řešení tohoto problému využívá úhlová i délková měření k vyrovnání účelové sítě tvořené dvěma stanovisky a podrobnými body na kolejnici. Proti ostatním umožňuje kontrolovat přesnost zaměření a je srovnatelně časově náročné jako postupy předešlé. Umožňuje rovněž minimalizovat pohyb figuranta při signalizaci měřeného bodu, veškeré určované hodnoty se vypočítají ze souřadnic určených vyrovnáním volné sítě metodou nejmenších čtverců.

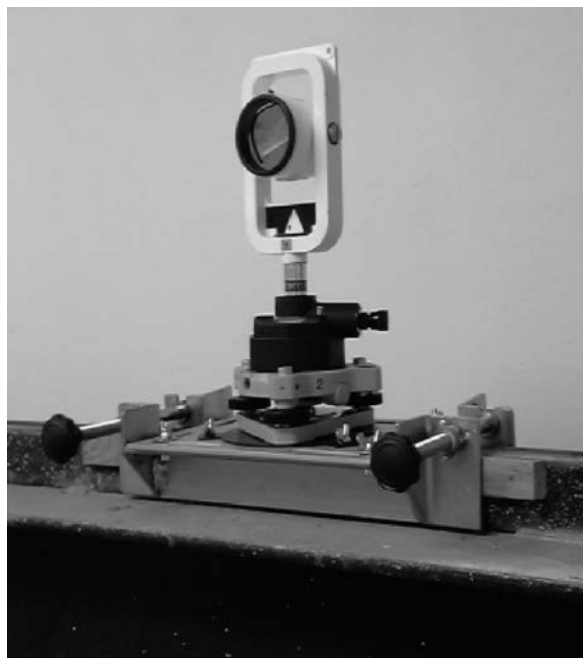
Postup měření

Na konci každé kolejnice je v univerzálním držáku upevněn přístroj tak, aby byla zaručena jejich vzájemná viditel-



Obr. 6. Odrazný hranol s hrotem

nost a bylo možné zaměřit nárazky kolejnic. Podrobné body na kolejnici jsou určeny a stabilizovány středními nůžkami s důlčkem. Odrasný hranol s hrotem (obr. 6) se přikládá do jednotlivých důlků a na něj se měří z obou přístrojů bezprostředně po sobě, aby byla zaručena kompaktnost nejen měření, ale i následného vyrovnání. Měření mezi stanovisky na základny lze provést tak, že po umístění univerzálních držáků (obr. 7) na kolejnice je první přístroj nastaven pro měření a na druhý držák se umístí hranol, ten se posléze zamění za přístroj, proběhne měření a po jeho skončení se první přístroj zamění za odrasný hranol a proběhne měření základny z druhého přístroje.



Obr. 7. Univerzální držák s hranolem

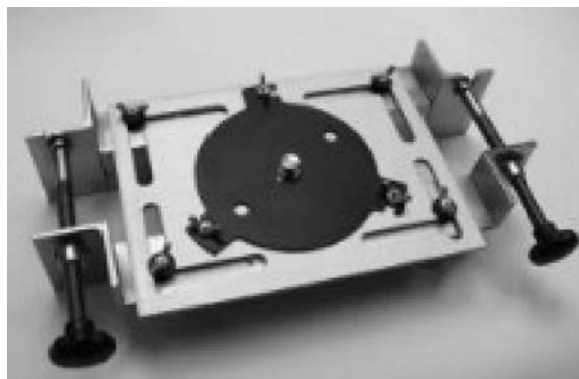
Vzhledem ke špatné dostupnosti se osvědčilo měření ve dvou skupinách, předchází se tím účinně hrubým chybám, čímž se významně snižuje riziko nutnosti přeměrování, a tedy zbytečných nákladů na práce ve výškách.

Přístrojové vybavení a pomůcky

Přístrojové vybavení pro měření jeřábových drah se skládá z klasických prvků. Nejdůležitější součástí jsou středící nůžky s důlčkem (obr. 8) pro nalezení a vyrazení středního bodu na kolejnici. Pro upevnění přístroje na kolejnici slouží univerzální držák (obr. 9).

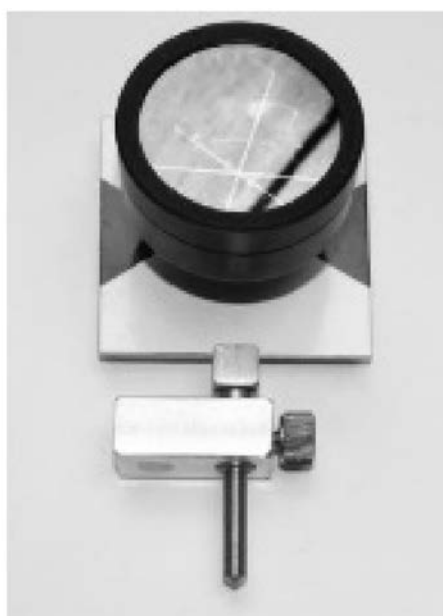


Obr. 8. Středící nůžky s důlčkem



Obr. 9. Univerzální držák

Poslední součástí je odrasný hranol uzpůsobený k měření jeřábových drah. Jde tedy o hranol pro přesná měření opatřený hrotem pro přesné umístění do bodu vyraženého důlčkem. Kromě libely pro horizontaci by měl mít možnost natáčení ve směru svislém a měl by být umístěn tak, aby poloha cílového obrazce byla po urovnání nad hrotem. Hranol na obr. 10, který byl použit pro měření, není náklonný ve svislém směru. Byl konstruován tak, aby jeho délkové měření (při měření vodorovném) bylo vztaženo k ose hrotu (pro většinu současných totálních stanic konstanta hranolu je rovna nule), což není pro tuto úlohu vhodné řešení. Při měření pod zenitovým úhlem lišícím se od 100 gon dochází při cílení k systematickým chybám při měření zenitových úhlů, které se značně zvětšují na krátké vzdálenosti (na vzdálenost 1,50 m a při zenitovém úhlu 105 gon činí chyba přibližně 0,05 gon). Cílový bod hranolu zde leží přibližně 10 mm před osou hrotu (hodnota byla zjištěna s uvážením lomu záměrné přímky na rozhraní atmosféra/hranol, což nelze při případném zavádění opravy opominout). Vzhledem k horizontálnímu pohybu cíle při směřování hranolu je vhodné cílit na hrot nebo na větší vzdálenost na střed tyčky nad hrotem a s utuženou horizontální ustanovkou poté cílit na hranol ve svislém směru, významně se tak zlepší přesnost měření vodorovných směrů.



Obr. 10. Hranol pro měření (součást soupravy)

K samotnému zaměření bylo využito dvou totálních stanic, které měřily ihned po sobě na každý bod kolejnice – Trimble S6 Robotic ($\sigma_\varphi = 0,3$ mgon, $\sigma_D = 1$ mm + 1 ppm D) s možností automatického cílení a Topcon GPT-7501 ($\sigma_\varphi = 0,3$ mgon, $\sigma_D = 2$ mm + 2 ppm D), viz obr. 11 a obr. 12.



Obr. 11. Trimble S6 Robotic



Obr. 12. Topcon GPT – 7501

Rozbor přesnosti před měřením

Pro zajištění přesnosti předepsané v normativních podkladech [1], [2] byl proveden rozbor přesnosti před měřením v programu PreciPlanner 3D. Program pracuje v operačním systému Microsoft Windows XP a vyšším a slouží pro plánování přesnosti měření prostorových místních (volných) sítí. V grafickém prostředí lze pracovat s přibližnými souřadnicemi bodů, definovat nové či mazat existující, určovat

měření a jejich přesnost. Program na výstupu poskytuje kovarianční matici souřadnic a umožňuje výpočet velikosti a přesnosti vodorovných, šikmých a svislých vzdáleností, tato funkce byla použita např. pro hodnocení přesnosti určení rozchodů. Příklad grafického rozhraní při definici měření je na obr. 13. Na základě tohoto rozboru byla prokázána teoretická využitelnost navržené metody z hlediska přesnosti a bylo posléze provedeno měření [6].

Výpočet souřadnic

Po zaměření se běžným způsobem zpracují zápisníky měření (s možností testování odlehlých hodnot mezi měření v první a druhé skupině). Další vyrovnání je možno řešit např. v programu GaMa [4], který umožňuje v jednoduchém

The screenshot shows the 'Mapa měření' (Measurement Map) window in PreciPlanner 3D. On the left, a network diagram displays points 1 through 13 connected by lines, with station identifiers like '1sd1ze1di' and '4002'. On the right, the 'Měření' (Measurements) table lists the following data:

Typ	Stanovisko	Cíl	Přesnost
zu	4001,00	1,00	0,00100
di	4001,00	1,00	0,00100
sd	4001,00	1,00	0,00100
zu	4001,00	2,00	0,00100
di	4001,00	2,00	0,00100
sd	4001,00	2,00	0,00100
zu	4001,00	3,00	0,00100
di	4001,00	3,00	0,00100
sd	4001,00	3,00	0,00100
zu	4001,00	4,00	0,00100
di	4001,00	4,00	0,00100
sd	4001,00	4,00	0,00100
zu	4001,00	14,00	0,00100
di	4001,00	14,00	0,00100
sd	4001,00	14,00	0,00100
zu	4001,00	13,00	0,00100
di	4001,00	13,00	0,00100
sd	4001,00	13,00	0,00100

Below the table are control buttons: 'Přidat směr', 'Přidat SD', 'Přidat zenit', 'Přidat HD', 'Přidat VD', 'Seřadit', 'Přidat Vše', 'Přidat Úhly', 'Odebrat měření', 'Uložit jako', 'Uložit', 'Vše', '+', '<', '^', '>', 'Obnovit', '--', '<', 'v', '>'.

Obr. 13. Definice měření v grafickém rozhraní programu PreciPlanner 3D

souboru xml definovat vstupní soubor pro vyrovnání. Podstatná je zejména možnost zadání různých směrodatných odchylek měření, resp. možnost generování celého vstupního souboru pomocí jednoduchého skriptu v programu Scilab [5]. Pro další hodnocení výsledků a zajištění hodnověrnosti výsledků je vhodné zohlednit přesnost měření dosažitelnou v reálných podmínkách, zejména přesnost cílení v závislosti na vzdálenosti. Směrodatná odchylka umístění cíle a následného zacílení ve vodorovném směru byla určena jako $\sigma_{CH} = 0,1$ mm a ve svislém směru $\sigma_{CS} = 0,5$ mm. Pro každý zenitový úhel a vodorovný směr se směrodatná odchylka, charakterizující jeho přesnost pro vyrovnání, vypočítá ze vztahů

$$\sigma_z = \sqrt{\sigma_{z0}^2 + \left(\frac{\sigma_{CS}}{d} \cdot \rho\right)^2},$$

$$\sigma_\varphi = \sqrt{\sigma_{\varphi0}^2 + \left(\frac{\sigma_{CH}}{d} \cdot \rho\right)^2},$$

kde $\sigma_{\varphi0}$ a σ_{z0} jsou směrodatné odchylky měření přístroje (podle parametrů přesnosti jednotlivého přístroje), d je vzdálenost měření, $\rho = 200$ gon/ π .

Hodnocení vyrovnání

Po vyrovnání je vhodné zhodnotit, zda přesnost odpovídá přesnosti plánované při rozboru před měřením, a to pomocí souladu směrodatných odchylek charakterizujících přesnost měření vkládaných do vah pro vyrovnání a oprav. Jednoduše lze provést testování směrodatné odchylky jednotkové po vyrovnání (aposteriorní) s_0 se směrodatnou odchylkou jednotkovou apriorní použitou pro volbu vah pomocí mezní výběrové směrodatné odchylky [7]. Mezní výběrová směrodatná odchylka

$$s_M = \sigma_0 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{2}{n'}}\right),$$

kde σ_0 je apriorní směrodatná odchylka použitá pro tvorbu vah, n' je počet nadbytečných veličin. Aposteriorní směrodatná odchylka se určí ze vztahu

$$s_0 = \sqrt{\frac{\mathbf{v}^T \cdot \mathbf{P} \cdot \mathbf{v}}{n}},$$

kde \mathbf{v} je vektor oprav po vyrovnání, \mathbf{P} je (zde) diagonální matice vah, váhy p_i pro jednotlivá měření se za znalosti jejich směrodatné odchylky σ_i určí podle vzorce

$$p_i = \frac{\sigma_0^2}{\sigma_i^2},$$

kde σ_0 je volená konstanta.

Při každém použití uvedené metody bylo hodnocení provedeno a potvrdilo soulad předpokládané a dosažené přesnosti.

Závěr

Teoretickým rozбором přesnosti a měřickým experimentem na pěti jeřábových drahách byla prokázána využitelnost metody zaměření obtížně dostupné jeřábové dráhy metodou volné sítě se dvěma stanovisky. Metoda je vhodná v případě

obtížně dostupnosti kolejnic, minimalizuje četnost pohybu po kolejnici a dobu strávenou při signalizaci bodů.

Článek vznikl v rámci výzkumného záměru VZ 01 CEZ MSM VZ 6840770001 „Spolehlivost, optimalizace a trvanlivost stavebních materiálů a konstrukcí“, dílčí část „Geodetické monitorování k zajištění spolehlivosti staveb“.

Literatura

- [1] ČSN 73 5130 Jeřábové dráhy. ČSN, 1994.
- [2] ČSN 73 2611 Úchylky rozměrů a tvarů ocelových konstrukcí. ČSN, 1978.
- [3] Kyrinovič, P.: Automatizované meranie geometrických parametrov žeriavových dráh. [Dizertačná práca], STU Bratislava, 2009.
- [4] Program GNU Gama. <http://www.gnu.org/software/gama/gama.cs.html>. 20.11.2009.
- [5] Scilab. www.scilab.org, 17.8.2009.
- [6] Štroner, M.: Vývoj softwaru pro plánování přesnosti geodetických měření PreciSPlanner 3D. Stavební obzor, 19, 2010, č. 3, s. 92-95. /ISSN 1210-4027/
- [7] Böhm, J. – Radouch, V. – Hampacher, M.: Teorie chyb a vyrovnávací počet, 2. vydání. Praha, Geodetický a kartografický podnik 1990. /ISBN 80-7011-056-2/

Štroner, M. et al.: Surveying of Hardly Accessible Crane Track Using Free Network Method with Two Stations

This paper studies a method applicable in practice based on the analysis of accuracy made in the PPlanner3D program and verification on five crane tracks. It minimizes the movements of the chainman during signalling of the measurement point; all the determined values are computed from the coordinates determined by adjustment of the free network using the least square method.

Štroner, M. u. a.: Vermessung einer schwer zugänglichen Kranbahn mit der Methode des freien Netzes mit zwei Standpunkten

Der Artikel befasst sich mit einer Methode, die aufgrund einer im Programm PPlanner3D durchgeführten Genauigkeitsanalyse und aufgrund von Überprüfungen an fünf Kranbahnen in der Praxis anwendbar ist. Sie minimiert die Bewegung des Messgehilfen bei der Signalisierung des Messpunktes. Sämtliche zu bestimmenden Werte werden aus den durch Ausgleich des freien Netzes bestimmten Koordinaten mit der Methode der kleinsten Quadrate errechnet.

Všechna čísla časopisu

STAVEBNÍ OBZOR

si mohou čtenáři zakoupit

v redakci časopisu

a v Univerzitním knihkupectví

Technická 6, Praha 6.

STAVEBNÍ OBZOR

ROČNÍK 20 ČÍSLO 3/2011

Navigace v dokumentu

OBSAH

Beňo, J. – Pruška, J. – Hilar, M. Betonová ostění podzemních staveb – nové trendy	65
Hružíková, M. – Plášek, O. – Gerber, U. Použití podpražcových podložek v srdcovkách výhybek	69
Keppert, M. – Pavlík, Z. – Vejmelková, E. – Černý, R. – Šyc, M. Rozpojování vláken v kompozitním materiálu pomocí penalizace	74
Štibinger, J. Infiltrační schopnosti agrárních valů	78
Punčochář, P. – Křeček, J. Potenciální evapotranspirace v horském povodí	84
Dohnal, M. – Vogel, T. Výpočet evapotranspirace s využitím znalosti radičních poměrů horského povodí	87
Hromádka, V. – Korytářová, J. – Kindermann, T. Vývoj nákladů při realizaci stavebního díla	92

Betonová ostění podzemních staveb – nové trendy

Ing. Jaroslav BEŇO
doc. Dr. Ing. Jan PRUŠKA
doc. Ing. Matouš HILAR, Ph.D.
ČVUT – Fakulta stavební, Praha

Nejpoužívanějším konstrukčním materiálem pro ostění podzemních staveb je v současnosti beton, a tak se vývoj tohoto materiálu logicky promítá i do vývoje konstrukcí podzemních staveb. Článek popisuje nové trendy podzemního stavitelství – prostý beton pro trvalá ostění, vodonepropustný beton, nové typy izolací a využití vláknobetonu.

Úvod

Podzemní stavitelství zažívá v posledních letech nebyvalý rozvoj způsobený rostoucí poptávkou po kvalitních a kapacitních dopravních cestách (vysokorychlostní železnici a dálnicích), využití urbanizovaného městského území (městských komunikačních tunelů a kolektorů) a v neposlední řadě nutností ochrany přírody (biokoridorů). Promítá se nejen do vývoje nových metod výstavby podzemních staveb, ale též do vývoje stavebních materiálů.

Beton pro ostění podzemních staveb se používá ve třech základních modifikacích, a to jako monolitický, stříkaný nebo prefabrikovaný. V současné době se vedle tradičních postupů, využívajících pro nosné ostění železobeton, objevují i aplikace prostého betonu nebo vláknobetonu a netradiční izolace tunelů.

Izolace tunelů

Beton má v konstrukci mimo nosné funkce často i jiné úkoly, zejména zajištění vodotěsnosti, mrazuvzdornosti, trvanlivosti v agresivním prostředí a odolnosti proti teplotnímu zatížení při požáru. Vodotěsnost betonu se v minulosti požadovala především pro vodní stavby. V posledních letech se rozšířila i na podzemní konstrukce vystavené účinkům podzemní vody. Moderním přístupem k návrhu izolace tunelů je možnost nahrazení tradiční fóliové izolace (využívané při nové rakouské tunelovací metodě) mezi primárním a sekundárním ostěním podzemních staveb stříkanými membránami nebo nahrazení fóliové izolace u hloubených tunelů izolací na bázi bentonitu (bentonitové rohože). Obě tyto netradiční možnosti již byly využity při výstavbě pražského metra. Dalším způsobem je použití vodonepropustného betonu místo klasické fóliové izolace. Jejich výhody i nevýhody se promítají i do mocnosti a vyztužení ostění.

Vodonepropustné ostění podzemních staveb

Použití vodonepropustného betonu místo klasické izolace má své výhody – zrychlení výstavby (odpadá instalace izolace a její ochrany), případné netěsnosti se dají snadno loka-

lizovat a opravit, vodonepropustný beton je výhodný v místech složitých a členitých detailů, kde by byla obtížná aplikace běžné izolace. Na ostění podzemních staveb se využívá v hloubených i ražených tunelech (obr. 1). Klasické hloubené tunely jsou budované jako monolitické betonové rámové konstrukce v otevřené stavební jámě a po dokončení jsou zasypané. Tímto způsobem se realizuje převážná část příportálových úseků ražených tunelů a mělce uložených podzemních staveb. V posledních letech se začal v ČR na těchto podzemních konstrukcích prosazovat vodonepropustný beton (např. Votický tunel) [1].



Obr. 1. Ostění z vodonepropustného betonu na kolektoru pod Vltavou [2]

Za vodonepropustný se označuje beton, jehož průsak při zkoušce tlakovou vodou nepřekročí 50 mm [7]. Tato vlastnost rozhodující měrou závisí na velikosti „otevřených“ pórů a jejich objemovém podílu v betonové konstrukci. Otevřené póry jsou v zásadě identické s kapilárními póry, které v zatvrdnutém betonu zaujímají objem po vypařené vodě. Beton je považován za nepropustný, jestliže součinitel působení vody je menší než 10^{-12}ms^{-1} . Takový beton je nejen vodonepropustný, ale také trvanlivý, dobře odolává slabě a středně agresivnímu prostředí [8].

Ve vodonepropustném ostěním je třeba v okolí spár a trhlin zabezpečit stejnou vodotěsnost jako v jeho ostatních částech. Umístění a způsob provedení spár musí být součástí projektu, stejně jako tvar a šířka přípustných trhlin. Pracovní a dilatační spáry se těsní expandujícími profily (bentonitovými nebo polymerovými) vkládanými do ostění. V případě nepříznivého sklonu tunelu, nebo pokud ražba tunelu vyvolává nežádoucí snížení hladiny podzemní vody, se volí hydroizolační systém utěšňující ostění po celém obvodu. Konstrukce je pak namáhána kombinací horninového a hydrostatického tlaku. Pokud je izolace tunelu zajištěna vodonepropustným

betonem, vyžaduje návrh posouzení nebezpečí vzniku trhlin nejen na agresivitu prostředí, ale i na hloubku průsaku vody. Ostění namáhaná hydrostatickým tlakem bývají vyztužena, přičemž v případě použití vodonepropustného betonu se množství výztuže ještě zvyšuje. U deštníkového systému hydroizolace nedochází k zatížení ostění hydrostatickým tlakem, protože voda volně odtéká podél ostění do drenáží. Potřeba vyztužení se tak podstatně snižuje, běžně stačí ostění z prostého betonu.

Stříkané membránové izolace

Izolace podzemních konstrukcí proti vodě nástřikem hydroizolační polymerové membrány na bázi cementu, kopolymeru vinylacetátu nebo vinylsteru se vyvíjela v průběhu posledních deseti let. Hlavní myšlenkou této metody je integrování hydroizolace do trvalého ostění ze stříkaného betonu. Tímto způsobem se vytvoří relativně tenká vodotěsná vrstva, která je kompatibilní s trvalým ostěním složeným ze stříkaného betonu a horninových svorníků. V řadě situací, v nichž tradiční systémy hydroizolací čelí specifickým problémům nebo omezením, může být tato metoda cenově výhodnou alternativou k tradičním metodám izolování staveb proti vodě.

Stříkané hydroizolace se zpravidla nanášejí na vnitřní líc primárního ostění ze stříkaného betonu. Podstatou je vytvoření hydroizolační membrány nástřikem izolační směsi a vody pod tlakem na podklad tak, aby se vytvořila celistvá vrstva. Technologie stříkání „suchou cestou“ spočívá v pneumatické dopravě suché směsi od stroje na stříkání ke konci dopravní hadice zakončené stříkáací tryskou. Přidáním záměsové vody dojde ke zvlhčení izolační směsi a spuštění chemické reakce. Vlivem vysoké rychlosti při dopadu se nastříkaná vrstva dokonale zhutní a spojí s ostěním. Čerstvá hydroizolační membrána nesmí být vystavena nárazům, otřesům nebo mechanickému poškození. Je nutné zabránit jejímu předčasnému vysychání, vyplavování tekoucí vodou a vysokému vnitřnímu rozdílu teplot. Dokončenou hydroizolační membránu je třeba chránit vrstvou betonu.

Stříkané hydroizolační membrány nacházejí uplatnění zejména v částech tunelů se složitou geometrií. Vzhledem k vysoké přilnavosti mohou být aplikovány přímo na ocelové spojovací prvky (např. hlavy svorníků) či na fóliovou izolaci v místech jejich přechodů. Jako příklad může sloužit hydroizolační membrána Masterseal, která byla zkušebně použita na části tunelového komplexu Blanka.

Ostění tunelů

Ostění z prostého betonu

Při návrhu a provádění definitivního ostění konvenčně ražených tunelů je nutno zohlednit specifika tunelovací metody, způsob provádění i geotechnické podmínky. Zpravidla je využíváno vyztužené ostění, nicméně v některých případech lze využít ostění z prostého betonu.

Konvenční tunelovací metody používané pro ražbu dopravních tunelů v ČR využívají systém dvouplášťového ostění. Primární ostění ze stříkaného betonu zajišťuje spolu s nosným horninovým prstencem v okolí výrubu jeho stabilitu do doby definitivního provedení. To pak zajišťuje stabilitu po celou dobu životnosti konstrukce, ve většině případů je požadována nepropustnost ostění. Kromě horninového prostředí, ve kterém je tunel ražen, je při dimenzování ostění důležitý konstrukční systém (tvar a velikost výrubu, statické schéma konstrukce a volba hydroizolačního systému). Vodonepropustnost může být zajištěna izolací nebo použitím vodonepropustného betonu.

Zatímco u primárního ostění je možná úprava mocnosti změnou plochy výrubu, u sekundárního nelze mocnost jednoduše měnit, proto se pouze upravuje množství výztuže. Účinky působícího zatížení je často schopen přenést pouze nevyztužený betonový průřez. Jedním z důvodů omezeného používání ostění z prostého betonu je současný stav českých norem a předpisů, což vede k problémům při stanovení únosnosti ostění i při problematice vzniku, počtu a přípustné šířce trhlin. Dalším problémem je stanovení požární odolnosti nevyztuženého ostění. Nevyztužené ostění bylo využito například při výstavbě tunelů Nového spojení v Praze (obr. 2), kde



Obr. 2. Nevyztužené sekundární ostění tunelů Nového spojení

pouze část v místě nouzových výklenků byla vyztužena [3]. Ostatní části ostění byly bez výztuže. Nevyztužené ostění bylo také využito u tunelu Libouchec, kde vyztužené bloky sekundárního ostění byly navrženy pouze v příportálových úsecích a v místech tunelových propojek [4]. Návrh ostění z prostého betonu byl reakcí na dobré chování masivu při ražbě primárního ostění. Bloky se skříněmi SOS a požárními hydranty byly vyztuženy pouze lokálně v prostoru výklenků a jejich bezprostředním okolí, ostatní úseky tunelu nebyly vyztuženy. Na stavbě tunelu Libouchec byla provedena požární zkouška, která ukázala, že ostění z prostého betonu požárnímu zatížení dobře odolává. Zkouška byla provedena na vzorku 2 x 2 m tloušťky 400 mm z betonové směsi používané na stavbě. I bez použití výztuže nebo polypropylenových vláken nedošlo při teplotním zatěžování k odprýskávání betonu nebo jinému poškození vzorku.

Jednoplášťová ostění

K dalším z trendů ve vývoji podzemních staveb patří jednoplášťová ostění (většinou ze stříkaného betonu). Stříkaný beton přestává být vnímán jako beton nižší kvality a menší trvanlivosti. Při použití moderních technologií, materiálu a kontroly provádění stříkaného betonu lze dosáhnout stejné kvality jako u betonu monolitického. Při konvenční ražbě novou rakouskou tunelovací metodou se stříkaný beton tradičně používá pro primární ostění, pro sekundární se používá lity beton do bednění. Při statickém návrhu sekundárního ostění se nepočítá s funkcí primárního ostění. Předpokládá se, že primární ostění degraduje a veškeré zatížení přebere sekundární ostění. Toto je však značně konzervativní přístup. Nejnovější studie ukazují, že primární ostění po dobu životnosti úplně nedegraduje. Tuto skutečnost lze využít při návrhu sekundárního nebo jednoplášťového ostění, obě možnosti vedou k úsporám.

Při použití jednoplášťového ostění odpadá aplikace sekundárního ostění, což vede k významné úspoře času a ceny díla (obr. 3). Zaručení a prokázání dlouhodobé únosnosti a trvan-

livosti jednoplášňového ostění je však obtížné a nemá oporu v českých normách a předpisech.



Obr. 3. Jednoplášňové ostění tunelu Siglufjörður na Islandu [5]

Ostění z vláknobetonu

Vláknobeton je souhrnný název pro širokou a různorodou skupinu kompozitních materiálů na bázi betonu s náhodně rozptýlenými vlákny v matrici, která zvyšují jeho strukturální integritu. Vlákna či mikrovlákna (obr. 4) jsou v betonu rovnoměrně rozptýlena a náhodně orientována, jejich úkolem je zlepšení únosnosti v tlaku, odolnosti proti agresivitě prostředí, požární odolnosti atd.



Obr. 4. Typy vláken užívaných do vláknobetonu

Vláknobeton se dostal do povědomí české technické veřejnosti až počátkem devadesátých let minulého století, kdy se vstupem zahraničních firem na náš trh se začaly v širokém měřítku realizovat betonové podlahy průmyslových hal bez klasické výztuže, ale s příměsí drátků. Beton vyztužený ocelovými vlákny, ve světě označený jako SFRC (Steel Fibre Reinforced Concrete), se u nás vžil pod názvem drátkobeton. V současnosti se uvažuje o použití stříkaného vláknobetonu při konvenčním tunelování a o segmentovém prefabrikovaném ostění z vláknobetonu při mechanizované ražbě. Další možností je přidání polymerových vláken do trvalého ostění tunelů pro zvýšení požární odolnosti konstrukce.

– **Ostění ze stříkaného vláknobetonu** (do stříkaného betonu se dávkuje ocelová nebo polymerová vlákna) se uplatňuje nejen jako primární a sekundární, ale i jako jednoplášňové. Podstatné pro stále vzrůstající oblibu jsou jeho přednosti – odpadá instalace výztuže, zaniká problém kvality nástřiku ostění v oblastech stíněných výztuží, nižší spotřeba oceli.

– **Monolitický vláknobeton** nachází uplatnění u definitivních ostění (např. sekundární ostění při ražbě novou rakovskou tunelovací metodou), kde odpadá složitá příprava ocelové výztuže, což přináší úsporu času a nákladů. V případě definitivních ostění tunelů je důležitá požární odolnost, přičemž zvýšení se dosáhne přidáním polypropylenových vláken do matrice betonu. Odolnost vláknobetonu proti požáru spočívá v tom, že při teplotách nad 100 °C dochází k vypařování polypropylenových mikrovláken z betonu, což znamená vytvoření jemných pórů v betonové konstrukci. Protože beton se v důsledku silného žáru může do pórů rozpínat, je zmenšena možnost destrukce a odprysků. Přidání polypropylenových vláken do definitivního ostění již bylo v ČR využito (např. tunel Klimkovice a tunelový komplex Blanka).

– **Segmentové ostění z vláknobetonu** se začíná prosazovat při mechanizovaných ražbách plnoprofilovými tunelovacími stroji. Výrub má kruhový tvar a je ražen plným profilem. Začalo se používat pro daný způsob ražby v padesátých letech minulého století, kdy nahradilo ocelové a ocelolitinové tubinky. Bylo využíváno při výstavbě pražského metra, které díky výrobním tolerancím nebylo vodotěsné, tudíž byla nutná dodatečná injektáž styčných spár. Současná segmentová ostění z vláknobetonu mají výrobní přesnost $\pm 0,5$ mm, vodotěsnosti spojů je dosaženo vložením pásového těsnění s dostatečně dlouhou životností. Právě ve složitých detailech styků segmentů se dá nejvíce využít předností vláknobetonu, kdy je každé místo rovnoměrně vyztuženo rozptýlenou výztuží. Tak dochází k menšímu poškození hran a rohů během výstavby, a tím i lepší vodotěsnosti ostění bez potřeby oprav. Segmentové ostění z vláknobetonu (obr. 5) urychlují výrobní proces (odpadá instalace výztuže), a díky homogenitě umožňuje dosažení vyšších počátečních pevností.



Obr. 5. Prefabrikované segmentové ostění tunelů CTRL s polypropylenovými vlákny [6]

Závěr

Podzemní stavitelství v ČR zaznamenalo v posledních letech velký rozvoj. Na řadě podzemních staveb byly úspěšně využity nové technologie, zásadním mezníkem bude nepochybně nasazení moderních plnoprofilových tunelovacích strojů na prodloužení trasy A pražského metra.

Beton byl, je a bude při realizaci podzemních staveb dominantním materiálem. Jeho vývoj umožňuje realizovat stavby levněji, rychleji, kvalitněji či bezpečněji. Projektanti, ale i zhotovitelé a investoři, by se měli snažit hledat optimální technické řešení pro daný projekt, bez ohledu na zažité postupy.

Článek vznikl za podpory projektu č. 104/10/2023 GA ČR „Vývoj a ověření vlastností prefabrikovaných vláknobetonových prvků splňujících současné požadavky pro ostění dopravních tunelů“.

Literatura

- [1] Gramblička, M. – Mára, J. – Mařík, L.: Nové železniční tunely na traťovém úseku Votice – Benešov. *Tunel*, 17, 2008, č. 1, s. 41-47.
- [2] Barták, J. a kol.: Podzemní stavitelství v České republice. Praha, SATRA 2007.
- [3] Marek, M. – Pukl, R. – Gramblička, M. – Sedláček, M.: Nevyužitelné betonové klenby železničních tunelů Nového spojení. *Beton TKS*, 9, 2009, č. 5, s. 46-50.
- [4] Mařík, L.: Tunel Libouchec na dálnici D8 – Rekapitulace technického řešení při uvedení do provozu. *Tunel*, 16, 2007, č. 1, s. 15-20.
- [5] Ivor, Š. – Pavlovský, V. – Piršče, I. – Stehlík, E.: Silniční tunely na Islandu doraženy. *Tunel*, 18, 2009, č. 3, s. 50-55.
- [6] Šourek, P. – Hilar, M.: Beton v podzemním stavitelství – Současný stav a vývoj. Kolokvium Světový beton 2002-2006. Praha, ČBS, 2007.
- [7] EN 12390 Zkoušení ztvrdlého betonu - Část 1: Tvar, rozměry a jiné požadavky na zkušební tělesa a formy. ČNI, 2001.
- [8] ČSN EN 206-1 Beton - Část 1: Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda. ČNI, 2001.

Beňo, J. – Pruška, J. – Hilar, M.: Concrete Lining od Underground Structures – New Trends

Concrete is currently the most widely used construction material for underground structures lining. Therefore, the development of this material is logically reflected in the development of underground structures. This paper describes new trends in underground construction, such as plain concrete for permanent lining, permeable concrete, new types of insulation and employment of fibre concrete.

Beňo, J. – Pruška, J. – Hilar, M.: Betonwandungen unterirdischer Bauwerke – neue Trends

Das gebräuchlichste Konstruktionsmaterial für Wandungen unterirdischer Bauwerke ist zurzeit Beton, weshalb sich die Entwicklung dieses Materials logisch auch in der Entwicklung der Konstruktion unterirdischer Bauwerke widerspiegelt. Der Artikel beschreibt neue Trends des Tiefbaus wie unbewehrten Beton für dauerhafte Wandungen, wasserdichten Beton, neue Typen von Abdichtungen und die Anwendung von Faserbeton.

● ocenění

Contractworld.award 2011

Architekti z pražského atelieru Vyšehrad získali jednu ze čtyř prvních cen na mezinárodní architektonické přehlídce inovačních řešení interiérů. Prestižní soutěže se zúčastnily ateliéry z 34 zemí světa. Zdeněk Rychtařík a Jiří Smolík uspěli v kategorii Změna užití objektu / Konverze, která se zaměřuje na úpravy staveb, přestavby a rekonstrukce budov pro nové účely prostřednictvím nových progresivních návrhů řešení.



Vítězi mezi dalšími osmdesáti účastníky se stali díky řešení atria D, které v roce 2009 dokončili na Fakultě stavební ČVUT v Praze. Původně nevyužívaný hospodářský dvůr přetransformovali na multifunkční učební prostor, který nazvali „továrnou na nápady“. Koncepti rekonstrukce ocenila také odborná porota ve svém hodnocení: „Místo, které nebylo dříve využíváno, se nyní stalo centrem univerzity a podpořilo kreativitu studentů.“



Contractworld.award je jednou z nejvýznamnějších evropských cen pro architekty a jeho vítězové si celkem rozdělí šedesát tisíc eur. Letos se konal již po jedenácté.

Tisková informace



Stavební veletrhy Brno

12. – 16. dubna 2011

www.bvv.cz

Použití podpražcových podložek v srdcovkách výhybek

Ing. Miroslava HRUŽÍKOVÁ
doc. Ing. Otto PLÁŠEK, Ph.D.

VUT – Fakulta stavební, Brno

Dr.-Ing. Ulf GERBER

TU – Dopravní fakulta „Friedrich List“, Drážďany

Vývoj výhybek a výhybkových konstrukcí je aktuálním problémem nejen na železničních tratích České republiky. Výhybky jsou namáhány zvýšenými dynamickými účinky, které vyplývají z jejich konstrukce. V článku je popsána možnost snížení namáhání srdcovek ve výhybkách použitím pražců s pružnou ložnou plochou.

Úvod

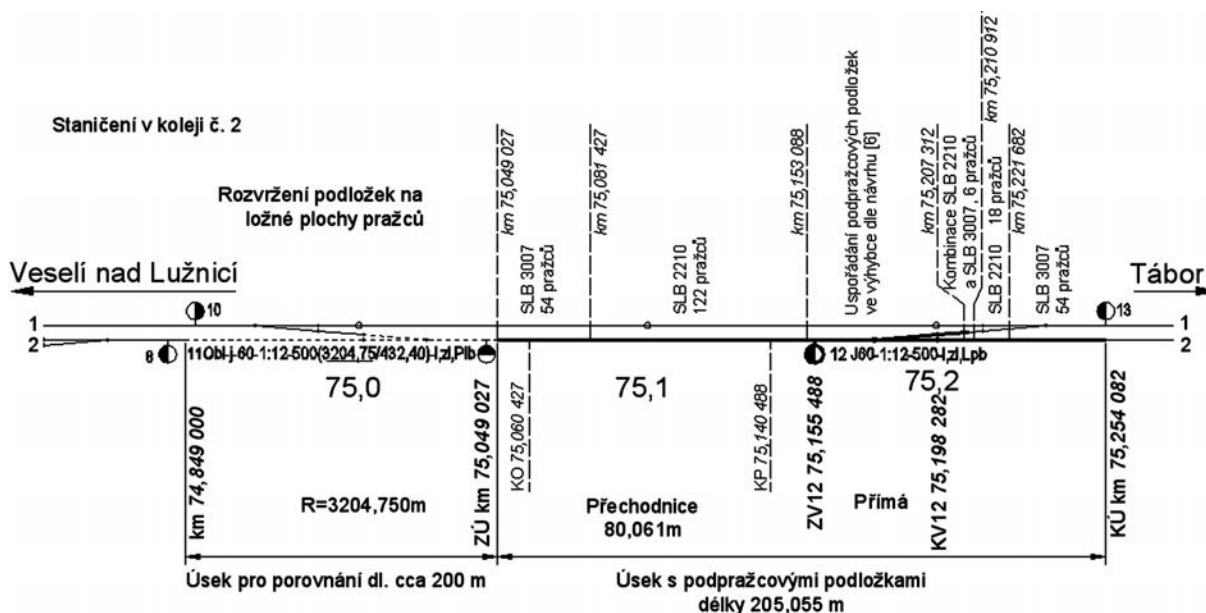
Problematika namáhání výhybek a výhybkových konstrukcí je stále řešenou otázkou. Se zvyšující se rychlostí vzrůstá dynamická složka působícího zatížení. Dynamické účinky nepříznivě působí na součásti železničního svršku, což se mimo jiné projevuje rychlejším rozpadem geometrických parametrů koleje. Na kolejovou jízdní dráhu jsou tak kladeny stále náročnější požadavky.

Výhybky a výhybkové konstrukce jsou charakteristické proměnlivou svislou tuhostí jízdní dráhy, která je sama o sobě zdrojem dynamických přírůstků. Dochází tak ke zvýšenému namáhání konstrukčních částí výhybek, k větším nárokům na údržbu a v neposlední řadě ke snížení komfortu jízdy. Jednou z možností, jak ovlivnit tuhost jízdní dráhy, je použití pražců s pružnou ložnou plochou, resp. s podpražcovými podložkami USP (Under Sleeper Pads) [1], [2].

V současné době je v síti Správy železniční dopravní cesty vybudován zkušební úsek s výhybkou s podpražcovými podložkami na trati Veselí nad Lužnicí – Tábor v železniční stanici Planá nad Lužnicí. Úsek zahrnuje výhybku č. 12 J60-1:12-500-I s podpražcovými podložkami, přechodové úseky pro pozvolný přechod mezi kolejí s podpražcovými podložkami a kolejí s běžnými pražci a výhybku č. 11 Obl-j-60-1:12-500(3204,75/432,40)-I bez podpražcových podložek jako srovnávací úsek (obr. 1). Od roku 2008, kdy byl zkušební úsek uveden do běžného provozu, je průběžně sledován a vyhodnocován rozvoj geometrických parametrů koleje. Traťová rychlost v úseku Planá nad Lužnicí – Tábor je 160 kmh⁻¹.

Ve výhybce bylo navrženo rozložení podpražcových podložek po celé její délce [3]. Byla zvolena základní tuhost USP a ve vybraných místech (žlabové pražce, srdcovka, přechod dlouhých výhybkových pražců na krátké pražce) byla tuhost vhodně upravena. Návrh uspořádání podpražcových podložek byl řešen pomocí výpočetního modelu metodou konečných prvků.

Z výsledků tříletého sledování rozvoje geometrických parametrů koleje ve výhybce a ze zkušeností ze zkušebního úseku vyplynulo, že nejen z hlediska ekonomického nemusí být použití pražců s pružnou ložnou plochou po celé délce výhybky optimálním řešením. Byla proto zahájena analýza variantního řešení, a to možnost použití pružné ložné plochy pražce pouze v oblastech výhybky se zvýšeným namáháním vyplývajícím ze změny tuhosti jízdní dráhy, zejména srdcovky. Tato varianta vyžaduje menší finanční náklady a jed-



Obr. 1. Zkušební úsek s podpražcovými podložkami (žst. Planá nad Lužnicí)
— s podložkami, - - - bez podložek

nodušší řešení. Přitom vliv pružné ložné plochy na homogenizaci svislé tuhosti jízdní dráhy nebude proti první variantě významně potlačeno.

Zavedením dodatečného pružného prvku do konstrukce jízdní dráhy se podíl síly připadající na pražec pod zatížením sníží, kolová síla se roznáší na delším úseku koleje, a tím se sníží namáhání konstrukce kolejové jízdní dráhy. Přídavnou pružnost je možné soustředit do oblastí upevnění kolejnic na pražci (pružná podložka pod patou kolejnice, podložka pod podkladnicí, upevnění kolejnic) nebo pod ložnou plochu pražce.

Návrh uspořádání USP byl proveden pomocí výpočetního modelu s uvažováním dynamického namáhání. Velikost dynamických sil na srdcovce byla vypočtena dvěma způsoby – první je analytický, druhý kombinuje analytické řešení s matematickým modelem. Velikost dynamických sil byla zjišťována pro kolejnicový pás procházející srdcovkou. Výpočty byly provedeny pouze pro oblast srdcovky, v níž dochází k vertikálnímu poklesu přechodem kola z křídlových kolejnic na srdcovkový klín. Ve všech výpočtech bylo uvažováno s výhybkou J60-1:12–500-I na betonových pražcích. Pro oba způsoby řešení bylo zvoleno uspořádání:

- pražce bez pružné ložné plochy;
- pražce s pružnou ložnou plochou s modulem ložnosti $0,100 \text{ Nmm}^{-3}$;
- pražce s pružnou ložnou plochou s modulem ložnosti $0,250 \text{ Nmm}^{-3}$;
- pražce s pružnou ložnou plochou s modulem ložnosti $0,300 \text{ Nmm}^{-3}$;
- jeden pražec s pružnou ložnou plochou pod hrotem srdcovky (modul ložnosti $0,100 \text{ Nmm}^{-3}$, $0,250 \text{ Nmm}^{-3}$ a $0,300 \text{ Nmm}^{-3}$);
- tři pražce s pružnou ložnou plochou pod hrotem srdcovky (modul ložnosti $0,100 \text{ Nmm}^{-3}$, $0,250 \text{ Nmm}^{-3}$ a $0,300 \text{ Nmm}^{-3}$);
- pět pražců s pružnou ložnou plochou pod hrotem srdcovky (modul ložnosti $0,100 \text{ Nmm}^{-3}$, $0,250 \text{ Nmm}^{-3}$ a $0,300 \text{ Nmm}^{-3}$).



Obr. 2. Výhybka č. 12 s podpražcovými podložkami

Analytický postup

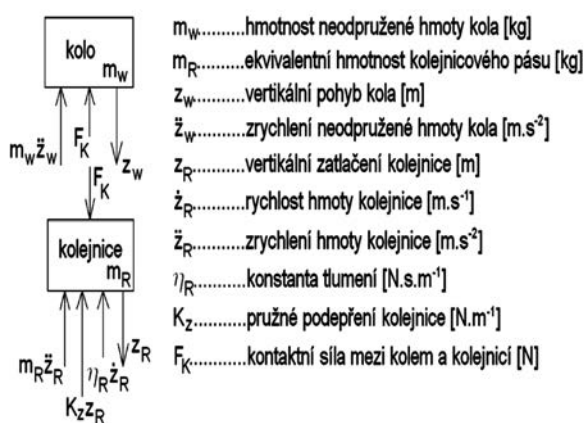
Pro potřeby výpočetního modelu byla soustava kolo/kolejnice zjednodušena dle obr. 3. Rovnice silové rovnováhy ve svislém směru má pro tuto soustavu po úpravě tvar

$$\ddot{z}_R + \frac{\eta_R}{m_W + m_R} \dot{z}_R + \frac{K_Z}{m_W + m_R} z_R = -\frac{m_W}{m_W + m_R} \ddot{z}_A \quad (1)$$

(význam veličin je popsán u schématu na obr. 3). Parametr z_A [m] představuje svislý pokles kola vůči kolejnici, který se vypočte jako rozdíl vertikálního poklesu kolejnice z_R a verti-

kálního poklesu kola z_W . Řešením rovnice (1) je průběh vertikálního zatlačení kolejnice z_R po délce výhybky ve směru zvoleného kolejnicového pásu, v našem případě ve směru přímého kolejnicového pásu procházejícího srdcovkou.

Na zvolené délce 7 m lze sledovat vliv poklesu jízdní dráhy kola i změnu svislé tuhosti prostřednictvím vložení pružné ložné plochy až na pět pražců pod srdcovkou (viz přehled uspořádání pružné ložné plochy ve výhybce). Do tohoto úseku jsou zahrnuty i dostatečně dlouhé přilehlé části koleje, ve kterých se již vliv trajektorie a změna tuhosti jízdní dráhy neprojeví. Vstupními neměnnými parametry jsou hmotnost neodpružené hmoty kola $m_W = 2\,000 \text{ kg}$, součinitel tlumení $\eta_R = 300\,000 \text{ Nsm}^{-1}$ a rychlost $V = 160 \text{ kmh}^{-1}$. Jako proměnné parametry byly uvažovány ve výpočtu vertikální pohyb kola vůči kolejnici z_A , ekvivalentní hmotnost kolejnicového pásu m_R a statická tuhost podepření kolejnice K_Z .



Obr. 3. Výpočetní schéma pro řešení namáhání srdcovky

Pro výpočet namáhání srdcovky je významný svislý pokles kola vůči kolejnici z_A . Poklesová křivka kola byla převzata z práce [4], v níž je délka dráhy kola, na které se pokles uskuteční, uvažována 3 m, přitom maximální pokles uprostřed této dráhy činí 3 mm. Tvar křivky je určen konkávními částmi dvou zrcadlově symetrických kvadratických parabol.

V místě vznikajícího rázu se předpokládá spolupůsobení hmoty kolejového roštu. Ekvivalentní hmotnost kolejového roštu m_R vstupující do výpočtu je po délce výhybky proměnná, protože se mění vzájemná poloha kolejnic a jejich případné spolupůsobení. Míra spolupůsobení sousedních kolejnicových pásů byla volena na základě jejich vzájemné vzdálenosti. Ve výpočtech byla uvažována relativní hodnotou $n_R(x)$ z intervalu 1 (kolejnicové pásy nespůsobí – v místě, kde jsou všechny čtyři kolejnicové pásy ve stejné vzdálenosti) až 4 (spolupůsobí všechny kolejnicové pásy – oblast konce křídlových kolejnic). Přístup k řešení velikosti ekvivalentní hmoty kolejnicového pásu v běžné koleji, tj. mimo výhybkové konstrukce, je několik, např. [5]. Pro toto řešení byla zvolena hodnota 150 kg, upravená dle počtu spolupůsobících pásů. Výsledný vztah pro výpočet ekvivalentní hmoty kolejnicového pásu má tedy tvar

$$m_R = 150 \cdot n_R(x), \quad (2)$$

kde $n_R(x)$ je počet spolupůsobících kolejnicových pásů.

Hodnota K_Z [N.m^{-1}] v rovnici (1) vyjadřuje svislou tuhost pro bodové podepření kolejnice. Lze ji vyjádřit pomocí vztahu

$$\frac{1}{K_Z} = \frac{1}{K_U} + \frac{1}{K_B} + \frac{1}{K_{USP}} + \frac{1}{K_r}, \quad (3)$$

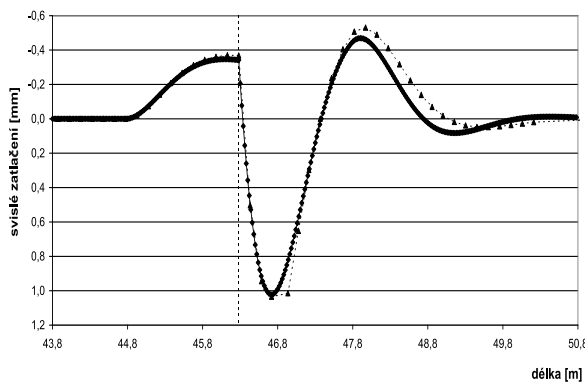
kde K_U je tuhost podloží pro bodové podepření [Nm⁻¹];
 K – tuhost kolejového lože pro bodové podepření [Nm⁻¹];
 K_{USP} – modul ložnosti podpražcových podložek přepočítaný pro bodové podepření [Nm⁻¹] (pro pražce bez podpražcových podložek nebylo s touto hodnotou uvažováno);
 K_r – tuhost uložení kolejnice na pražci pro bodové podepření [Nm⁻¹].

Pro pružné podepření pražce byla zvolena hodnota modulu ložnosti $C_{BU} = 100$ MPam (tuhé podloží), která zahrnuje tuhost podloží a kolejového lože. Hodnota modulu ložnosti C_{BU} byla přepočítána na tuhost K_{BU} pro bodové podepření, která vstupuje do výpočtu tuhosti K_Z ,

$$C_{BU} \Rightarrow K_{BU} = \frac{K_B K_U}{K_B + K_U} \rightarrow \frac{1}{K_Z} = \frac{1}{K_{BU}} + \frac{1}{K_{USP}} + \frac{1}{K_r} \quad (4)$$

Pružná ložná plocha pražce byla uvažována s moduly ložnosti 0,100 Nmm⁻³, 0,250 Nmm⁻³ a 0,300 Nmm⁻³. Dynamická tuhost pružné podložky pod patou kolejnice a penefolové podložky pod podkladnicí byla v úhrnu $K_r = 173$ kNmm⁻¹.

Po dosažení všech veličin do rovnice (1) bylo spočítáno vertikální zatlačení z_R kolejnice po délce výhybky, což bylo vstupem pro další výpočty. Příklad grafického výstupu je na obr. 4.



Obr. 4. Zatlačení kolejnice po délce srdcovkové části výhybky bez pružné ložné plochy pražců vyplývající z vertikálního poklesu železničního dvojkolí při průjezdu srdcovkou
 — analytické řešení, - - - kombinované řešení

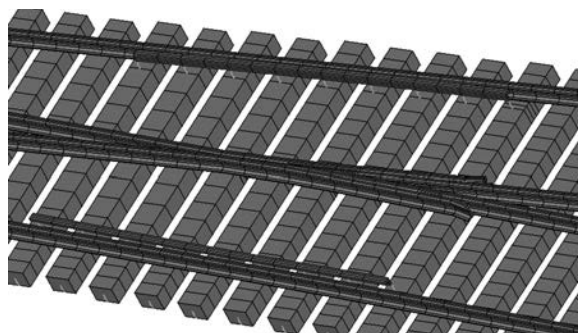
Kombinace matematického modelu s analytickým řešením

Namáhání srdcovky bylo řešeno také metodou konečných prvků v programu Ansys. Sestaven byl prostorový prutový model výhybky (obr. 5, obr. 6) zatížený dvojicí statických



Obr. 5. Prutový trojrozměrný model výhybky pro výpočet v programu Ansys

sil. Použity byly prutové prvky BEAM 4 (pražce) a BEAM 44 (kolejnice), kterým byl přiřazen odpovídající průřez. BEAM 4 je jednoosý prvek, který je definován dvěma uzly,



Obr. 6. Detail modelu výhybky v programu Ansys se zobrazením průřezů; srdcovka výhybky

příčměž v každém uzlu má šest stupňů volnosti – posunutí ve směrech souřadných os x , y a z a pootočení kolem těchto os. Prvku je možné přiřadit definovaný průřez. BEAM 44 je rovněž jednoosý prvek se šesti stupni volnosti v každém uzlu. Tento prvek však umožňuje v každém uzlu použít různý průřez prutu. Upevnění kolejnic na pražci bylo řešeno soustavou pružin pomocí prvku typu COMBIN 14. Tento prvek je určen dvěma uzly, každému uzlu je umožněno posunutí nebo pootočení, v každém uzlu je pak možné dosáhnout až tři stupňů volnosti. Prvek je definován konstantou pružnosti a součinitelem tlumení. Přítomnost svěrek byla uvažována formou prvků se svislou tuhostí LINK 8. Prvek je definován dvěma uzly, v každém uzlu má tři stupně volnosti – posunutí v ose x , y a z . Vyznačuje se jednoosou napjatostí (tah, tlak). Prvku je možné předepsat počáteční deformaci, odpovídající příslušné osové síle. Pražcům bylo předepsáno pružné podepření pomocí dvojrozměrného prvku COMBIN 14. Do konstanty pružnosti tohoto prvku byla zahrnuta hodnota modulu ložnosti pražcového podloží, v případě přítomnosti i modul ložnosti podpražcové podložky.

Z důvodu možnosti snazšího přepočtu výsledků pro různé zatížení byly výpočty provedeny pro statickou kolovou sílu 100 kN. Do modelu bylo zahrnuto 10 pražců před hrotem srdcovky a 10 pražců za ním. Nad každým pražcem byla umístěna dvojice kolových sil ve směru přímé větve výhybky. Zjišťovala se velikost zatlačení kolejnice pod působícím zatížením.

Velikost zatlačení kolejnice z_{R0} je závislá na velikosti působící kolové síly Q a celkové tuhosti koleje K_R dle vztahu

$$z_{R0} = \frac{Q}{K_R} \quad (5)$$

Při statickém zatížení je třeba uvažovat se statickou hodnotou tuhosti uložení, při dynamickém zatížení pak s dynamickou hodnotou. Hodnota celkové tuhosti koleje K_R není totožná s hodnotou tuhosti uložení kolejnice K_Z , protože se přenos zatížení realizuje prostřednictvím více pražců. Záleží na tuhosti podloží a kolejového roštu, jaký bude vztah mezi oběma tuhostmi. Podle [6] se zatlačení kolejnice působící kolovou silou z_{R0} vypočítá dle vztahu

$$z_{R0} = \frac{Q}{2k_z L}, \quad (6)$$

kde $k_z = K_Z/a$ [N.m⁻²] je spojitá svislá tuhost kolejové jízdní

dráhy s rozdělením pražců a [m] a $L = \sqrt[4]{\frac{4EI}{k_z}}$ [m] je

charakteristická délka kolejového roštu [6], která vyjadřuje délku prostého nosníku s ohybovou tuhostí EI , jenž je stejně ohybově namáhán. Parametr E [Pa] je modul pružnosti

kolejnicové oceli a I [m⁴] je moment setrvačnosti profilu kolejnice k ose kolmé na směr namáhání. Položíme-li vztahy (5) a (6) do rovnosti, upravíme a vyjádříme v závislosti na tuhosti K_Z , získáme vzájemný vztah

$$\frac{K_Z}{K_R} = \frac{a}{2L}. \quad (7)$$

Pokud vezmeme v úvahu, že charakteristická délka kolejového roštu L nabývá hodnot 0,7 až 1,2 m (dle kvality podloží) a rozdělení pražců je 0,6 m, vyplývá, že $K_Z = (0,25 \div 0,43) \cdot K_R$. Dosadíme-li do rovnice (7) vztah pro výpočet L a k_Z a výraz upravíme, získáme

$$K_Z(x) = \frac{a}{4} \sqrt[3]{\frac{K_R^4(x)}{EI(x)}}. \quad (8)$$

Z výsledků statické analýzy ve výpočetním softwaru byla zjištěna hodnota zatlačení kolejnice z_{R0} pod působícím zatížením $Q = 100$ kN. Dle rovnice (5) byla přepočítána hodnota tuhosti K_R a na základě této hodnoty stanovena statická svislá tuhost podepření kolejnice K_Z podle (8), která byla hledaným vstupem do rovnice (1). Poměr tuhostí K_Z/K_R z výsledků matematického softwaru se pohyboval v rozsahu 0,25 až 0,37. Z rovnice (1) pak byl obdobným způsobem jako u čistě analytického řešení vypočítán průběh svislého zatlačení kolejnice z_R .

Průběh zatlačení kolejnice získaný z čistě analytického řešení (plná čára) a z výpočtů kombinující analytické řešení s konečně prvkovým modelem (čárkovaná čára) je porovnán na obr. 4. Z obou řešení byly získány téměř shodné závěry.

Výpočet dynamického přírůstku síly

Dynamická analýza konečně prvkového modelu s pohybující se nápravovou silou je náročný nelineární problém. Proto bylo přistoupeno ke kombinovanému řešení konečně prvkového modelu s numerickými výpočty. Z výsledků statické analýzy byl stanoven dynamický přírůstek síly, který je důsledkem poklesu kola při průjezdu srdcovkou,

$$F_{dyn} = z_R K_Z. \quad (9)$$

Skupina dvaceti pražců pak byla postupně zatížena dvojicí statických sil – přitom byla kolová síla navýšena o dynamický příspěvek v příslušném kolejnicovém pásu

$$F = Q + F_{dyn}. \quad (10)$$

Opět byla sledována velikost zatlačení kolejnice, z níž bylo možné stanovit hodnotu K_R , na základě které byl stanoven dynamický přírůstek síly, atd. Jde o iterační postup řešení, jímž lze získané výsledky zpřesňovat. V tomto případě byl však výpočet ukončen po prvním cyklu, protože dosahovaná přesnost byla dostačující (asi 2 %). Pro stanovení účinku pružné ložné plochy byl vypočítán poměr mezi silami z obou fází výpočtů

$$v_i = \frac{F_{A,dyni}}{F_{A,stat i}}, \quad (11)$$

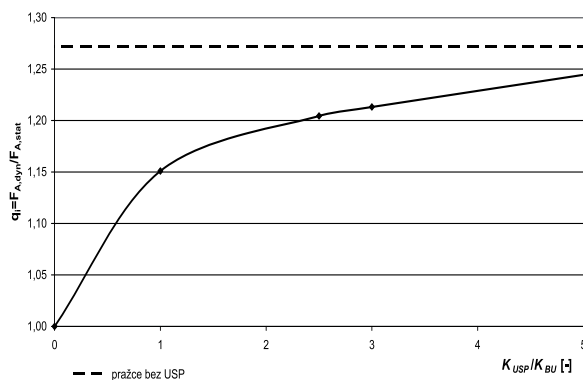
$$F_{A,dyni} = K_Z \cdot z_{A,R2i} \text{ a } F_{A,stat i} = K_{Zi} \cdot z_{A,R1i},$$

kde K_Z je tuhost vypočítaná v první fázi výpočtů, tj. po aplikaci statické hodnoty zatížení; $z_{A,R1}$ je velikost zatlačení kolejnice určená výpočtem z modelu pod statickou hodnotou zatížení; $z_{A,R2}$ je velikost zatlačení kolejnice určená výpočtem z modelu pod zatížením sestávající ze statické i dynamické hodnoty.

Interpretace výsledků

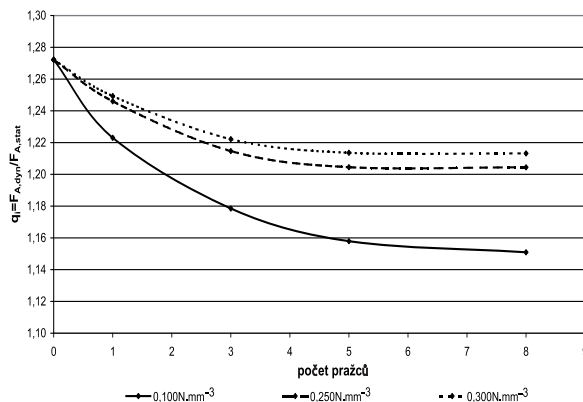
Výpočty byly provedeny pro třináct uspořádání s různým modulem ložnosti pružné vrstvy a různým počtem pražců s USP. Pro úpravu svislé tuhosti pod srdcovkou bylo navrženo opatřit pružnou vrstvou jeden, tři nebo pět pražců, a to symetricky vůči hrotu srdcovky. Použití více pražců s pružnou ložnou plochou by již nebylo příliš efektivní (obr. 7).

Ze získaných výsledků bylo možné učinit závěry o vlivu pružné ložné plochy pražce na snížení dynamických sil vznikajících v oblasti srdcovky (obr. 7, obr. 8, obr. 9). Z grafů je zřejmé, že efektivní snížení je možné očekávat od pružné vrstvy s modulem ložnosti do 0,250 Nmm⁻³. Použití příliš měkkých podložek není vhodné. Vrstva má kratší životnost a vede k většímu zatlačení kolejnice.



Obr. 7. Vliv počtu pražců s pružnou ložnou plochou na snížení dynamických sil v srdcovkové části výhybky z důvodu vertikálního poklesu jízdní dráhy kola

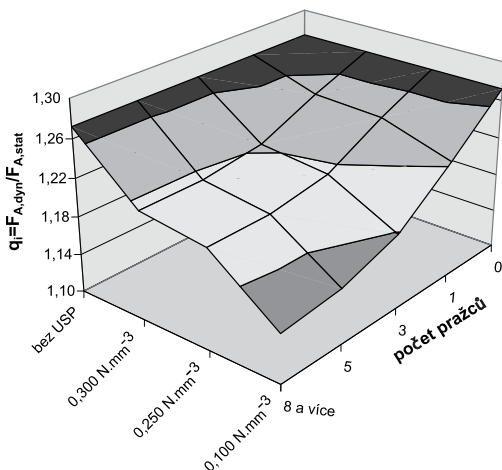
Vezmeme-li v úvahu počet pražců opatřených pružnou vrstvou (obr. 7), je zřejmé, že efektivní je použití maximálně pěti pražců s USP. Vyšší počet má na snížení velikosti sil malý vliv. Závisí samozřejmě na modulu ložnosti pružné vrstvy. Komplexní výsledky jsou zobrazeny v grafu na obr. 9.



Obr. 8. Vliv velikosti modulu ložnosti pružné ložné plochy pražce na snížení dynamických sil v srdcovkové části výhybky z důvodu poklesu jízdní dráhy kola

Závěr

Úpravou velikosti dynamických sil ve výhybce lze snížit opotřebení částí výhybky a prodloužit její životnost. Snížení velikosti těchto sil lze mimo jiné dosáhnout např. změnou tuhosti uložení. Vhodné se jeví použití pružné ložné plochy pražce, a to zejména s relativně nízkým modulem ložnosti. Přitom není nutné, aby všechny pražce ve výhybce byly opatřeny pružnou ložnou plochou. USP je možné použít pouze v těch oblastech výhybky, kde se významně projevuje negativní vliv nehomogenní jízdní dráhy, zejména v srdcovce.



Obr. 9. Vliv pružné ložné plochy pražce na snížení dynamických sil v srdcovkové části výhybky z důvodu poklesu jízdní dráhy kola

Článek reaguje na aktuálně řešenou problematiku z oblasti železničního svršku s uplatněním pružné ložné plochy pražce. Opírá se o mnohaleté zkušenosti vyspělých zahraničních železničních správ s použitím USP v železniční trati. Představen byl možný návrh úpravy rozložení USP ve výhybce s cílem redukovat rozsah použití USP, a snížit tak pořizovací náklady. Prezentován byl způsob úpravy tuhosti jízdní dráhy pod srdcovkou. Další pozornost z hlediska homogenizace tuhosti jízdní dráhy bude věnována žlabovým pražcům a přechodu dlouhých pražců na krátké pražce ve výhybce.

Článek vznikl za podpory výzkumného záměru MS12701918 MŠMT „Progresivní spolehlivé a trvanlivé nosné stavební konstrukce“.

Literatura

- [1] Loy, H.: Under Sleeper Pads: Improving Track Quality while Reducing Operational Costs. European Railway Review. Issue 4, 2008, p. 6.
- [2] UIC Project No I/05/U/440. Under Sleeper Pads – Semelles sous traverses – Schwellenbesohlungen. Work Package 1. State of the Art Report. Vienna, 2007, 32 p.
- [3] Plášek, O. – Hružíková, M. – Svoboda, R.: Návrh zkušebního úseku s výhybkou na betonových pražcích s pružnou ložnou plochou. Nová železniční technika, 2008, č. 5, s. 22-27. / ISSN 1210-3942/
- [4] Gerber, U. – Fengler, W.: Belastung von Weichen mit starrer Herzstückspitze. ZEVrail Glasers Annalen 131, Issue 5, 2007, No. 4. /ISSN 1618-8330/
- [5] Moravčík, M. – Moravčík, M.: Mechanika železničních tratí, 2. díl. Teoretická analýza a simulácia úloh mechaniky železničních tratí. Žilinská univerzita, 2002. 312 s. /ISBN 80-7100-984-9/
- [6] Esveld, C.: Modern Railway Track. 2nd ed. Zaltbommel, MRT Productions 2001. /ISBN 90-8004-324-3-3/

Hružíková, M. et al.: Use of Under Sleeper Pads in Crossings of Turnouts

Development of switches and crossings structures regarding the performance demands is a current problem not only on railway tracks in the Czech Republic. Turnouts are loaded by increased dynamic effects which result from construction of switches and crossings. A possible solution of load reduction in crossings through an application of under sleeper pads is described in the article.

Hružíková, M. u. a: Anwendung von Schwellenbesohlungen in Weichenherzstücken

Die Entwicklung von Weichen und Weichenkonstruktionen ist ein aktuelles Problem nicht nur auf den Eisenbahnstrecken in Tschechien. Weichen werden durch erhöhte dynamische Wirkungen beansprucht, die aus ihrer Konstruktion erwachsen. Im Artikel wird die Möglichkeit einer Verringerung der Beanspruchung der Herzstücke in Weichen durch die Verwendung von Schwellen mit einer elastischen Lagerfläche beschrieben.

CBS
Česká betonářská společnost ČSSI
www.cbsbeton.eu
a
ČBS Servis, s. r. o.
www.cbsservis.eu

fib
CEB-FIP
Fédération internationale du béton

Kolokvium
SVĚTOVÝ BETON 2006-2010
(IMPULZY 3: FIB KONGRESU VE WASHINGTONU)

30. března 2011

Praha
Masarykova kolej ČVUT

Popeloviny ze spalovny komunálního odpadu jako alternativní plnivo cementové malty

Ing. Martin KEPPERT, Ph.D.
 doc. Ing. Zbyšek PAVLÍK, Ph.D.
 Ing. Eva VEJMEJKOVÁ, Ph.D.
 prof. Ing. Robert ČERNÝ, DrSc.
 ČVUT – Fakulta stavební, Praha

Ing. Michal ŠYC, Ph.D.
 AV ČR – Ústav chemických procesů, Praha

Popeloviny ze spaloven tuhého komunálního odpadu se skládají nebo se po úpravě používají jako materiál pro násypy a zásypy. Analogicky k popelovinám ze spalování uhlí se nabízí možnost jejich využití jako jemného kameniva v cementových maltách a betonech.

Úvod

Popeloviny vznikající při spalování uhlí jsou ve stavebnictví běžně využívány buď jako pucolanově aktivní příměs, nebo plnivo betonu. Naopak popeloviny ze spaloven tuhého komunálního odpadu (TKO) se buď sládkují, nebo se používají pouze jako materiál pro terénní úpravy, dočasné násypy komunikací apod. Využití při výrobě betonu je zatím ve stadiu výzkumu, nicméně jejich celosvětová produkce roste a další využití je žádoucí jak z ekologických, tak ekonomických důvodů. Jedním z problémů, který doposud brání jejich širšímu uplatnění ve stavebnictví, je chemické složení a velká časová a místní variabilita chemických a fyzikálních vlastností v porovnání s uhelnými popílkami. Ta je způsobena jednak technologickou odlišností jednotlivých spaloven a jednak proměnlivým složením spalovaných odpadů v čase, s čímž souvisí nutnost posuzovat produkované popeloviny individuálně. Dalším problematickým bodem je obsah těžkých kovů a persistentních organických látek. Z tohoto pohledu je využití popelovin jako příměsí do betonu výhodné – dojde totiž k imobilizaci škodlivin z popelovin v cementové matici [1] a výsledný produkt je možné klasifikovat jako „inertní odpad“ [2], ovšem s praktickým stavebním využitím.

Pera a kol. [3] použili roštový popel (škváru) ze spalovny tuhého komunálního odpadu jako náhradu kameniva frakce 4-20 mm. Ať již byla škvára použita ve výchozím stavu, nebo ošetřena roztokem NaOH, vždy došlo k poklesu pevnosti takto připravených betonů. Výrazný pokles pevnosti materiálů s obsahem těchto popelovin pozorovali Lin a kol. [4], Aubert a kol. [5] a další. Müller a Rübner [6] dospěli k závěru, že hlavní příčinou (v případě jimi studované popeloviny) byla expanze materiálu způsobená vývojem vodíku při korozi hliníku (součást škváry) v alkalickém prostředí. Rémond a kol. [7] modelovali hydrataci portlandského cementu ve směsi s popílkem ze spalovny komunálních odpadů.

Článek se zabývá základním posouzením vlivu různých popelovin z tuhého komunálního odpadu nejen na mechanické, ale i na trvanlivostní vlastnosti cementových malt.

Experimentální část

Popeloviny a připravené malty

Byly studovány čtyři druhy popelovin ze spalovny odpadů Termizo v Liberci. Podrošťový popel S (spečence a zrna velikostí nad 4 mm byla odstraněna) je hmotnostním podílem nejvýznamnější popelovinou ze spaloven. Dále byly zkoumány dva druhy kotelního popílku (A, B) a popílek z elektrostatického odlučovače (C). Bez jakékoliv úpravy chemického složení nebo morfologie byly použity jako částečná (10%) náhrada písku v cementových maltách, označených MA až MS (tab. 1). Jako referenční materiál byla připravena malta MR, která se skládala pouze z písku (0-4 mm), cementu (CEM I 42,5 R) a vody (vodní součinitel 0,52). Z malt byla připravena zkušební tělesa, jejich zrání probíhalo 28 dní při 100% relativní vlhkosti vzduchu.

Tab. 1. Záměsí malt s obsahem popelovin

Složka	MR*	Mx**
	[kgm ⁻³]	
cement	580	580
popelovina	–	175
písek	1 750	1 575
voda	300	300

* referenční malta, ** malty s obsahem popelovin

Tab. 2. Chemické složení popelovin v

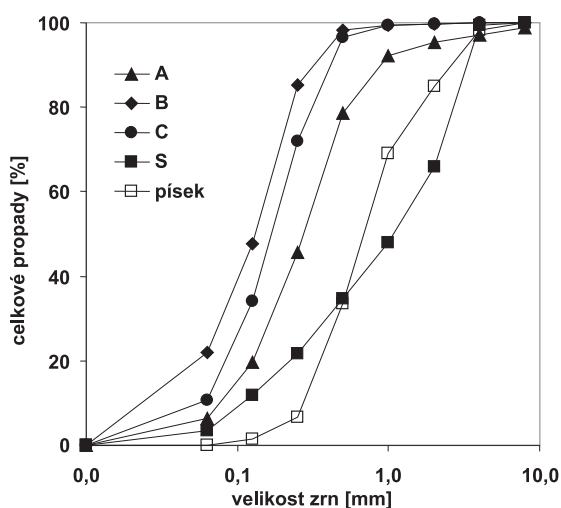
Složka	A	B	C	S
	[% hmot.]			
SiO ₂	15,9	19,6	9,9	33,5
Al ₂ O ₃	8	9,7	4,2	15,8
Fe ₂ O ₃	2,9	3,4	1,9	8,4
CaO	25,7	25,6	13	19,4
MgO	2,1	2,4	1,2	2
SO ₃	28,8	14,9	15,7	9,3
ZnO	2,8	2,5	8	0,8
Na ₂ O	5,4	5,9	17,9	3,6
K ₂ O	4,4	4,4	8,4	1,9
TiO ₂	1,6	1,6	0,8	1,5
Cl	0,7	7,3	15,1	1,1
Σ	98,1	97,5	96	97,1

Experimentální metody

Chemické složení popelovin bylo změřeno rentgenovou fluorescenční spektroskopií (XRF) přístrojem ARL 9400 XP (Thermo). Čára zrnitosti byla stanovena pomocí sít [8]. Objemová hmotnost, hustota matrice a pórovitost byly stanoveny pomocí hydrostatických vah. Distribuce velikostí pórů v oblasti průměrů 0,003 až 100 μm byla změřena rtuťovou porozimetrií (Pascal 140+440, Thermo). Pevnost v tahu za ohybu byla zjištěna standardní zkouškou tříbodovým ohybem na trámečcích 160x40x40 mm, pevnost v tlaku pak na jejich zlomech [9]. Průměrný součinitel vlhkostní vodivosti κ [$\text{m}^2 \text{s}^{-1}$] byl určen na základě měření rychlosti nasákání vody do vzorku malty. Vliv popelovin na trvanlivost malt byl dále posuzován pomocí cyklického zmrazování; měření bylo prováděno na krychlích o hraně 70 mm, které byly vystaveny 75 zmrazovacím cyklům [10], a potom byla změněna jejich pevnost v tlaku [11].

Výsledky a diskuze

Chemické složení (hlavní složky; uvedeno jako oxidy) jednotlivých popelovin je uvedeno v tab. 2. Kromě žádoucích hydraulických oxidů obsahují i velké množství síranů a chloridů, což má zásadní vliv na jejich chování. Popeloviny (s výjimkou popílku C) jsou pucofanově aktivní a podléhají hydrataci [12]. Granulometrie jednotlivých popelovin a písku je znázorněna na obr. 1. Podrošový popel S je svou zrnitostí relativně blízký použitému písku; popílky jsou jemnější, nicméně ne dost jemně, aby vyhověly nárokům kladeným na popílky používané jako příměsi do betonu.



Obr. 1. Zrnitost popelovin a písku (0-4 mm)

Základní fyzikální parametry vyrobených malt jsou shrnuty v tab. 3. Je zřejmé, že všechny popeloviny zvyšují celkovou pórovitost ψ malt v porovnání s referenční záměsí. Nejmarkantnější je to u kotelního popílku A, vliv ostatních popelovin je v podstatě porovnatelný. Detailnější pohled na pórový systém malt poskytla rtuťová porozimetrie (obr. 2). Pórový systém všech malt je v této oblasti podobný, jsou přítomny póry od několika nanometrů do 100 μm v průměru. Nicméně i tato metoda potvrdila nejvyšší nárůst pórovitosti v maltě obsahující kotelní popílek A.

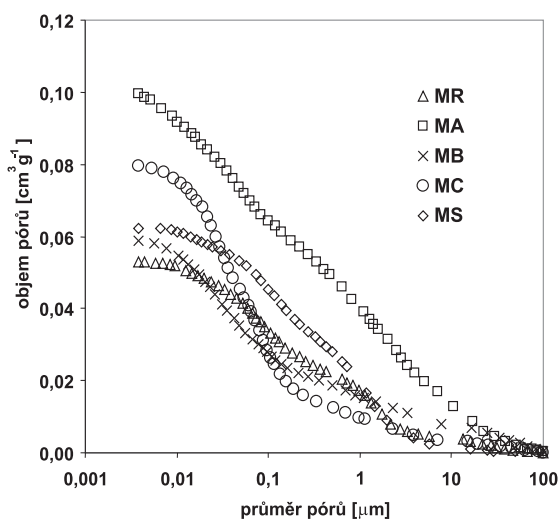
S charakteristikou pórového prostoru materiálů úzce souvisí jeho další vlastnosti. Rychlost transportu kapalné vody materiálem byla charakterizována měřením průměrného součinitele vlhkostní vodivosti κ . Zjištěné hodnoty jsou uvedeny rovněž v tab. 3. Malta MA má nejvyšší pórovitost,

tomu odpovídá i nejvyšší naměřený součinitel vlhkostní vodivosti. Nejlepší výsledky (tj. nejnižší hodnoty κ) byly naměřeny pro referenční maltu MR a maltu s obsahem popílku z elektrofiltru MC.

Tab. 3. Základní fyzikální parametry malt

Malta	ρ	ρ_{mat}	ψ	κ
	[kgm^{-3}]		[%]	[$\text{m}^2 \text{s}^{-1}$]
MR	2 058	2 450	16	$1,1 \cdot 10^{-8}$
MA	1 820	2 403	24,2	$4,9 \cdot 10^{-7}$
MB	1 961	2 517	22,1	$1,0 \cdot 10^{-7}$
MC	1 990	2 546	21,8	$1,0 \cdot 10^{-8}$
MS	1 950	2 516	22,5	$4,5 \cdot 10^{-8}$

Vliv přidavku popelovin na mechanické vlastnosti byl posuzován měřením pevnosti v tahu za ohybu a v tlaku (obr. 3). Pevnost v tahu za ohybu není popelovinami významně ovlivněna, dokonce dochází k jejímu mírnému nárůstu při porovnání malt s popílky a referenční malty. Pevnost v tlaku je však ovlivněna výrazně; všechny popeloviny ji snižují, nejvýznamněji opět kotelní popílek A, zatímco popílek C z elektrofiltru jen mírně.

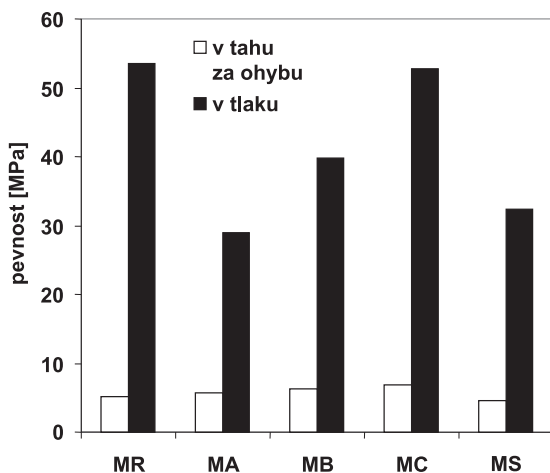


Obr. 2. Kumulativní porozimetrické křivky malt

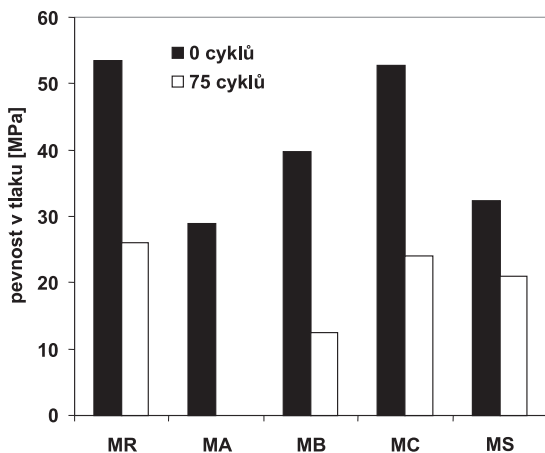
Vliv popelovin na odolnost malt vůči zmrazování byl ověřován na krychlích o hraně 70 mm, které byly vystaveny 75 zmrazovacím cyklům; poté byla změřena jejich pevnost v tlaku (obr. 4). Vzorek obsahující kotelní popílek A se úplně rozpadl, proto nebyla jeho pevnost změřena. Ostatní materiály vykazovaly pokles pevnosti. Při porovnání s referenční maltou MR v případě malt MC a MS nešlo o výrazný pokles, vzorek MB obstál hůře, ale nedošlo k jeho rozpadu.

Z uvedených výsledků vyplývá, že jednotlivé popeloviny se chováním zásadně liší. Nejhůře ovlivňoval chování malt kotelní popílek A. Výrazně zvýšil pórovitost malty, což se následně projevilo vzrůstem součinitele vlhkostní vodivosti a poklesem odolnosti vůči zmrazování. Vzrůst pórovitosti malty MA byl způsoben množstvím síranů (zejména ve formě anhydritu CaSO_4) v popílku A (nejvyšší ze všech popelovin – tab. 2). Síran v betonu během hydratace vytvářejí sádrovec a následně ettringit, naopak klesá koncentrace fází CSH a CAH, což vede ke změnám mikrostruktury a vlastností betonu, vedoucím mimo jiné k pozorovanému poklesu

pevnosti, vzrůstu pórovitosti a snížení trvanlivosti. To je v souladu s výsledky simulace v práci [7]. Kotelní popílek B obsahuje síranů méně a jeho negativní působení na vlastnosti malty je méně závažné. Popílek z elektrofiltru C kromě síranů obsahuje i značné množství chloridů (při hydrataci vytvářejí Friedelovu sůl) a zinečnatých iontů, nicméně jeho vliv na pevnost a odolnost malt vůči zmrazování není tak destruktivní jako u kotelních popílků A a B. Chemické složení podroštového popela S je relativně nejpříznivější, ovšem i v tomto případě dochází ke zhoršení vlastností malty. Obsahuje sice relativně méně síranů a chloridů v porovnání s ostatními popelovinami, avšak obsahuje kovový hliník a skleněné střepy, které rovněž ovlivňují vlastnosti cementových kompozitů negativně.



Obr. 3. Pevnost malt v tahu za ohybu a v tlaku



Obr. 4. Pevnost v tlaku před zmrazovacími cykly a po nich

Závěr

V článku byl sledován vliv čtyř typů popelovin ze spalovny tuhého komunálního odpadu na mechanické a trvanlivostní vlastnosti cementové malty. Popeloviny byly použity v surovém stavu, bez chemické nebo mechanické úpravy. Za těchto podmínek všechny způsobují pokles pevnosti a trvanlivosti cementové malty. Nejhuře působí kotelní popílek A, kvůli vysokému obsahu síranů. I chemické složení ostatních popelovin je problematické. Prezentované výsledky předsta-

vují předběžné experimenty. Pokud mají být popeloviny ze spaloven tuhého komunálního odpadu užívány jako příměsi do cementových kompozitů, aniž by to ovlivňovalo negativně jejich vlastnosti, je nezbytné přistupovat k jednotlivým popelovinám individuálně, a to jak vzhledem k návrhu zá-
měsi malty (betonu), tak vzhledem k jejich chemickému složení a granulometrii. Bude nutné provést úpravu jejich chemického složení, jako klíčové se jeví zejména snížení koncentrace síranů.

Článek vznikl za podpory Finančních mechanismů EHP a Norska a státního rozpočtu ČR prostřednictvím Fondu pro podporu výzkumu, v rámci projektu č. A/CZ0046/1/0027 “Immobilization of Heavy Metals in Municipal Waste Incinerator Materials”.

Literatura

- [1] Šyc, M. – Keppert, M. – Tošnarová, M. – Zychová, M. – Pohořelý, M. – Punčochář, M.: Possibilities of Solid Waste Application in Civil Engineering. [Proceedings], Conference of Slovak Society of Chemical Engineering, Tatranské Matliare, 2010.
- [2] Směrnice 1999/31/ES pro skládkování odpadů.
- [3] Pera, J. – Coutaz, L. – Ambroise, J. – Chababbet, M.: Use of Incinerator Bottom Ash in Concrete. Cement and Concrete Research, 1997, Vol. 27, pp. 1-5.
- [4] Lin, K. L. – Wang, K. S. – Tzeng, B. Y. – Lin, C. Y.: The Reuse of Municipal Solid Waste Incinerator Fly Ash Slag as a Cement Substitute. Resources Conservation & Recycling, 2003, Vol. 39, pp. 315-324.
- [5] Aubert, J. E. – Husson, B. – Vaquier, A.: Use of Municipal Solid Waste Incineration Fly Ash in Concrete. Cement and Concrete Research, 2004, Vol. 34, pp. 957-963.
- [6] Müller, U. – Rübner, K.: The Microstructure of Concrete Made with Municipal Waste Incinerator Bottom Ash as an Aggregate Component. Cement and Concrete Research, 2006, Vol. 36, 1434-1443.
- [7] Rémond, S. – Bentz, D. P. – Pimienta, P.: Effects of Incorporation of Municipal Solid Waste Incineration Fly Ash in Cement Pastes and Mortars II: Modeling. Cement and Concrete Research, 2002, Vol. 32, pp. 565-576.
- [8] ČSN EN 933-2 Zkoušení geometrických vlastností kameniva – Část 2: Stanovení zrnitosti – Zkušební síta, jmenovité velikosti otvorů. ČSN, 1997.
- [9] ČSN EN 1015-11 Zkušební metody malt pro zdivo – Část 11: Stanovení pevnosti zatvrdlých malt v tahu za ohybu a v tlaku. ČSN, 2000.
- [10] ČSN 73 1322 Stanovení mrazuvzdornosti betonu. ČSN, 1968, změna 2003.
- [11] ČSN EN 12 390-3 Zkoušení ztvrdlého betonu – Část 3: Pevnost v tlaku zkušebních těles. ČSN, 2002.
- [12] Keppert, M. – Tydlitát, V. – Volfová, P. – Šyc, M. – Černý, R.: Characterization of Solid Waste Materials Produced by a Modern Municipal Solid Waste Incineration Facility from the Point of View of Civil Engineering. [Proceedings], International Conference on Sustainable Construction Materials and Technologies, Ancona, 2010.

Keppert, M. et al.: Ash Materials from Municipal Solid Waste Incinerators as Alternative Filling Agent of Cement Mortar

Ashes generated by Municipal Solid Waste Incinerators are nowadays dumped or used as material for backfills and embankments. Their utilization as aggregates in cementitious materials is an alternative, inspired by similar usage of coal fly ashes.

Keppert, M. u. a.: Aschen aus einer Müllverbrennungsanlage als alternativer Füller von Zementmörtel

Aschen aus Verbrennungsanlagen festen Hausmülls werden deponiert oder nach einer Aufbereitung als Material für Aufschüttungen und Verfüllungen benutzt. Analog zum Einsatz von Aschen von der Kohleverbrennung bietet sich die Möglichkeit ihrer Verwendung als Feinzuschlag in Zementmörteln und Betonen an.

ISH

**mezinárodní veletrh
technických zařízení budov**

15. – 19. března 2011
Frankfurt nad Mohanem

● projekty

Nová budova ČVUT



České vysoké učení technické v Praze otevřelo 22. února 2011 za účasti prezidenta republiky Václava Klause, zástupců akademické obce, studentů a dalších významných hostů v pražských Dejvicích Novou budovu ČVUT.

Budova byla vystavěna během osmnácti měsíců na pozemku v dejvickém kampusu v návaznosti na budovy Fakulty stavební, Studentského domu a Národní technické knihovny. Umístění volně navazuje na dostavbu areálu vysokých škol podle vítězného návrhu architektů F. Čermáka a G. Paula z přelomu padesátých a šedesátých let dvacátého století. Jejich záměrem tehdy bylo vytvořit volnou prostorovou kompozici objektů v zeleni, rozvíjející původní zastavovací plán Dejvic profesora A. Engela z dvacátých let.

Podoba budovy vznikla v ateliéru Šrámková architekti. Vítězný návrh ze soutěže 35 týmů vybrala komise složená z významných architektů. Autoři chtěli, podle svých slov, na tomto místě postavit dům rozumný, trochu chudší tak, aby vedl studenty ke skromnosti, jednoduchý až obyčejný. „*Dům, který není příliš choulostivý na nepořádek, má svou vnitřní důstojnost, a jak věříme, je bez exkluzivního soudobého designu. Také má v sobě některé prvky, které se dnes už moc nepoužívají. Je v něčem jako ze staré školy – to proto, aby v budoucnu nezezastárl, aby byl trochu mimo čas,*“ vysvětluje prof. Ing. akad. arch. Alena Šrámková. Celá dispozice je přes atria přirozeně provětrávána a v letním období v noci řízeně nachlazována. Intenzita umělého osvětlení je automaticky regulována a celý objekt je z hlediska provozních nákladů navržen jako energeticky vysoce úsporný.



Nový objekt bude sloužit především studentům Fakulty architektury a Fakulty informačních technologií ČVUT. Provozně a dispozičně je budova navržena jako univerzální, s výukovými prostory pro technické obory. Charakteristickým rysem návrhu je transparentnost těchto prostor. Prosklené příčky umožňují průhledy do učeben, seminárních místností, ateliérů, ale i do pracoven vyučujících.



Hlavní kubus půdorysného tvaru „L“ doplňují tři kvádry poslucháren. Vydlážděný venkovní půdorysný segment v přízemí tvoří vstupní nádvoří, které bude sloužit jako shromažďovací i otevřený výukový prostor. Budova má osm nadzemních a tři podzemní podlaží převážně určená pro parkování osobních vozidel. V prvním podzemním podlaží jsou ještě umístěny provozy hospodářského zázemí, počítačových učeben, modelárny, prostory sochařského ateliéru a další prostory technického zařízení.

Na hlavní vstup navazuje recepce, v přízemí je umístěno studijní oddělení, centrální šatny a kapacitní přednáškové sály pro 80, 100, 180 a 300 posluchačů. V dalších nadzemních podlažích jsou učebny, ateliérové i jiné výukové a speciální prostory a pracovny pedagogů. Kolem atrií spojují tyto místnosti ochozy a chodby. V každém nadzemním podlaží jsou čtyři speciálně vybavené seminární učebny, z nichž vždy jedna bude vybavena dvojitou projekcí a ostatní jednoduchou projekcí. Uprostřed dispozic jsou pak navrženy zasedací místnosti, respiria a hygienická zařízení.

Nová budova ČVUT vyrostla na pozemku s rozlohou téměř 7 000 m², celková podlažní plocha je 34 584 m² a obestavěný prostor má kapacitu 147 041 m³. Investiční náklady ve výši 1 160 mil. Kč jsou pokryty investičními zdroji ze státní dotace a vlastními zdroji. Generálním projektantem budovy bylo VPÚ Deco, technický dozor investora zajišťovala firma Gleeds Česká republika a koordinátorem bezpečnosti práce byla firma Mirro.

Infiltrační schopnosti agrárních valů

doc. Ing. **Jakub ŠTIBINGER, CSc.**
 ČZU – Fakulta životního prostředí
 Praha

Článek uvádí výsledky infiltračních terénních měření na agrárních valech a dalších místech. Na základě vyhodnocení je možné považovat agrární val za určitý prvek s drenážními a vsakovacími schopnostmi, který by mohl zachycovat potenciální povrchový odtok, a působit tak jako protierozní, popř. infiltrační liniové ohraničené prostředí v krajině.

Úvod

Pro analýzu infiltračních procesů je možné agrární val chápat jako skeletovou formu reliéfu vytvořenou lidmi. Přesněji řečeno, jde o jeho liniové konvexní mikroformy, vytvořené z kamenů shromažďovaných z přilehlých pozemků (obr. 1). V tomto případě jde o přímý antropogenní geomorfologický proces [10].

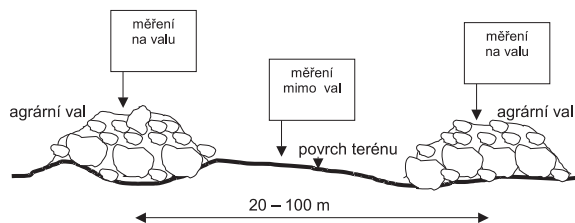


Obr. 1. Příklad liniové konvexní mikroformy reliéfu vytvořené cíleným shromažďováním kamenů z přilehlých pozemků [10]

Tato definice nabízí z hlediska vodního režimu řadu hypotéz o výrazném vlivu agrárních valů na utlumení procesů vodní eroze, na snížení rizik svahových sesuvů, obecně tedy na zmírnění negativních jevů vyvolávaných hydrologickými extrémy přívalových srážek a povrchového odtoku. Samozřejmě jde o úvahy týkající se agrárních valů situovaných přibližně rovnoběžně s vrstevnicemi. Dále je možné předpokládat, že budou výrazně propustnější ve smyslu proudění vody v pórovitém prostředí než povrchové vrstvy pozemků ležících mimo valy. Do jisté míry bude zřejmě možné považovat agrární val za určitý prvek s drenážními a vsakovacími schopnostmi, jenž by mohl zachycovat potenciální povrchový odtok, a působit tak jako protierozní, popř. infiltrační liniové ohraničené prostředí.

Při hodnocení infiltračních schopností se vychází z výsledků terénních infiltračních měření, prováděných jednak na agrárních valech, jednak na plochách k nim sice přilehlých, ale ležících mimo val (obr. 2, obr. 3). Jedna z nejvýznamnějších částí výzkumu, kterou zajišťuje ČZU Praha – Fakulta životního prostředí, Katedra biotechnických úprav

krajin, byla zaměřena na analýzu infiltračních procesů v povrchových vrstvách v oblastech s agrárními valy [4]. Cílem bylo, mimo jiné, stanovení případných odlišností infiltračních a hydrofyzikálních charakteristik na agrárním valu a na území mimo val, obecnějším záměrem charakterizovat a popsat vodní režim v oblastech s agrárními valy.



Obr. 2. Schéma měření

Bylo zjištěno, že experimenty pro odhad hydrologických, a zejména infiltračních charakteristik na území s agrárními valy, nebyly dosud na území ČR prováděny a ani ve starší či relativně novější literatuře [1], [3] není zmínka o vlivu skeletových agrárních útvarů na vodní režimy, vyjma snad poznámek o zmírňování negativních jevů povrchových odtoků a případné vodní eroze. Přímé diskuse a konzultace, např. s anglickou firmou JBA Consulting (zabývající se extrémy hydrologických jevů v souvislosti s ochranou půdy a životního prostředí) potvrdily, že stanovování, resp. odhady konkrétních hodnot hydrofyzikálních půdních charakteristik na územích s agrárními valy nejsou obvyklé. Z tohoto pohledu je možné považovat získané výsledky z terénních infiltračních experimentů na lokalitách s agrárními valy za ojedinělé a předpokládá se, že by mohly přispět k objasnění problematiky vodního režimu v těchto oblastech.



Obr. 3. Úprava povrchu před osazením soustředných válců pro terénní infiltrační měření (oblast 1 – val 1)

Základem průzkumů s cílem vyhodnotit infiltrační schopnosti agrárních valů jsou terénní infiltrační měření prováděná dvouválcovou metodou. Matematicko-fyzikální popis těchto procesů bude vycházet z Richardsovy rovnice a z Philipova řešení nestacionární infiltrace [6], [8], [11].

Expozice problematiky

Philipovo odvození vychází z řešení Richardsovy (Fokke-rovy–Planckovy) parciální diferenciální parabolické rovnice nestacionárního proudění vody v pórovité nenasycené zóně s Dirichletovou okrajovou podmínkou. V případě nestacionárního vertikálního proudění ve směru osy z [M] v nenasycené zóně je možné, s použitím Darcyho–Buckinghamova zákona a za předpokladu zachování kontinuity proudění, prezentovat výše zmiňovanou Richardsovu rovnici ve tvaru

$$\frac{\partial [k(H) \cdot (\partial G / \partial z)]}{\partial z} = \frac{\partial W}{\partial t} \quad (1)$$

Zjednodušený vztah pro vyjádření potenciálu G [M] v nenasyceném pórovitém prostředí bez volné hladiny je možné interpretovat ve tvaru $G = z + H$, kde z [M] je geodetická výška nad srovnávací rovinou a H [M] reprezentuje sací (negativní) tlak. Parametr $k(H)$ [M·T⁻¹] představuje hydraulickou nenasycenou vodivost, která je však závislá na sacím tlaku H [M], a tedy i na vlhkosti W [–]. Čas je označen parametrem t [T], symbol M , resp. symbol T reprezentují délkovou, resp. časovou jednotku.

Platí-li $G = z + H$, pak pro gradient potenciálu ve směru osy z platí

$$\frac{\partial G}{\partial z} = \frac{\partial (z + H)}{\partial z} = 1 + \frac{\partial H}{\partial z} \quad (2)$$

Dosažením vztahu $\frac{\partial G}{\partial z} = 1 + \frac{\partial H}{\partial z}$ do výrazu (1) pak dostaneme

$$\frac{\partial [k(H) \cdot (\partial H / \partial z)]}{\partial z} + \frac{\partial k(H)}{\partial z} = \frac{\partial W}{\partial t} \quad (3)$$

Rovnice (1), (3) se nazývají Richardsovy podle autora, který je jako první odvodil [11]. Při jejich použití buď k popisu zvlhčování půdy (závlahy), nebo k analýze odvodňovacího procesu, platí, že vlhkost W jednoznačně závisí na sacím tlaku H [M]. Výraz $\partial W / \partial G$ lze pak vyjádřit jako $\frac{\partial W}{\partial t} = \left(\frac{\partial W}{\partial H} \right) \cdot \left(\frac{\partial H}{\partial t} \right)$. Zavedením ukazatele specifické nebo diferenční vodní kapacity $C_w(H)$, kde $C_w(H) = \partial W / \partial H$, je možné vyjádřit Richardsovu rovnici typu (3) v kapacitním tvaru

$$\frac{\partial [k(H) \cdot (\partial H / \partial z)]}{\partial z} + \frac{\partial k(H)}{\partial z} = C_w(H) \frac{\partial H}{\partial t} \quad (4)$$

Tyto a další obdobné postupy a metody se používají s cílem snížit počet proměnných při analytickém a numerickém řešení Richardsových rovnic.

Philipův popis vertikální infiltrace, založený na perturbační metodě [8], [9], [5], [6], vychází z Richardsovy rovnice typu (3), která se transformuje do difúzního tvaru, zanedbá se vliv gravitace ($z = 0$, a tedy $G = H$), a poté se rovnice řeší pomocí Boltzmanovy transformace.

V dalším postupu řešení se dospěje k časové řadě kumulativní infiltrace $i(t)$ [M], která je vyjádřena nekonečnou řadou typu

$$i(t) = \sum_{n=1,2,3,\dots}^{\infty} C_n t^{n/2} + k(W_i) \quad (5)$$

kde C_n jsou odvozené n -té členy řady, $k(W_i)$ [M·T⁻¹] je hydraulická nenasycená vodivost odpovídající počáteční vlhkosti W_i [–].

První člen řady C_1 reprezentuje schopnosti půdy absorbovat (sorbovat) vodu bez spolupůsobení gravitace, další členové řady ($C_2, C_3, C_4, \dots, C_p, \dots, C_n$) představují vliv působení gravitace v procesu nestacionární vertikální infiltrace.

Pro vyhodnocování naměřených hodnot kumulativní infiltrace $i(t)_n$ [M] v oblastech s agrárními valy byla použita časová řada (5) se substitucí $n = 2$, ve které byl zanedbán poslední člen $k(W_i)$ [M·T⁻¹]. Vztah (5) pro výpočet, resp. pro odhady kumulativní infiltrace $i(t)$ [M], přejde do tvaru

$$i(t) = C_1 t^{1/2} + C_2 t \quad (6)$$

kde parametr C_1 [M·T^{-1/2}] je sorptivita půdy, parametr C_2 [M·T⁻¹] zohledňuje vliv gravitace. Obvykle bývá rovnice (6) vyjadřována pomocí symbolu sorptivity S [M·T^{-1/2}] a součinitele A [M·T⁻¹] s rozměrem rychlosti, jež charakterizuje vliv působení gravitace a je velmi blízký hodnotě hydraulické nasycené vodivosti K [M·T⁻¹],

$$i(t) = St^{1/2} + At \quad (7)$$

Rovnice (7) byla použita při vyhodnocování dat kumulativních infiltrací získaných přímým terénním měřením v lokalitách s agrárními valy.

Rychlost, resp. intenzitu infiltrace $v(i)$ [M·T⁻¹], lze získat derivací rovnice kumulativní infiltrace $i(t)$ [M] (7) podle času t [M], platí výraz $v(t) = di(t)/dt$, tedy

$$v(t) = (1/2)St^{-1/2} + A \quad (8)$$

Rovnice (7) a (8), jež se uplatnily při popisu infiltračních procesů v zájmové lokalitě s agrárními valy, se nazývají zkrácené (zjednodušené) Philipovy infiltrační rovnice. Jejich použití bylo mnohokrát ověřeno ve vědecké oblasti i v inženýrské vodohospodářské praxi a je možno říci, že vhodně aproximují skutečné přírodní infiltrační procesy v nenasyceném pórovitém prostředí.

Stanovení parametrů

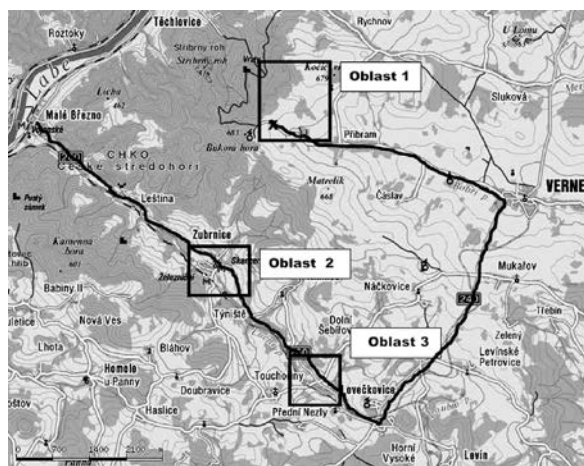
Z naměřených hodnot kumulativní infiltrace $i(t)_n$ [M] na vybraných experimentálních plochách v zájmových lokalitách s agrárními valy byla pomocí rovnice (7) a s uplatněním metody Marquardtových parametrů [7] odhadnuta sorptivita S a součinitel A , který je blízký hydraulické nasycené vodivosti. Hledání těchto parametrů v rovnici (7), kde na její levé straně budou figurovat naměřené hodnoty kumulativní infiltrace $i(t)_n$, představuje úlohu nelineární regrese. Marquardtova metoda, či Marquardtův kompromis, proto vychází ze „spojené“ metody nejstrmějšího poklesu a metody Gaussovy–Newtonovy.

Marquardtův princip je založen na podobnosti obou metod a na možnosti formulovat soustavu náhradních lineárních rovnic z Gaussovy–Newtonovy metody tak, až metoda nejstrmějšího poklesu bude formálně tvořit její zvláštní případ [2].

Experimentální část

Plochy pro výzkum byly vybrány na modelovém území situovaném v části Verneřického středohoří v severozápadních Čechách. Lokalita, charakteristická bohatým výskytem agrárních valů, je ohraničena z jihu obcemi Malé Březno, Zubrnice, Knínice, Klínky, ze západu svahy údolí Labe, ze severu řekou Ploučnicí a z východu obcemi Verneřice a

Blankartice. Území pro infiltrační měření dvouválcovou metodou, rozdělené na tři oblasti (obr. 4), klimaticky patří do oblasti mírně teplé, okrsku mírně vlhkého až vlhkého. Průměrné roční teploty se pohybují mezi 7,0-7,5 °C, dlouhodobý průměrný roční srážkový úhrn mezi 600-700 mm. Podle Langova dešťového faktoru je možné označit podnebí zájmové oblasti za vlhké.



Verneřicko:

Oblast 1 val 1, 2, 3 - prohlídka 30.4.2009
Oblast 2 val ZL, ZH - prohlídka 2008
Oblast 3 val LKS - prohlídka 2008

Obr. 4. Vymezení modelového území Verneřicka

Geologické poměry mohou být reprezentovány střední a jihozápadní částí Verneřického středohoří, jež jako součást Českého středohoří představuje největší souvislou neovulkanickou oblast v Čechách. Verneřické středohoří zde vytváří rozsáhlejší a poněkud plošší hornatinu na neovulkanickém podloží. Na jejím složení se podílejí převážně povrchové a podpovrchové výlevy čedičových hornin, ale v některých místech byly na povrchu identifikovány také pískovce a slánovce santonu. Půdní poměry určují mezotrofní až eutrofní kambizemě, ve vyšších polohách oglejené. Půdy na zájmových lokalitách s agrárními valy jsou podměrně vhodné pro zemědělství, nachází se zde množství pastvin a luk, na zemědělsky využívaných pozemcích se vyskytují převážně kambizemě a hnědozemě luvické.

Z výsledků dílčích pedologických a hydropedologických průzkumů a šetření v této oblasti vyplývá [4], že převážně je možné půdní pokryv z hlediska půdního druhu charakterizovat jako půdy hlinité až písčitohlinité.

Terénní měření

Infiltrační měření dvouválcovou metodou na agrárních valech a na plohách přilehlých (obr. 2, obr. 3) probíhala na podzim 2009, a to ve všech oblastech Verneřicka [4]. Jako vzorový příklad bylo vybráno měření z oblasti 1 (obr. 5), časové řady dat kumulativní infiltrace z ploch jsou přehledně uvedeny v tab. 1 a tab. 2. Z naměřených dat v místě agrárního valu (tab. 1) a v místě mimo val (tab. 2) byl podle rovnice (7) metodou nelineární regrese stanoven parametr S [$\text{m}\cdot\text{s}^{-0,5}$], představující sorptivitu prostředí, a parametr A [$\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$] s rozměrem rychlosti, který je blízký hydraulické nasycené vodivosti. Jejich hodnoty spolu s koeficientem korelace R [-] a

Tab. 1. Kumulativní infiltrace – měření na valu

Měření	Čas t [min]	Dodaná voda $i(t)_n$ [mm]
1	0,00	0
2	3,00	10
3	7,42	20
4	11,25	30
5	15,47	40
6	19,28	50
7	23,47	60
8	27,08	70
9	32,50	80
10	37,13	90

Tab. 2. Kumulativní infiltrace – měření mimo val

Měření	Čas t [min]	Dodaná voda $i(t)_n$ [mm]
1	0,00	0
2	1,50	10
3	8,67	20
4	15,50	30
5	23,08	40
6	32,58	50
7	41,67	60
8	50,83	70
9	63,08	80
10	73,17	90
11	83,25	100
12	97,50	110

Tab. 3. Parametry, koeficient korelace a výsledky analýzy nelineární regrese – měření na valu

Parametry	Odhadnuté hodnoty [$\text{mm}\cdot\text{min}^{-1}$]	Hodnota t (při 8 stupních volnosti)	Hodnota P
$S = 2,38\cdot 10^{-4}$ [$\text{m}\cdot\text{s}^{-0,5}$]	1,84300	4,97650	0,00108
$A = 3,58\cdot 10^{-5}$ [$\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$]	2,14800	29,32745	0,0
R [-]	0,99950	–	–

Tab. 4. Parametry, koeficient korelace a výsledky analýzy nelineární regrese – měření mimo val

Parametry	Odhadnuté hodnoty [$\text{mm}\cdot\text{min}^{-1}$]	Hodnota t (při 10 stupních volnosti)	Hodnota P
$S = 2,16\cdot 10^{-4}$ [$\text{m}\cdot\text{s}^{-0,5}$]	1,67300	24,08097	0,0
$A = 8,10\cdot 10^{-6}$ [$\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$]	0,48600	20,48975	0,0
R [-]	0,99710	–	–

s výsledky analýzy nelineární regrese jsou uvedeny v tab. 3 z měření na agrárním valu a v tab. 4 z měření mimo val.

Naměřené a vypočtené hodnoty kumulativní infiltrace, aproximované podle rovnice (7), včetně diferencí jsou přehledně uvedeny v tab. 5 a graficky znázorněny na obr. 6 z měření na agrárním valu, resp. v tab. 6, a na obr. 7 z měře-

Tab. 5. Uplatnění výsledků nelineární regrese z terénního měření na valu

Měření	Čas t	Naměřené hodnoty $i(t)_n$	Vypočtené hodnoty $i(t)$	Diference
	[min]	[mm]		
1	0,00	0	0,000	0,000
2	3,00	10	9,655	0,344
3	7,42	20	20,999	-0,999
4	11,25	30	30,405	-0,405
5	15,47	40	40,556	-0,556
6	19,28	50	49,600	0,399
7	23,47	60	59,454	0,545
8	27,08	70	67,886	2,113
9	32,50	80	80,468	-0,468
10	37,13	90	91,156	-1,156

Tab. 6. Uplatnění výsledků nelineární regrese z terénního měření mimo val

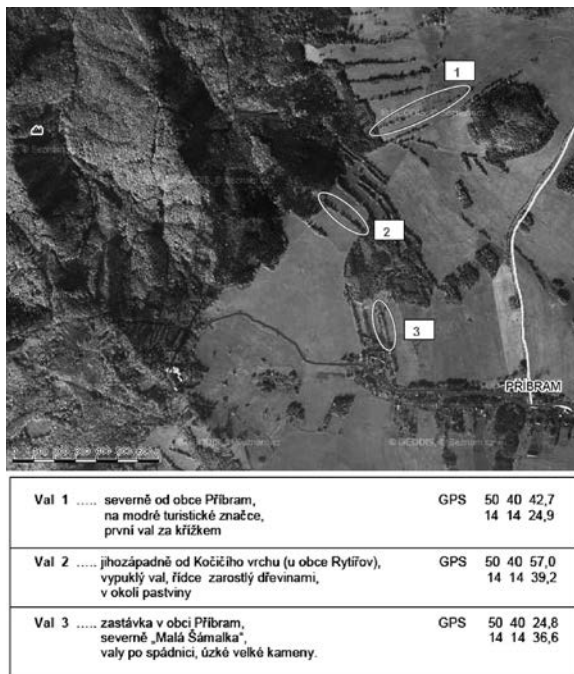
Měření	Čas t	Naměřené hodnoty $i(t)_n$	Vypočtené hodnoty $i(t)$	Diference
	[min]	[mm]		
1	0,00	0	0,000	0,000
2	1,50	10	7,631	2,368
3	8,67	20	21,292	-1,292
4	15,50	30	30,741	-0,741
5	23,08	40	39,935	0,064
6	32,58	50	50,448	-0,448
7	41,67	60	59,858	0,141
8	50,83	70	68,907	1,092
9	63,08	80	80,516	-0,516
10	73,17	90	89,760	0,239
11	83,25	100	98,769	1,230
12	97,50	110	111,196	-1,195

ní mimo val. Zároveň byly podle rovnice (8) stanoveny (vygenerovány) hodnoty intenzity infiltrace $v(t)$ pro místo na valu a mimo něj a pro porovnání umístěny do společného grafu (obr. 8).

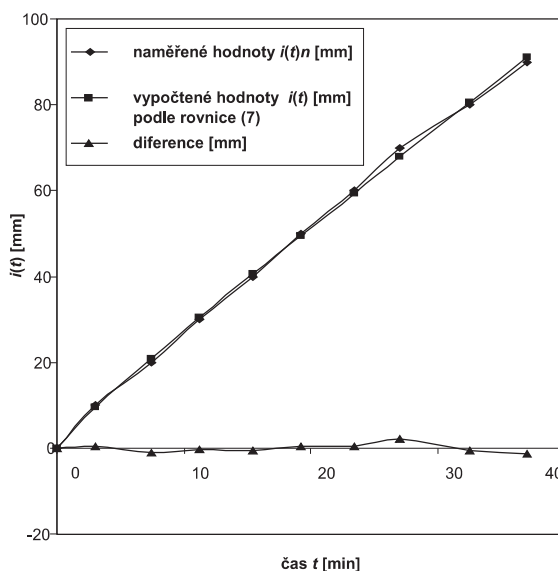
Ze statistického zpracování a vyhodnocení výsledků infiltračních měření jednoznačně vyplývá, že metoda pro popis vertikální nestacionární infiltrace v pórovitém nenasyceném prostředí agrárních valů, reprezentovaná v tomto případě Philipovými zkrácenými infiltračními rovnicemi (7) a (8), aproximuje skutečné infiltrační procesy na agrárních valech i mimo ně s dostatečnou přesností. Vysoké hodnoty korelačních koeficientů korelace R ($> 0,990$, viz tab. 3 a tab. 4) vypovídají o vynikajících predikčních schopnostech vybraného (zvoleného) modelu, který v tomto případě reprezentují zkrácené Philipovy infiltrační rovnice (7) a (8).

Intenzita infiltrace

Z dat kumulativní infiltrace na agrárním valu a z jejich následného vyhodnocení vyplývá, že součinitel $A = 3,6 \cdot 10^{-5}$ [$m \cdot s^{-1}$] s rychlostí, jež charakterizuje vliv působení gravitace a je blízký hydraulické nasycené vodivosti, definuje propust-



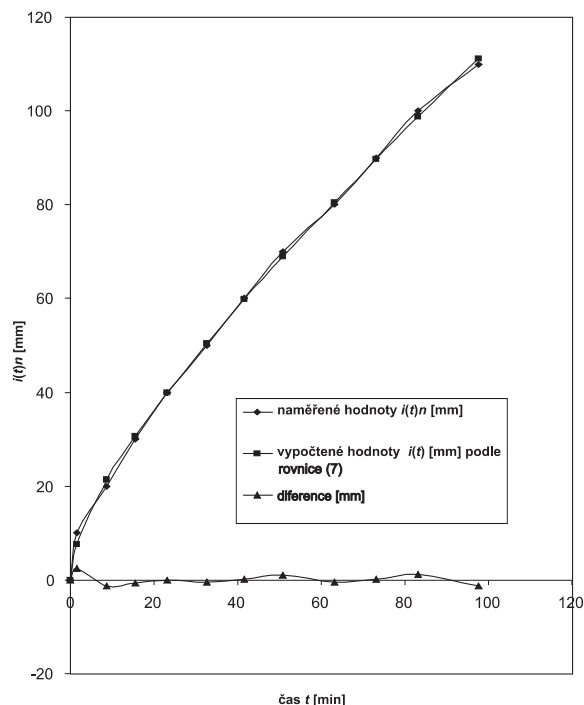
Obr. 5. Území Verneřicka

Obr. 6. Naměřené $i(t)_n$ a vypočtené $i(t)$ hodnoty kumulativní infiltrace včetně diferencí (měření na agrárním valu)

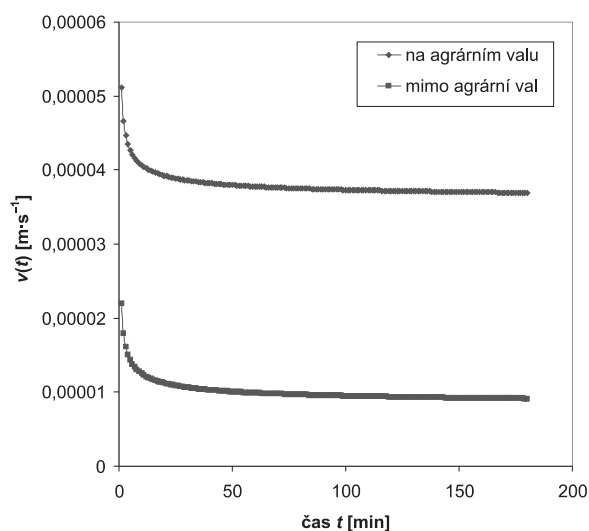
nost agrárního valu jako vysokou až značně vysokou, a to ve vztahu k proudění vody v jeho pórovitém prostředí. Z tohoto hlediska má pórovité prostředí agrárního valu obdobné hydrofyzikální vlastnosti jako drobný štěrk.

Naproti tomu hodnota součinitele $A = 8,1 \cdot 10^{-6}$ [$m \cdot s^{-1}$], získaná z infiltračního měření mimo val, charakterizuje propustnost povrchových vrstev jako střední ve vztahu k proudění vody v tomto pórovitém půdním prostředí. Z tohoto pohledu může být pórovité půdní prostředí povrchových vrstev mimo agrární val přirovnáno k jemně zrnitému písku s hlínou.

Rozdíl, při němž hodnota součinitele A na agrárním valu je téměř o řád vyšší než mimo val, se velkou měrou promítá do intenzity infiltrace, stanovené podle rovnice (8). Rozdíl mezi intenzitou infiltrace na agrárním valu a mimo něj je výrazný (obr. 8).



Obr. 7. Naměřené $i(t)$ a vypočtené $i(t)$ hodnoty kumulativní infiltrace včetně diferencí (měření mimo agrární val)



Obr. 8. Intenzita infiltrace $v(t)$ – výpočet podle rovnice (8)

Zároveň s terénním měřením infiltračních procesů byly na plochách s agrárními valy měřeny a vyhodnoceny údaje o momentální vlhkosti v povrchových vrstvách. Podrobnější analýza a prezentace výsledků [4] by přesáhla rámec tohoto článku, je však možné konstatovat, že momentální vlhkost na agrárních valesch se pohybuje okolo 23 % obj., charakteristická hodnota v povrchových vrstvách na územích mimo valy se pohybuje okolo 40 % obj.

Závěr

Na základě podrobného rozboru výsledků terénních infiltračních měření a dílčích hydro-pedologických šetření na územích v okolí Verneřicka je možné konstatovat:

- infiltrační schopnosti agrárních valů jsou výrazně vyšší než povrchových vrstev na území mimo ně;

- propustnost ve vztahu k proudění vody v pórovitém prostředí je možné u agrárních valů označit za vysokou až značně vysokou, zatímco na územích mimo ně jde o propustnost mírnou nebo střední;
- vlhkostní režim agrárních valů je porovnatelný s vysoce pórovitým prostředím drenážního charakteru, v každém případě však bude prokazatelně odlišný od vlhkostního režimu povrchových a podpovrchových vrstev v místech situovaných mimo valy.

V neposlední řadě je třeba ocenit, že vybraná metoda pro popis vertikální nestacionární infiltrace v pórovitém nenasyceném prostředí agrárních valů, zastoupená Philipovými zkrácenými infiltračními rovnicemi (7) a (8), aproximuje infiltrační procesy na agrárních valesch i mimo ně s dostatečnou přesností. Výše uvedená fakta jednoznačně potvrzují hypotézu o tom, že agrární valy (skeletové útvary) budou mít odlišné hydrofyzikální vlastnosti a hydraulický potenciál ve smyslu proudění povrchových a podpovrchových vod a budou disponovat také vyšší retardační kapacitou než přilehlá území.

Zdá se tedy, že vyhodnocení infiltračních procesů spolu s výsledky doplňujících měření momentální vlhkosti na agrárním valu a mimo něj v lokalitě Verneřicka (oblast 1, val 1) může (by mohlo) potvrdit hypotézu o valu s drenážními a vsakovacími schopnostmi, jenž by mohl zachycovat potenciální povrchový odtok, a působit tak jako protierozní, popř. infiltrační a drenážní liniové ohraničené prostředí.

Stejná situace byla zjištěna analýzou infiltračních procesů a momentální vlhkosti na ostatních místech v okolí Verneřic (Zubrnice, Touchořiny, Dolní Šebřův) [4]. Je tedy zřejmé, že za určitých okolností budou agrární valy v krajíně působit nejen jako tlumící prostředek hydrologických extrémů, tj. záplav a povodní, ale je možné předpokládat jejich příznivý vliv na vodní režim i v období sucha.

Z uvedených skutečností vyplývá, že jakákoli činnost či zemědělské aktivity, doporučení nebo návrhy biotechnických opatření by měly zohledňovat drenážní a infiltrační schopnosti agrárních valů, a tím přispívat k ochraně vodních zdrojů a vodního režimu v těchto oblastech.

Jakkoli se zdá zřejmé, že agrární valy a další skeletové útvary v krajíně musí mít odlišné hydro-pedologické parametry než území situovaná mimo, hodnoty získané terénním a laboratorním měřením budou nezbytným podkladem pro řešení vodo-hospodářských problémů v těchto oblastech. V současné době, kdy klima signalizuje častější výskyt hydrologických extrémů, jakými jsou přívalové srážky, záplavy nebo déle trávající sucha, má výzkum směřující k ochraně vodních zdrojů a vodního režimu v krajíně nezanedbatelný význam.

Článek vznikl za podpory projektu QH 821 26/2008 MZE ČR „Zajištění harmonizace krajinotvorné, hydrologické a produkční funkce agrárních valů a teras pro diverzifikaci aktivit na venkově“.

Literatura

- [1] Čílek, V.: Krajiny vnitřní a vnější. 2., doplněné vydání. Praha, Vydavatelství Dokořán 2010. /ISBN 80-7363-042-7/
- [2] GraphPad Software, 1995-2001.
- [3] Kasl, M. a kol.: Rešerše materiálů a informací, popis stávajícího stavu v souvislosti s hydrologií agrárních valů. Aktivita: A802/08 (dílní zpráva za rok 2008, projekt MZE ČR č. QH 821 26/2008. ČZU Praha, 2008.

- [4] Kovář, P. a kol.: Terénní experimentální průzkum na vybraných územích s agrárními valy. Aktivita č. A09/09 (dílčí zpráva za rok 2009, projekt MZE ČR č. QH 821 26/2008. ČZU Praha, 2009.
- [5] Kutílek, M.: Aplikovaná hydroopedologie. [Učební text], Praha, Vydavatelství ČVUT 1975.
- [6] Kutílek, M. – Nielsen, D. R.: Soil Hydrology. Geo-Ecology Textbook. Cremlingen Destedt, Catena Verlag 1994, pp. 98-102. /ISBN 3-923381-26-3/
- [7] Marquardt, D. W.: An Algorithm for Least Square Estimation of Nonlinear Parameters. Journal of Society of Industrial Applied Mathematics 11: 1963, pp. 431-441.
- [8] Philip, J. E.: The Theory of Infiltration: 1. The Infiltration Equation and its Solution. Soil Science 83: 1957, pp. 345-357.
- [9] Philip, J. E.: Numerical Solutions of Equations of the Diffusion Type with Diffusivity Concentration Dependent. II. Australian Journal of Physics, 10: 1957, 29-42.
- [10] Riezner, J.: Agrární valy a haldy Jeseníků. Veronica, 23, 2009, č. 3, s. 5-10.
- [11] Richards, L. A.: Capillary Conduction of Liquid through the Porous Media. Physics 1: 1931, 318-333.

Štibinger, J.: Infiltration Capabilities of Agrarian Land Walls

This paper describes the results of the infiltration processes at agrarian land walls (made of the stones from fields) and also the results of the infiltration processes from the areas, situated out of the agrarian land walls. The results have shown that the agrarian land wall is considered to be a porous line land drainage element which will be able to mitigate erosion processes and also negative impacts of the potential surface runoff in the landscape.

Štibinger, J.: Infiltrationsfähigkeiten von Agrarwällen im Gebiet

Der Artikel behandelt die Ergebnisse von Infiltrationsmessungen im Gelände an Agrarwällen und weiteren Orten. Aufgrund der Auswertung kann ein Agrarwall als bestimmtes Element mit Drainage- und Versickerungsfähigkeiten betrachtet werden, das einen potenziellen Oberflächenabfluss auffangen und so als linienförmig begrenztes antierosives bzw. Infiltrationsmilieu in der Landschaft wirken kann.

• projekty

Archa odolá i přírodním katastrofám

Stoupající hladina oceánů, přílivové vlny, zemětřesení a jiné přírodní katastrofy již možná nebudou tak velkým problémem. Ruské architektonické Remistudio navrhlo ekologickou budovu pro přežití přírodních katastrof. Na návrhu hotelového domu The Ark pracovalo ruské Remistudio ve spolupráci s Mezinárodní unií architektů v programu Architektura pro zmírnění následků katastrof.

Z dřevěných prefabrikovaných oblouků a napnutých oceánových lan vyrůstá ekologická budova v podobě mušle. Montované rámy umožňují rychlé a snadné postavení. Silná transparentní fólie z ethyltetrafluorethylenu, která je pokrývá, recykluje a čistí dešťovou vodu. Je lehčí, odolnější a úspornější než sklo. Na rámu ji drží speciální kovové profily, jež zároveň slouží jako sluneční kolektory pro ohřev vody a jako žlaby pro sběr dešťové vody z povrchu střechy. Tvar mušle dovoluje instalaci fotovoltaických článků v optimálním úhlu ke slunci. Teplý vzduch z horní části kupole je shromažďován v sezónním zásobníku tepla, v elektrickém a vodním akumulátoru. Nahromaděné odpadky se pyrolýzou zpracovávají.



Budova může stát i v seizmicky nebezpečných oblastech i plavat na vodě. Její konstrukce umožňuje přežití i za extrémních povodní. Pobyť v komplexu přijemňuje vysazená zeleň. Přes průhlednou střechu je neustálý přísun energie v podobě světla jak pro rostliny, tak pro osvětlení vnitřních místností.

Foto a zdroj: Remistudio /designmagazin



materialvision
techtexsil

mezinárodní odborné veletrhy

24. – 26. května 2011
Frankfurt nad Mohanem

Potenciální evapotranspirace v horském povodí

Ing. Petr PUNČOCHÁŘ
Ing. Josef KŘEČEK, CSc.
ČVUT – Fakulta stavební, Praha

Cílem článku je stanovení potenciální evapotranspirace v zájmových povodích Jizerských hor. Prostorová interpolace dat je provedena metodami geografických informačních systémů. Je řešena regionalizace hodnot energetické bilance, referenční evapotranspirace a výstupů empirických vztahů Hamona, Makkinka a Penmana–Monteitha.

Úvod

Jizerské hory patří k vodohospodářsky nejvýznamnějším oblastem České republiky. Tomu odpovídá relativně hustá pozorovací síť klimatologických a srážkoměrných stanic. Vodní bilance horských povodí, stanovená pouze z pozorovaných úhrnů srážek a odtoku, je ovlivňována jednak chybami při měření a interpolaci srážkových dat, jednak často nedostatečným konstrukčním řešením hydrometrických stanic, případně mírou uzavřenosti sledovaných povodí.

Stanovení hodnot potenciální evapotranspirace pomocí meteorologických prvků a charakteristik vypařujícího povrchu považujeme za důležitou informaci, kterou lze použít v matematickém modelování bilančních prvků, jež vede ke zpřesnění odhadů vodní, a následně i vodohospodářské bilance horských povodí.

Potenciální evapotranspirace

Evapotranspirace je kombinací fyzikálních procesů změny skupenství vody a biologické kontroly těchto procesů vegetací. Potenciální evapotranspirace charakterizuje hodnotu výparu za předpokladu nelimitujících podmínek přísunu vody k aktivnímu povrchu. S rostoucí humiditou stanovité se aktuální výpar blíží odhadům evapotranspirace potenciální.

Práce [6], [5] a [2] uvádějí metodické postupy pro odhad potenciální evapotranspirace, jejichž použitelnost je ovlivňována zejména objemem a dostupností požadovaných vstupních dat. Tyto metody lze rozdělit podle druhu vstupních dat na teplotní (výpar funkcí teploty vzduchu), radiační (intenzita výparu odvozená z energetické bilance aktivního povrchu) a kombinované (kromě energetické bilance je uvažován i aerodynamický vztah). Monteith [5] doplnil Penmanovu kombinovanou metodu o parametry kontrolující tok vodní páry z aktivního povrchu do volné atmosféry. Tento přístup, pro výpočet potenciální evapotranspirace v současnosti nejpoužívanější, se stal základem pro odvození evapotranspirace referenční [1], užívané v zemědělské praxi k odhadu potenciální evapotranspirace zájmové plodiny. Odhad potenciální evapotranspirace podmiňuje úspěšnou aplikaci hydrologických bilančních modelů [4].

Metodika

Pro vyjádření prostorového rozložení výparu v horském povodí bylo použito vztahu Penmana–Monteitha a porovná-

ní jeho výstupů s hodnotami referenční evapotranspirace. Relativně jednodušší empirické vztahy Hamona (teplotní) a Makkinka (radiační) [5] byly použity k ověření limitů jejich aplikace v horských oblastech.

Vstupní data

Vzhledem k vývoji vodní bilance oblasti byl použit distribuovaný způsob výpočtu, řešený v kontinuálním časovém měřítku. Vstupní data jsou rozdělena do čtyř skupin:

- prostorově i časově heterogenní (meteorologické veličiny nabývající v každém časovém úseku napříč celým územím odlišných hodnot);
- prostorově i časově heterogenní, s odhaditelným vývojem (veličiny vyjadřující vlastnosti vegetačního krytu, albedo);
- veličiny časově heterogenní a prostorově konstantní (denní doba slunečního svitu, která je pro oblast dané velikosti uvažována jako rovnoměrná);
- veličiny prostorově heterogenní a časově konstantní, tzn. veličiny týkající se reliéfu terénu (jeho digitální model) či vegetačního krytu (mapa vegetačního krytu území).

Výpočet byl proveden pro datové soubory meteorologických prvků v letech 1999–2007 v denním kroku (vzhledem k nejasnostem a minimálním hodnotám výparu ze sněhové pokrývky pouze pro vegetační období květen–říjen). Bodové měření meteorologických veličin bylo interpolováno a extrapolováno do sad rastrových vrstev (v každém kroku po jedné) [8].

Prostorová data reprezentují vlastnosti povrchu v každém jeho bodě. Základní datovou sadou je digitální model terénu pro danou oblast odvozený z vrstevnic Základní báze geografických dat, poskytnutých Českým úřadem zeměměřičkým a katastrálním. Tato data jsou v ortogonálním souřadnicovém systému S-JTSK a výškovém referenčním systému Balt po vyrovnání. Prostorový krok byl vzhledem k náročnosti výpočtu a prostorové heterogenitě vegetace a meteorologických veličin zvolen 25 x 25 m.

Výpočet podle Penmana–Monteitha

Výpočet latentního tepla vychází ze zjednodušené rovnice energetické bilance

$$R_n = (1 - \alpha) \cdot S_d^\downarrow + L_d^\downarrow - L_u^\uparrow = \lambda E + H, \quad (1)$$

kde α je albedo aktivní vrstvy [-];

S_d^\downarrow – dopadající globální solární radiace [$\text{W}\cdot\text{m}^{-2}$];

L_d^\downarrow – dopadající dlouhovlnná radiace [$\text{W}\cdot\text{m}^{-2}$];

L_u^\uparrow – dlouhovlnná radiace vyzářená aktivním povrchem [$\text{W}\cdot\text{m}^{-2}$];

H – tok zjevného tepla [$\text{W}\cdot\text{m}^{-2}$].

Člen L_u^\uparrow je funkcí doposud neznámé teploty aktivního povrchu, ta je v prvním kroku iteračního cyklu dosazena rovna teplotě vzduchu a proveden kompletní výpočet členů interní energetické bilance.

Teplota povrchu následně vyplývá ze vztahu

$$T_s = T_a + H \frac{r_a}{\rho_a \cdot c_p} \quad (2)$$

a podle této hodnoty je opraven člen $L_u \uparrow$ a výpočet opakován, dokud není rozdíl T_s v iteračním kroku i a $i - 1$ menší než $0,01$ °C. Poté jsou vybrány konečné hodnoty komponent energetické bilance a latentního tepla počítaného dle vztahu (3), které je následně převedeno na úhrn potenciální evapotranspirace.

$$\lambda E = \frac{\Delta \cdot R_n + \frac{1}{r_a} c_p \rho_a (e_{\text{sat}} - e_{\text{act}})}{\Delta + \gamma \left(1 + \frac{r_s}{r_a}\right)}, \quad (3)$$

kde R_n je radiační bilance aktivního povrchu [$\text{W} \cdot \text{m}^{-2}$];

r_a – aerodynamický odpor [$\text{s} \cdot \text{m}^{-1}$];

r_s – stomatální odpor [$\text{s} \cdot \text{m}^{-1}$];

$e_{\text{sat}} - e_{\text{act}}$ – sytostní doplněk [kPa];

c_p – specifické teplo suchého vzduchu [$\text{J} \cdot \text{kg}^{-1} \cdot \text{°C}^{-1}$];

ρ_a – hustota vzduchu [$\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$];

Δ – sklon koexistenční křivky [$\text{kPa} \cdot \text{°C}^{-1}$];

γ – psychrometrická konstanta [$\text{kPa} \cdot \text{°C}^{-1}$].

Při kontinuálním výpočtu potenciální evapotranspirace je třeba respektovat proces produktivního výparu (transpiraci vegetace) a výparu vody zadržené na povrchu vegetace (intercepci), kdy r_s nabývá v podstatě nulových hodnot [9]. Výsledná evapotranspirace je tudíž počítána jako vážený průměr s úvahou doby trvání jednotlivých situací na základě přístupu [5].

Alternativní empirické vztahy

Teplotní rovnice Hamona byla původně odvozena pro měsíční úhrny, následně upravena též pro denní krok, který byl použit ve tvaru

$$PE = 0,14 \cdot P_i \cdot D^2, \quad (4)$$

kde PE je denní úhrn potenciální evapotranspirace [$\text{mm} \cdot \text{d}^{-1}$];

P_i – absolutní vlhkost vzduchu násobená 10^{-2} [$\text{g} \cdot \text{m}^{-3}$];

D – poměrná maximální možná doba slunečního svitu [$\text{h} \cdot \text{h}^{-1}$].

Vztah Makkinka vychází z radiační metody podle [5] s tím, že vyjadřuje turbulentní člen (v kombinovaném vztahu pro stanovení evapotranspirace) jako funkci globální radiace a předpokládá obdobnou funkční závislost mezi hodnotami radiační bilance R_n a globální radiace $S_d \downarrow$. Potom

$$PE = \mu \frac{1}{\lambda} \cdot \frac{\Delta \cdot S_d \downarrow}{\Delta + \gamma}, \quad (5)$$

kde μ je kalibrační konstanta [-].

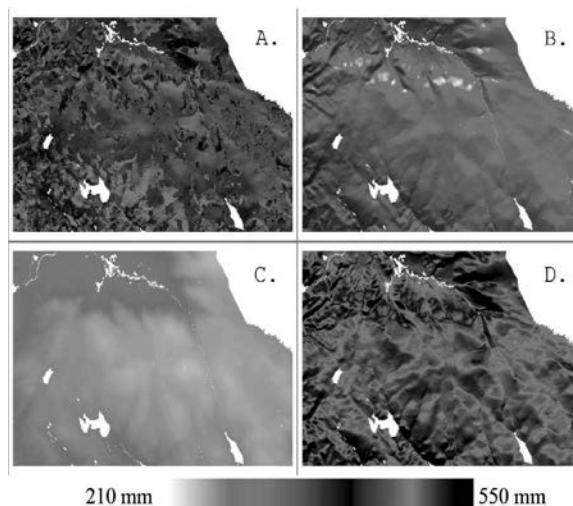
Referenční evapotranspirace byla počítána dle metodiky FAO [1]

$$RET = \frac{0,408 \cdot \Delta \cdot R_n + \gamma \cdot \frac{900}{T + 273} \cdot u \cdot (e_{\text{sat}} - e_{\text{act}})}{\Delta + \gamma (1 + 0,34 \cdot u)}, \quad (6)$$

kde u je rychlost větru a ostatní proměnné jsou identické s rovnicí (3). Hodnota radiační bilance R_n byla stanovena stejným způsobem jako u metody Penmana–Monteitha.

Výsledky a diskuze

Potenciální evapotranspirace byla simulována ve 2 018 dnech, kde u metody Penmana–Monteitha bylo pro každý den exportováno jedenáct veličin, které popisují vlastnosti energetické a tepelné bilance povrchu, jeho resistance a složky výparu. U metod Hamona a Makkinka byl vygenerován jeden snímek za den, u referenční evapotranspirace tři. Snímky v denním kroku byly následně redukovány na 75 měsíčních, a posléze na 9 ročních hodnot. Nakonec byly odvozeny průměrné roční a měsíční hodnoty pro devítileté období (obr. 1).



Obr. 1. Průměrná potenciální evapotranspirace ve vegetačním období 1999-2007

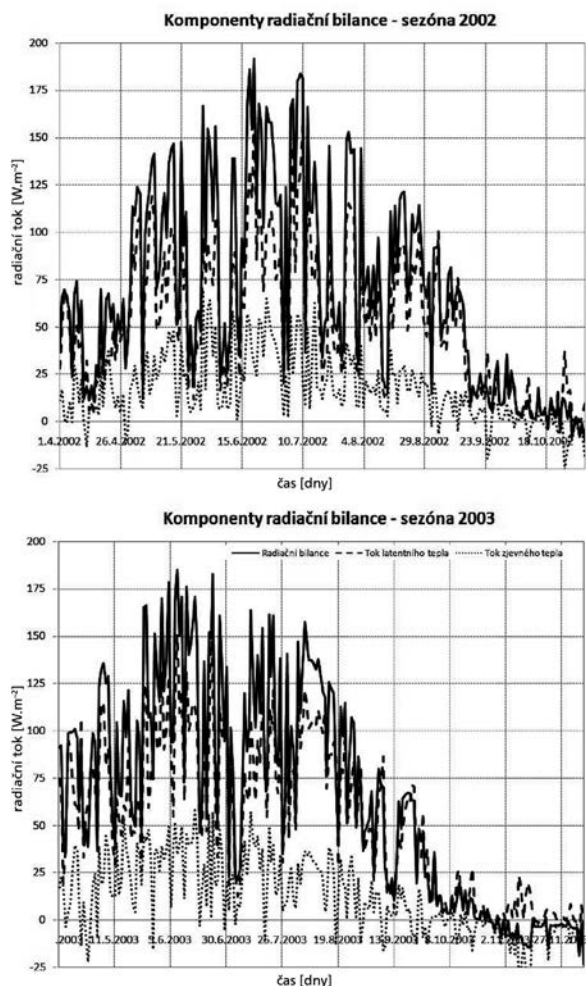
A – metoda Penmana-Monteitha (343 mm), B – FAO (343 mm), C – Hamona (267 mm), D – Makkinka (487 mm)

Odhad výparnosti zvolenými metodami se výrazně liší, minimální hodnota 267 mm (teplotní metoda Hamona) dosahuje 55 % hodnoty 487 mm (radiační vztah Makkinka). Tato skutečnost odpovídá výraznému snižování teploty vzduchu s nadmořskou výškou v horských oblastech, zatímco charakteristiky sluneční radiace se výrazně nemění. Podobně práce [6] a [9] uvádějí nadhodnocování potenciální evapotranspirace vztahem Hamona v zimních měsících, a naopak její podcenění v letním období. Také nárůst vlhkosti vzduchu s nadmořskou výškou (uplatňující se v metodách kombinovaných formou sytostního doplnku) je na hranici statistické významnosti.

Referenční evapotranspirace stanovená metodou FAO [1], 343 mm ve vegetačním období, dosahuje 84 % úhrnu potenciální evapotranspirace stanovené vztahem Penmana–Monteitha (409 mm). Klimatický výpar určený na základě bilančních studií reprezentativních povodí Českého hydrometeorologického ústavu v oblasti Jizerských hor dosahuje 180-360 mm [7]. Tyto hodnoty jsou však evidentně ovlivněny podhodnocením srážkové výšky, k čemuž v horských povodích běžně dochází [2], [3]. Pro náhorní plošinu Jizerských hor (870 m n. m.) vyplývá hodnota aktuální evapotranspirace, stanovená metodou energetické bilance se substitucí Bowenova poměru [7], ve vegetačním období květen až září 338 mm.

Závěr

Možnost použití geografických informačních systémů představuje významné zpřesnění odhadu potenciální evapotranspirace v horském povodí. Použití teplotní metody (vzo-



Obr. 2. Komponenty radiční bilance v letech 2002 a 2003

rec Hamona) považujeme v horském terénu za problematické. Hodnoty výparnosti FAO, stanovené metodami Penman–Monteitha, korespondují s hodnotami aktuálního výparu stanoveného metodou Bowenova poměru. Obecný vztah Penman–Monteitha lépe vystihuje proměnlivost vegetačních poměrů horských povodí proti hodnotám referenční evapotranspirace FAO, odvozeným pro zemědělské plodiny.

Článek vznikl za podpory výzkumného záměru MSM 6840770002 MŠMT ČR, projektů č. 526-09-0567 GA ČR a č. 1M0579 Výzkumného centra CIDEAS

Literatura

- [1] Allen, R. G. – Pereira, L. S. – Raes, D. – Smith, M.: Crop Evapotranspiration, Guidelines for Computing Crop Water Requirements. Irrigation and Drainage Paper, 56, 1998.
- [2] Bierkens, M. F. P. – Dolman, A. J. – Troch, P. E.: Climate and the Hydrological Cycle. Wallingford, IAHS Press 2008.
- [3] Calder, I. R. – Hall, R. L. – Adlard, P. G.: Growth and Water Use of Forest Plantations. Chichester, Wiley 1992.
- [4] Chen, J. M. – Chen, X. – Ju, W. – Geng, X.: Distributed Hydrological Model for Mapping Evapotranspiration Using Remote Sensing Inputs. Journal of Hydrology, 305: 2005, 15-39.
- [5] Gash, J. – Shuttleworth, J.: Evaporation. IAHS Benchmark Papers in Hydrology Series, 2007, 526 pp.
- [6] Grismer, M. E. – Orang, M. – Snyder, R. – Matyac, R.: Pan Evaporation and Reference Evapotranspiration Conversion Methods. Journal of Irrigation and Drainage Engineering, 128: 2002, 180-184.

- [7] Křeček, J.: Evapotranspiration from a Forested Basin in the Jizera Mountains. Hydrology of Mountainous Areas, IAHS Publication, 190, 1988, 229-237.
- [8] Punčochář, P.: Generování hydrometeorologických dat pro vstupy do hydrometeorologických modelů. [Dílčí zpráva], Výzkumné centrum CIDEAS, ČVUT Praha, 2008.
- [9] Rim, Ch. S.: A Comparison of Approaches for Evapotranspiration Estimation. Water Engineering, 4: 2000, 47-52.

Punčochář, P. – Křeček, J.: Potential Evapotranspiration in a Mountain Watershed

The aim of this paper is to estimate the potential evapotranspiration in watersheds of the Jizera Mountains. The regional distribution of data has been approximated by methods of geographical information systems. The data interpolated include the budget of energy, and results of reference evapotranspiration, and outputs from empirical equations of Hamon, Makkink and Penman-Monteith.

Punčochář, P. – Křeček, J.: Potenzielle Evapotranspiration in einem Gebirgsflusseinzugsgebiet

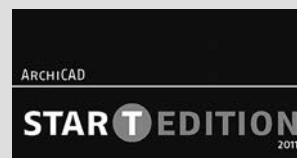
Gegenstand des Artikels ist die potenzielle Evapotranspiration in Flusseinzugsgebieten des Isergebirges. Die räumliche Interpolation der Daten wird mit Methoden geografischer Informationssysteme durchgeführt. Mit Hilfe dieser Instrumentarien wird die Regionalisierung der Werte der Energiebilanz, der Referenzevapotranspiration und der Ausgaben der empirischen Beziehungen Hamon, Makkink und Penman-Monteith gelöst.

ArchiCAD STAR(T) Edition 2011 uvolněn pro Česko



Společnost CEGRA (Centrum pro podporu počítačové grafiky ČR), která je průkopníkem BIM projektování, oznámila uvedení české lokalizace ArchiCADu STAR(T) Edition 2011, nejnovější verze projekčního systému pro architektu a projektanty zpřístupňující technologii Building Information Modeling (BIM) každému.

Nový ArchiCAD STAR(T) Edition 2011 je postaven na technologii virtuální budovy ArchiCADu 14. Jeho funkce a možnosti jsou vyladěny tak, aby odpovídaly potřebám menších projekcí a stavebních firem. Obsahuje nástroje potřebné pro vytvoření virtuální budovy a následného generování technické dokumentace všech stupňů. Nové funkce zahrnují částečné zobrazení konstrukcí, natočení pohledů, stíny v pracovním okně OpenGL, vyladěnou správu knihoven, texty před kótou a za kótou, vylepšení práce i interaktivními výkazy, rozšířené možnosti oken a dveří, pravítko, přímé načítání geodetických dat, podporu TZB modeláře, komunikační můstek pro export a import DWG 2010 a optimalizaci výkonu.



Tisková informace

Výpočet evapotranspirace s využitím znalosti radičních poměrů horského povodí

Ing. Michal DOHNAL, Ph.D.
prof. Ing. Tomáš VOGEL, CSc.
ČVUT – Fakulta stavební, Praha

Evapotranspirace tvoří významnou složku souboru hydrologických toků v systému půda/rostlina/atmosféra. Intenzita evapotranspirace se často odhaduje pomocí Penmanova–Monteithova vzorce, vyžadujícího mimo jiné znalost čisté radiace, která však v ČR k veličinám pozorovaným v síti standardních meteorologických stanic nepatří. Článek je zaměřen na ověřování vlivu albeda a dlouhovlnného záření při výpočtu čisté radiace v podmínkách malého horského povodí.

Úvod

Čistá radiace je mírou zářivé energie dostupné na zemském povrchu a rozhodující hnací silou evapotranspirace, toku tepla do atmosféry i půdy nebo fotosyntézy. Tok latentního tepla v souvislosti s evapotranspirací je z hlediska povrchové bilance nejvýznamnějším energetickým propadem. Nejčastěji používaná metoda výpočtu latentního tepla výparu (evapotranspirace) z mikrometeorologických měření, Penmanova–Monteithova rovnice, vyžaduje hodnoty čisté radiace jako vstupní údaj.

Čisté celkové záření R_n , výsledek radiční bilance zemského povrchu, je suma dopadajícího a odraženého krátkovlnného a dopadajícího a vyzářeného dlouhovlnného záření

$$R_n = J_n + L_n = J_{\downarrow} - J_{\uparrow} + L_{a\downarrow} - L_{g\uparrow}, \quad (1)$$

kde J_n a L_n je čisté krátkovlnné, resp. dlouhovlnné záření [W m^{-2}], J_{\downarrow} je dopadající krátkovlnné záření [W m^{-2}], J_{\uparrow} odražené krátkovlnné záření [W m^{-2}], $L_{a\downarrow}$ a $L_{g\uparrow}$ potom představují dopadající, resp. zemským povrchem vyzářené dlouhovlnné záření [W m^{-2}].

Měření čistého záření se na našem území provádí pouze na několika specializovaných stanicích a výzkumných lokalitách, není tudíž běžnou součástí měřicí sítě. Většinou se měří pouze globální radiace (dopadající krátkovlnné záření), čistá se následně dopočítává. Metody pro výpočet čisté radiace se využívají i k doplnění datových výpadků, případně k ověření správné funkce měření R_n . Ta se často vypočítává z měřeného dopadajícího krátkovlnného záření pomocí lineární regrese [1], [11]. Výpočet celkového čistého záření mnohonásobnou regresí s využitím měření teploty a vlhkosti vzduchu navrhli autoři [10]. Nicméně pro výpočet evapotranspirace je to nejrozšířenější způsob, který se snaží o individuální vyčíslení chybějících složek bilance (1) [2], [14].

Čisté krátkovlnné záření lze vyjádřit jako část J_{\downarrow} , tedy

$$J_n = (1 - \alpha) J_{\downarrow} \quad (2)$$

kde α představuje albedo, tj. bezrozměrnou odrazivost zemského povrchu. Při znalosti albeda vegetačního krytu pod

čidlem lze z měřené dopadající složky krátkovlnného záření dopočítat hodnoty J_n . V případě výpadku tohoto měření nebo jeho úplné absence se J_{\downarrow} získává např. z Ångströmovy rovnice [3].

Pro výpočet složek dlouhovlnného záření se využívá Stefanova–Boltzmannova zákona s korekcemi na vlhkost a oblačnost jako dvou nejdůležitějších absorbentů a emitůrů dlouhovlnného záření. Vliv ostatních absorbentů (prachu, CO_2 aj.) se považuje za konstantní.

$$L_{a\downarrow} = \varepsilon_a \sigma T_a^4, \quad (3)$$

$$L_{g\uparrow} = \varepsilon_g \sigma T_g^4, \quad (4)$$

kde σ je Stefanova–Boltzmannova konstanta ($5,67 \cdot 10^{-8} \text{ W m}^{-2} \text{ K}^{-4}$); T_a, T_g je teplota oblohy, resp. zemského povrchu [K]; $\varepsilon_a, \varepsilon_g$ je emisivita vzduchu a zemského povrchu [-]. Emisivitu zemského povrchu je možno uvažovat rovnou 1. Pro výpočet dopadajícího dlouhovlnného záření je výhodná aproximace emisivity vzduchu navržená ve [4] pro jasnou oblohu

$$\varepsilon_{ac} = (a_1 + a_2 \sqrt{p_{va}}), \quad (5)$$

kde p_{va} značí aktuální tlak vodní páry [kPa]; a_1 [-], a_2 [$\text{kPa}^{-0.5}$] jsou empirické koeficienty se vztahem k lokalitě měření (Unsworth a Monteith [18] doporučují v případě nedostupnosti měření složek dlouhovlnné radiace 0,51-0,60; 0,187-0,206). Po zavedení vlivu oblačnosti je možné L_n vyjádřit

$$L_n = (a_1 + a_2 \sqrt{p_{va}}) \left(b_1 \frac{J_t}{J_{to\downarrow}} - b_2 \right) \sigma T_a^4 - \sigma T_g^4, \quad (6)$$

kde $J_{to\downarrow}$ je dopadající krátkovlnné záření za předpokladu bezoblačné oblohy [W m^{-2}]; b_1, b_2 [-] jsou empirické kalibrační koeficienty (Allen et al. [2] doporučují v případě nedostupnosti měření složek dlouhovlnné radiace hodnoty 1,35; -0,35).

K výpočtu denních hodnot potenciální evapotranspirace z dostupných meteorologických měření využíváme metodu Penmana–Monteitha [15] založenou na řešení rozšířeném o vliv povrchového odporu. Penmanova–Monteithova rovnice se uvádí ve tvaru

$$Q_\lambda = \lambda \rho_w E = \frac{\Delta (R_n - Q_G) + \rho_a c_p \frac{p_{vs} - p_v}{r_a}}{\Delta + \gamma \left(1 + \frac{r_s}{r_a} \right)}, \quad (7)$$

kde Q_λ je tok latentního tepla [W m^{-2}], E intenzita evapotranspirace [ms^{-1}], R_n celkové čisté záření [W m^{-2}], Q_G tok tepla do půdy [W m^{-2}], v našem případě uvažován nulový, p_v tlak vodní páry [Pa], p_{vs} nasycený tlak vodní páry [Pa], ρ_w hustota vody [kg m^{-3}], ρ_a hustota vzduchu [kg m^{-3}], λ specifické latentní teplo výparu [J kg^{-1}], c_p specifická izobarická tepel-

ná kapacita vzduchu [$\text{Jkg}^{-1}\text{K}^{-1}$], r_a aerodynamický odpor [sm^{-1}], r_s povrchový odpor [sm^{-1}], Δ sklon křivky tlaku nasycené vodní páry [PaK^{-1}], γ psychrometrická konstanta [PaK^{-1}]. Povrchový odpor byl vypočten [16]

$$r_s = \frac{r_1}{\text{LAI}_{\text{active}}}, \quad (8)$$

kde r_1 je stomatální odpor (osluněného) listu [sm^{-1}] a $\text{LAI}_{\text{active}}$ je index listové plochy [m^2m^{-2}], která aktivně přispívá k přenosu vodní páry a tepla. Podrobněji je aplikace výpočetního postupu v podmínkách povodí Uhlířská uvedena v práci [7].

Cílem studie bylo ověřit vliv časové variability albeda a rozdílných přístupů zjištění dlouhodobého záření na výpočet čisté celkové radiace, potažmo evapotranspirace travního porostu, metodou Penman–Monteitha na experimentální ploše v Jizerských horách. Vypočtené hodnoty čisté radiace byly porovnávány s hodnotami měřenými. Měřená data byla použita i k odvození hodnoty albeda, která by lépe odpovídala podmínkám vegetačního krytu na povodí v Jizerských horách. Dále bylo třeba zjistit relativní podíl jednotlivých složek radiačního režimu v povodí ve vegetačním období.

Experimentální plocha a přístrojové vybavení

V západní části Jizerských hor je dlouhodobě monitorován hydrologický a klimatický režim malého horského povodí Uhlířská (Černá Nisa). Povodí je rozděleno na dvě subpovodí s nezávislým měřením průtoku, monitorována je kvalita vody v recipientu i srážkách. Hydropedologická a meteorologická pozorování se soustřeďují na experimentální plochu Tomšovka ve svažitě reprezentativní části povodí. Kontinuální mikrometeorologická pozorování s měřením radiace jsou situována na postupně zarůstající mýtinu v horní části svahu vzniklou odlesněním vlivem kyselých depozic koncem osmdesátých let. Travní porost tvoří třtina chloupkatá (*Calamagrostis villosa*), svah byl po odlesnění osázen smrkem ztepilým (*Picea abies*). Porost třtiny, který je nestejnorodý a řídký, vyrazí skrze sněhem a jarním táním ulehlý souvislý pokrov tlejících stébel. V místech s hustším porostem mladých smrků v letních měsících v důsledku kompetice o zdroje (především vodu) mezi třtinou a smrkem usychá nebo mizí. Jde tedy o nestandardní měření (vzdálenost čidel od nejbližšího stromu nepřesáhla desetinásobek jeho výšky, vegetačním krytem není stejnorodá krátce střížená tráva), které probíhá ve výšce 2 m nad zemí, orientace vodorovných ramen s čidly byla volena tak, aby během dne bylo zastínění senzorů a jejich vzájemné ovlivnění minimální. Vodorovná ramena k senzorům svírala úhel 90° .

Pro radiační měření byla zvolena čidla Kipp & Zonen CNR 1 a Kipp & Zonen NR Lite (*obr. 1*) – CNR 1 umožňuje oddělené měření všech čtyř složek radiační bilance (1), tj. dopadajícího a odraženého krátkovlnného a dopadajícího a vyzářeného dlouhovlnného záření. Většina, tj. 99 % záření vstupujícího do spodních čidel, vychází z kruhové oblasti o poloměru 20 m [12]. Hodnota albeda je tedy ovlivněna vegetačním krytem v okolí meteorologického sloupu o ploše $1\,256\text{ m}^2$. Tato plocha zahrnuje několik mladých i vzrostlých smrků a měřicí zařízení, především meteorologický sloup a rameno, na kterém jsou čidla umístěna.

Albedo

Nejčastěji se albedo, pokud není měřeno, uvažuje konstantní hodnotou 0,23 (pro krátce stříženou trávu). Dong et

al. [8] vypočítávali hodnoty albeda v závislosti na úhlové vzdálenosti slunce od průsečíku kolmice na horizontální rovinu pozorovacího místa s nebeskou sférou, tj. zenitovým úhlem (0,23–0,33). Pro půdy bez vegetačního krytu se nejčastěji uvažuje hodnota albeda v závislosti na vlhkosti vrchní vrstvy půdy [19], [13]. V našem případě budou zenitový úhel a vlhkost také patřit mezi nejdůležitější faktory ovlivňující hodnotu albeda v čase (ve vegetační sezóně). Vlhkost na rozdíl od holé půdy pouze prostřednictvím kvality a výšky vegetačního krytu.

Přestože je hodnota albeda měřená CNR 1 považována za bodovou, odpovídá odraženému záření z oblasti okolí radiometru. V našich podmínkách se převážná část záření odrazí z oblasti o poloměru 6–8 m dle aktuální výšky vegetačního krytu. Typický průběh podílu odraženého a dopadajícího krátkovlnného záření je zřejmý z *obr. 2*, na začátku a na konci dne jsou jeho hodnoty vyšší než v poledne, což je způsobeno vyšším difúzním ozářením v důsledku zvýšeného rozptylu na dlouhém průchodu záření atmosférou při velkých zenitových úhlech [6]. Odražené krátkovlnné záření je samozřejmě větší v poledních hodinách, proto je doba kolem poledne využita k určení hodnoty albeda.

Příspěvek k odraženému krátkovlnnému záření, způsobený meteorologickým sloupem, byl odhadnut dle návodu výrobce ze vztahu

$$D / 2\pi S, \quad (9)$$

kde D je průměr vertikálního sloupu [m], S je délka vodorovného ramene na střed čidla [m]. V našem případě přispívá meteorologický sloup k odraženému krátkovlnnému záření 1 % (pro $D = 0,05\text{ m}$ a $S = 0,80\text{ m}$).

Vliv celkového zastínění senzoru (slunce na obzoru), snižující přijímaný signál odraženého krátkovlnného záření, nebyl uvažován.

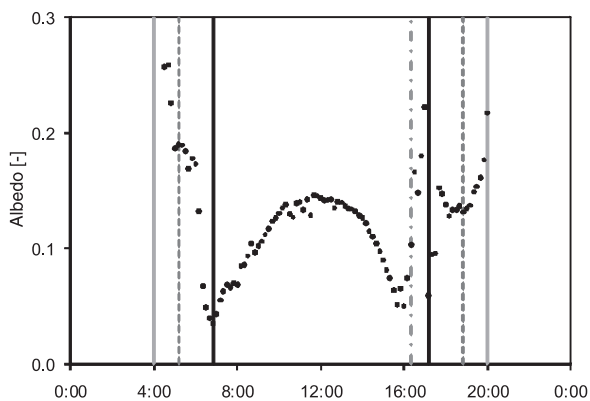
Výsledky a diskuze

Denní variabilita podílu odraženého a dopadajícího krátkovlnného záření na experimentální ploše Tomšovka v rámci povodí Uhlířská (*obr. 2*) vykazuje známky nestandardního umístění čidel. Výrobce Kipp & Zonen doporučuje neuvážovat hodnoty ovlivněné větším rozptylem na dlouhé dráze slunečních paprsků, tj. pro zenitové úhly menší než 10° (*obr. 2* čárkovaná čára). Specifická morfologie, a především zalesnění okolí měřicího stanoviště, přidávají v našich



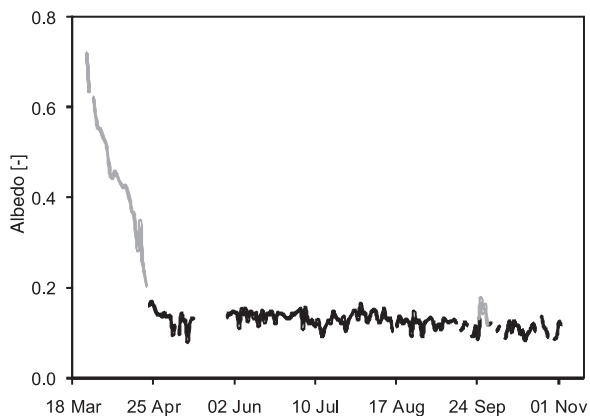
Obr. 1. Radiační měření v Jizerských horách

podmínkách dalších cca 15°. Nakonec je třeba uvažovat sklon svahu (cca 8°), jehož orientace přispívá k dřívějšímu západu slunce za horizont.



Obr. 2. Typický průběh podílu odraženého a dopadajícího krátkovlnného záření během jasného dne (1. 7. 2008)
0° – šedá, 10° – čárkovaná, 25° – černá (vliv lesa a okolního terénu), 33° – čerchovaná (sklon a orientace experimentálního svahu)

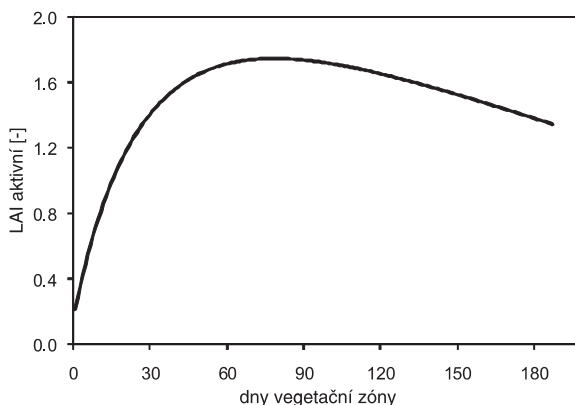
Vývoj denních hodnot albeda ve vegetační sezóně 2008 je uveden na obr. 3. Hodnoty ovlivněné ležícím sněhem nebo jeho zbytky jsou znázorněny šedou barvou, pro zjištění jeho průměrné hodnoty nebyly vzaty v úvahu. Albedo kolísá v intervalu (0,08; 0,18). Výrazně odlišné hodnoty ve druhé polovině září jsou stejně jako vysoké hodnoty albeda na začátku roku ovlivněny ležícím sněhem nebo jeho zbytky. Ve vegetační sezóně 2008 byla tedy průměrná hodnota albeda na Tomšovce 0,13. Z porovnání s tabulkovými hodnotami vyplývá, že je zjištěná hodnota albeda nejspíše kompromisem mezi holou půdou (0,05-0,40), mladými jehličnany (0,05-0,15) a travním porostem (0,16; vše [5]).



Obr. 3. Změny albeda ve vegetační sezóně 2008
(šedě jsou znázorněny hodnoty ovlivněné sněhem nebo jeho zbytky)

Stabilita denních hodnot albeda neovlivněných sněhem, které nevykazují během vegetační sezóny významný trend, je vzhledem k vývoji indexu listové plochy třtiny chloupkaté ve vegetační sezóně (obr. 4) poměrně překvapivá. Patrný je pouze konec jejího vegetačního období po prvních mrazech v polovině září. Vrcholu listové plochy dosahuje v červnu, což se na hodnotě albeda výrazně neprojevuje, stabilizujícím prvkem jsou tedy jednoznačně půda pokrytá zbytky zetlelých stébel a stále zelený smrkový porost, které jsou v hodnotě albeda integrovány a během roku se jejich odrazivost významně nemění.

Průměrné zastoupení složek radiační bilance ve třech vegetačních obdobích je uvedeno na obr. 5 a bylo posuzováno podle podílu na všech složkách (1). Na jaře je patrně vyšší zastoupení krátkovlnného odraženého záření způsobené zbytky sněhu. Podíl dlouhovlnného vyzářeného záření je výrazně nižší na jaře než na podzim, což je způsobeno nižší povrchovou teplotou půdy po zimě. Letní široký vrchol krátkovlnného dopadajícího záření je dán dráhou slunce, které je výše nad obzorem než na jaře a na podzim.



Obr. 4. Vývoj aktivní listové plochy třtiny chloupkaté během vegetační sezóny [9]

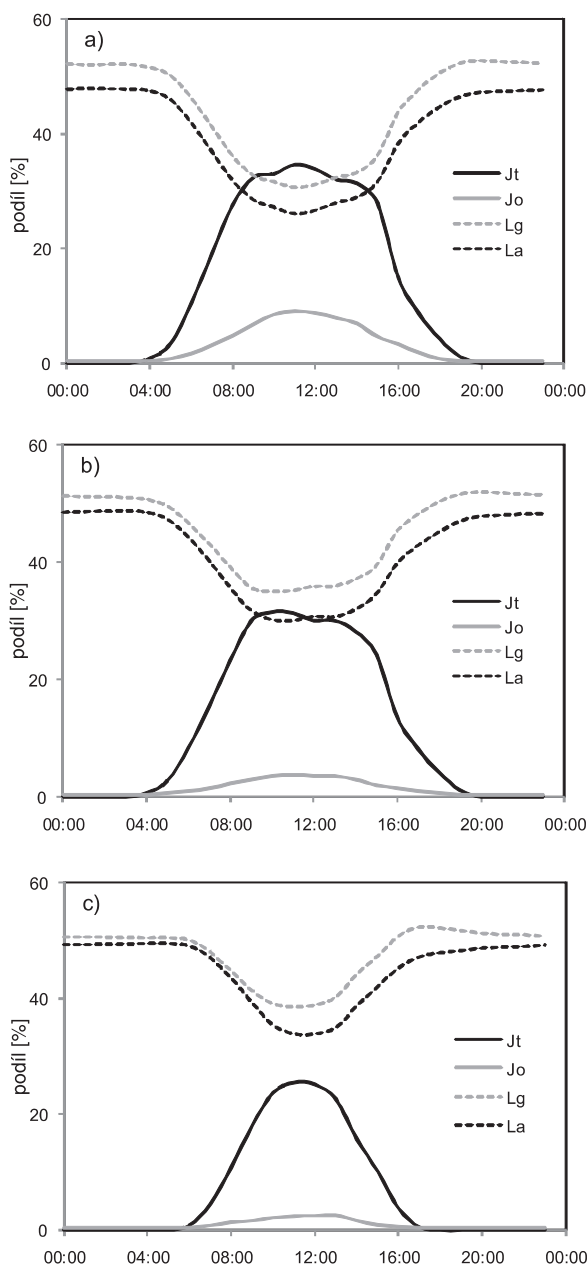
Hodnocení postupů pro výpočet celkového čistého záření lze nalézt např. v [17]. Zde jsme se zaměřili pouze na zjištění vlivu proměnlivosti albeda a dlouhovlnného záření na výpočet čistého záření a následně potenciální evapotranspirace metodou Penmana–Monteitha, pro kterou je celkové čisté záření klíčovým vstupem. Pro možnost porovnání jsme definovali čtyři scénáře výpočtu čistého záření a ty porovnali s případem, kdy je čisté záření kontinuálně měřeno (v našem případě čidlem Kipp & Zonen CNR 1). Scénář A počítá s nově určenou konstantní hodnotou odrazivosti 0,13 a využívá kalibrované empirické koeficienty pro výpočet dlouhovlnného záření [9]. Scénář B uvažuje albedo tabulkovou hodnotou 0,23 (standardní povrch – krátce střížená tráva) a využívá v místě kalibrované koeficienty pro výpočet dlouhovlnného záření. Další případ C je shodný s prvním, pouze místo kalibrovaných koeficientů pro výpočet dlouhovlnného záření využívá doporučené hodnoty [2]. Poslední scénář D také počítá s konstantní hodnotou albeda 0,13, ale vyzářené dlouhovlnné záření je dopočítáno z měření teploty vzduchu 5 cm nad zemským povrchem z rovnice (4), zatímco dopadající dlouhovlnné záření je měřeno.

Tab. 1. Porovnání scénářů

Ukazatel	Odchylka ET [mm]			
	A	B	C	D
minimum	-0,66	-0,36	-1,05	0
maximum	0,57	1,07	0,35	0,28
průměr *	0,23	0,29	0,33	0,06
za sezónu **	6,24	-35,74	39,45	6,57

* vypočten z absolutních hodnot odchylek; ** celková odchylka v sumě potenciální evapotranspirace za 154 dní vegetační sezóny

Z tabulky 1 vyplývá, že uvažování tabulkové hodnoty albeda ve výpočtu celkového čistého záření (scénář B) pro odhad denních hodnot evapotranspirace metodou Penmana–Monteitha vede k chybám až 17 % (průměrná chyba

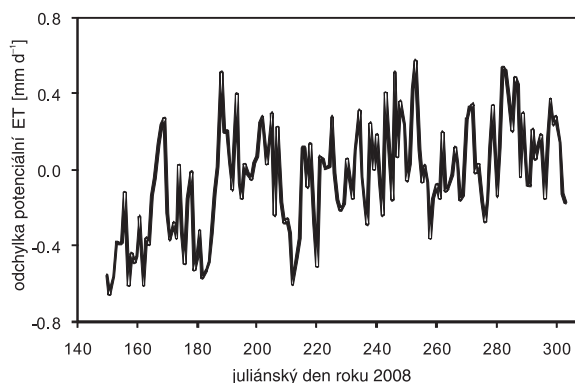


Obr. 5. Průměrné zastoupení složek radiační bilance (v absolutní hodnotě) během dne
a – jaro, b – léto, c – podzim

větší než 0,3 mm). Vypočtená potenciální evapotranspirace u scénáře B byla o 35,74 mm nižší než v případě, kdy je čisté záření kontinuálně měřeno. Nekalibrované hodnoty koeficientů ve výpočtu dlouhodobného záření (scénář C) vedou k výraznému nadhodnocení evapotranspirace na povodí. Velikost odchylek je srovnatelná se scénářem B. Průměrná odchylka vypočtených denních hodnot evapotranspirace byla u scénáře A, který počítá s nově určenou konstantní hodnotou odrazivosti 0,13 a využívá kalibrované empirické koeficienty pro výpočet dlouhodobného záření 12 %, maximální potom 35 % (obr. 6). Nejmenší odchylky byly zjištěny u scénáře D. V podmínkách povodí Uhlířská se tak potvrzuje, že měření dopadajících složek radiační bilance (1) stačí k velmi přesnému výpočtu čistého záření, potažmo potenciální evapotranspirace. Průměrná odchylka vypočtené evapotranspirace od hodnoty evapotranspirace, zjištěné z kontinuálního měření čistého celkového záření, byla menší než 3,2 %.

Závěr

Analýzou měření složek radiační bilance byly získány cenné poznatky o radiačním režimu v zájmové lokalitě malého horského povodí. Na experimentální ploše Tomšovka v rámci povodí Uhlířská byla průměrná hodnota albeda ve zkoumané vegetační sezóně 0,13. Během sezóny nebyla zjištěna lineární závislost s indexem listové plochy třtiny chloupkaté či jinými vlivy, hodnota albeda byla poměrně stabilní.



Obr. 6. Odchylky potenciální evapotranspirace vypočtené metodou Penmana–Monteitha podle scénáře A

Analýze byl podroben koncept předpokládající konstantní odrazivost zemského povrchu ve vegetační sezóně a jeho případného odhadu z tabulkových hodnot. Ukázali jsme, že uvažování tabulkových hodnot albeda ve výpočtech celkového čistého záření pro odhad denních hodnot evapotranspirace metodou Penmana–Monteitha vede k chybám až 17 %. Velmi dobrých výsledků v podmínkách povodí Uhlířská bylo dosaženo při využití průměrné hodnoty albeda zjištěné z měření v kombinaci s použitím lokálně kalibrovaných empirických koeficientů pro výpočet čistého dlouhodobného záření.

Dále bylo prokázáno, že dostatečně robustní a dobře použitelný je způsob využívající měření teploty 5 cm nad zemským povrchem k výpočtu vyzáření dlouhodobné radiační bilance. Navíc postup, s výjimkou znalosti odrazivosti povrchu, není kalibrační svázán s měřenou lokalitou.

Článek vznikl za podpory projektů č. 205/08/1174 GA ČR a MSM6840770002 „Revitalizace vodního systému krajiny a měst zatíženého významnými antropogenními změnami“.

Literatura

- [1] Alados, I. – Foyo-Moreno, I. – Olmo, F. J. – Alados-Arboleda, L.: Relationship between Net Radiation and Solar Radiation for Semi-Arid Shrub-Land. Agric. For. Meteorol., 2003, 116, pp. 221-227.
- [2] Allen, R. G. – Pereira, L. S. – Raes, D. – Smith, M.: Crop Evapotranspiration. Guidelines for Computing Crop Water Requirements. FAO Irrigation and Drainage Paper, 56, Food and Agriculture Organization of the United Nations, Rome, 1998, 300 pp.
- [3] Ångström, A.: Nachtliche Ausstrahlung in Ballon. Beitr. Phys. s. freien. Atmos., 1928, 14, p. 8.
- [4] Brunt, D.: Notes on Radiation in the Atmosphere. I. Quarterly Journal of the Royal Meteorological Society, 1932, 58, pp. 389-420.
- [5] Budikova, D.: Albedo. In: Encyclopedia of Earth. Eds. Mryka Hall-Beyer: von Hoesen, J. G., Cleveland (Wash. Environ.

- Inform. Coalition, Nat. Council Sci. and Envi., 2006. www.eoearth.org/article/Albedo
- [6] Disney, M. P. – Lewis, G. – Thackrah, T.: Quaipe and M. Barnsley, Comparison of MODIS Broadband Albedo over an Agricultural Site with Ground Measurements and Values Derived from Earth Observation Data at a Range of Spatial Scales. *Int. J. Remote Sensing*, Vol. 25, 2004, pp. 5297-5317.
- [7] Dohnal, M. – Dušek, J. – Vogel, T. – Herza, J. – Tachecí, P.: Analysis of Soil Water Response to Grass Transpiration. *Soil & Water Res.*, 2006, 1, pp. 85-98.
- [8] Dong, A. – Grattan, S. R. – Carroll, J. J. – Prashar, C. R. K.: Estimation of Daytime Net Radiation over Well-Watered Grass. *J. Irrig. Drain. Eng.*, 1992, 118, pp. 466-479.
- [9] Herza, J.: Estimation of Evapotranspiration in the Mountain Catchment, Jizera Mountains, Czech Republic. [MSc Thesis], Cranfield University at Silsoe, 2005.
- [10] Irmak, S. – Irmak, A. – Jones, J. W. – Howell, T. A. – Jacobs, J. M. – Allen, R. G. – Hooganboom, G.: Predicting Daily Net Radiation using Minimum Climatological Data. *J. Irr. Drain Eng.*, 2003, 129, pp. 256-269.
- [11] Gaminsky, K. Z. – Dubayah, R.: Estimation of Surface Net Radiation in the Boreal Forest and Northern Prairie from Short-wave Flux measurements. *J. Geophys. Res.*, 1997, 102, pp. 29707-29716.
- [12] Kipp&Zonen CNR 1 Net Radiometer, Instruction Manual, Version 0706, 2002.
- [13] Kondo, J. – Saigusa, N. – Sato, T.: A Model and Experimental Study of Evaporation from Bare-Soil Surfaces. *Journal of Applied Meteorology*, 1992, 31, pp. 304-312.
- [14] Martinez-Lozano, J. A. – Tena, F. – Oubruka, J. E. – de la Rubia, J.: The Historical Evolution of the Angstrom Formula and its Modification – Review and Bibliography. *Agric. For. Meteorol.*, 1984, 33, pp. 109-128.
- [15] Monteith, J. L.: Evaporation and the Environment. In: *The State and Movement of Water in Living Organisms*. [Proceeding], Symposium. Soc. of Exp. Biol., Swansea, Cambridge University Press 1965, pp. 205-234.
- [16] Monteith, J. L.: Evaporation and Surface-Temperature. *Quarterly Journal of the Royal Meteorological Society*, 1981, 107, pp. 1-27.
- [17] Temesgen, B. – Eching, S. – Frame, K.: Comparing Net Radiation Estimation Methods: CIMIS versus Penman–Monteith. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 2007, 133, No. 3.
- [18] Unsworth, M. H. – Monteith, J. L.: Long-Wave Radiation at the Ground. *Quarterly Journal of the Royal Meteorological Society*, 1975, 101, pp. 13-24.
- [19] van Bavel, C. H. M. – Hillel, D. I.: Calculating Potential and Actual Evaporation from a Bare Soil Surface by Simulation of Concurrent Flow of Water and Heat. *Agricultural Meteorology*, 1976, 17, pp. 453-476.

Dohnal, M. – Vogel, T.: Computation of Evapotranspiration Using Detailed Knowledge of Radiation Conditions in a Small Mountain Basin

Evapotranspiration makes a significant component of a set of hydrological fluxes in the soil-plant-atmosphere system. Its intensity is often assessed with Penman–Monteith formula, requiring, among others, knowledge of net radiation. However, net radiation does not fall within values observed in the network of standard meteorological stations in the Czech Republic. This article is focused on verification of the albedo effect and long-wave radiation in computing net radiation in the conditions of a small mountain basin.

Dohnal, M. – Vogel, T.: Berechnung der Evapotranspiration bei Anwendung detaillierter Kenntnisse der Strahlungsverhältnisse eines kleinen Wassereinzugsgebiets im Gebirge

Die Evapotranspiration bildet eine bedeutende Komponente der Gesamtheit der hydrologischen Ströme im System Boden-Pflanze-Atmosphäre. Ihre Intensität wird oft mit Hilfe der Penman–Monteith-Formel geschätzt, die u.a. die Kenntnis der reinen Strahlung erfordert. Die reine Strahlung gehört jedoch in Tschechien nicht zu den im Netz der gewöhnlichen Wetterstationen beobachteten Größen. Der Artikel behandelt die Überprüfung des Einflusses der Albedo und der langwelligen Strahlung bei der Berechnung der reinen Strahlung unter den Bedingungen eines kleinen Wassereinzugsgebiets im Gebirge.

Jak se bude bydlet v roce 2050



Sál architektů, Staroměstská radnice
Staroměstské náměstí 1, Praha 1

výstava návrhů ze studentské ideové
architektonicko-urbanistické soutěže
potrvá do 24. dubna 2011.

Jak se bude bydlet v roce 2050

Vývoj nákladů při realizaci stavebního díla

Ing. Vít HROMÁDKA, Ph.D.
doc. Ing. Jana KORYTÁROVÁ, Ph.D.
Bc. Tomáš KINDERMANN
VUT – Fakulta stavební, Brno

Článek se zabývá identifikací rizikových faktorů, které mohou významně ovlivnit jednu ze základních ekonomických charakteristik stavebního díla – náklady na realizaci stavby. K identifikaci jsou využity údaje z realizovaných zakázek a informace Českého statistického úřadu. Pro formulaci závěrů je využita simulace metodou Monte Carlo.

Vymezení rizika jeho řízení

Riziko je spojeno s jakoukoli lidskou činností. Jde o komponent, který ovlivňuje předpokládané výsledky lidského snažení. V literatuře existuje řada způsobů vysvětlení tohoto pojmu, základní smysl je vždy míra ohrožení. Riziko lze tedy charakterizovat například jako:

- pravděpodobnost, se kterou nastane událost s výsledkem odlišným od výsledku očekávaného, kdy alespoň jeden z možných výsledků je nežádoucí;
- pravděpodobnost výsledku události (jevu) odlišného od výsledku požadovaného, kdy alespoň jeden z výsledků je nežádoucí;
- možnost vzniku nežádoucího výsledku události odlišného od výsledku očekávaného.

Riziko se může vyskytovat v různé podobě a projevovat se velmi rozdílně. Z tohoto důvodu je možné provést jistou klasifikaci rizik z hlediska jejich věcné náplně. Protože je článek zaměřen zejména na riziko investičních projektů, bude i klasifikace rizik přizpůsobena tomuto pohledu. Riziko v rámci přípravy a realizace projektů může mít následující podobu [2], [5]:

➤ *technicko-technologické* souvisí s problémem aplikace výsledků vědeckotechnického rozvoje, popř. nezvládnutím technologického procesu;

➤ *výrobní* nastává při omezenosti či nedostatku zdrojů (materiálu, energie, pracovní síly) a bývá často doplněno rizikem dodavatelským (poruchami na straně dodavatelů);

➤ *ekonomické* spočívá především v nákladové oblasti, zejména jde o problémy spojené se změnou ceny vstupních surovin a materiálů, energií, služeb, subdodávek (hrozí překročení plánovaných nákladů, snížení efektivity projektu);

➤ *tržní* spočívá v úspěšnosti výrobků a služeb, většinou jde o rizika prodejní (poptávková) ve vztahu k velikosti prodeje a prodejních cen;

➤ *finanční* vzniká při dostupnosti zdrojů financování a změnách úrokových sazeb u úvěrů s pohyblivými úrokovými sazbami, změnách měnových kurzů či protekcionismu v mezinárodním obchodu;

➤ *legislativní* je spojeno s hospodářskou a legislativní politikou vlády (změnou daňových zákonů, zákonů na ochranu životního prostředí, antimonopolních zákonů apod.);

➤ *politické* spočívá zejména v hrozbě stávek, národnostních nepokojů, teroristických akcí, obecně tedy v politické nestabilitě či změně politických systémů;

➤ *environmentální* vyvolávají možné náklady na zamezení či odstranění škod způsobovaných životnímu prostředí, náklady spojené s uvedením projektu do souladu s požadavky na ochranu životního prostředí;

➤ *informační* nastává při problému získání dostatečného množství informací a hrozbě jejich nedostatečné ochrany a jejich možného zneužití interními i externími subjekty s negativním dopadem na projekt;

➤ *zásahy vyšší moci* spočívají v možných haváriích výrobních zařízení či v nebezpečí živelních pohrom (povodně, vichřice, sopečného výbuchu apod.).

Vzhledem k množství možných rizik, se kterými je možné se při plánování a realizaci projektů setkat, je nutné jednotlivá rizika řídit. Hlavním cílem řízení rizika projektu je zvýšit pravděpodobnost jeho úspěchu a minimalizovat nebezpečí neúspěchu. Kroky při řízení rizika projektu [5]:

- určení faktorů rizika projektu,
- stanovení významnosti faktorů rizika,
- stanovení rizika projektu,
- hodnocení rizika projektu a návrh a přijetí opatření na jeho snížení,
- příprava plánu korekčních opatření.

Obchodní riziko – navýšení investičních nákladů

V úvodní části byly zmíněny základní oblasti rizika spojené s realizací investičního projektu. Článek je zaměřen zejména na posuzování rizik spojených s navýšením pořizovací ceny, pozornost tedy bude věnována zejména riziku ekonomickému. „*Ekonomická rizika zahrnují především širokou paletu nákladových rizik, jež jsou vyvolána růstem cen surovin, materiálů, energií, služeb, resp. dalších nákladových položek. V důsledku těchto rizik může dojít k překročení plánované výše nákladů a nedosažení předpokládaného hospodářského výsledku a tím i ekonomické efektivity projektu*“. [1]

Faktory ekonomického rizika

Základním krokem vymezení faktorů rizika je rozčlenění projektu do dílčích fází, které umožní snadněji charakterizovat zdroje rizika v dílčích etapách projektu. V našem případě lze projekt rozdělit na fázi předinvestiční, investiční, provozní a likvidační, pro potřeby analýzy ekonomického rizika projektu v podobě navýšení investičních nákladů budou uvažovány pouze fáze předinvestiční (do podpisu smlouvy o dílo včetně) a investiční.

Faktory ekonomického rizika ve fázi předinvestiční:

- chybně či nedostatečně zpracovaná projektová dokumentace,
- chybně či nedostatečně zpracovaný výkaz výměr,
- chybné použití jednotkových cen stavebních prací a materiálů,
- nedostatečné ošetření odpovědnosti za více náklady ve smlouvě o dílo.

Faktory ekonomického rizika ve fázi investiční:

- růst cen materiálů, lidských zdrojů, energií, služeb,
- nevyhovující klimatické podmínky v průběhu výstavby,
- omezení výstavby v důsledku veřejného zájmu či z jiných objektivních důvodů.

Stanovení významnosti faktorů rizika je velice významným krokem analýzy rizik. Významnost konkrétního faktoru rizika dává informaci o tom, zda je nutná podrobnější analýza, která určí celkovou výši rizika, nebo zda jde pouze o riziko reziduální, které je subjekt ochotný podstoupit a které tedy nebude dále analyzováno. Pro stanovení významnosti faktoru rizika rozlišujeme především expertní hodnocení a analýzu citlivosti.

Podstata expertního hodnocení spočívá ve zjištění pravděpodobnosti výskytu faktoru rizika a intenzity negativního vlivu. Pro stanovení významnosti faktorů rizika expertním hodnocením je možné použít agregovaný nebo detailní přístup. Agregovaný přístup souhrnně posuzuje dopad rizikových faktorů na výsledky projektu a jeho úspěšnost (realizaci předmětu investice, ukazatele efektivity, finanční stabilitu). Pravděpodobnosti výskytu faktorů rizika v šetření zavedené mohou nabývat pěti stupňů, od velmi malých přes malé, střední, vysoké, a zvláště vysoké. Za významné jsou považovány ty faktory, jejichž pravděpodobnost výskytu a současně intenzita negativního vlivu dopadu dosahují alespoň středního stupně, a ty faktory, jejichž pravděpodobnost výskytu je sice malá, avšak intenzita negativních dopadů je vysoká či zvláště vysoká. V případě detailního přístupu k expertnímu hodnocení významnosti faktorů rizika se hodnotí působení na výsledky projektu pro každý zvláště. Obecně může být v zájmu investora posuzovat vliv na kvalitu dodávky předmětu investice, dobu realizace, náročnost údržby v době provozu apod.

Mezi rizikové faktory se řadí především vstupy do investičního projektu, mezi „ohrožené“ výsledky potom zejména výstupy projektu (dílní výsledky, kterých má být v rámci řešení projektu dosaženo). V rámci článku bude zkoumán dopad identifikovaných rizikových faktorů na výstup v podobě dodržení předpokládaných nákladů na realizaci stavebního objektu.

Analýza citlivosti spočívá ve zjištění citlivosti určitého ekonomického kritéria (NPV, tj. čisté současné hodnoty, zisku, nákladů) na faktory, které je ovlivňují (poptávka po produkci a využití výrobní kapacity, prodejní ceny, ceny surovin, investiční náklady, úrokové sazby, daňové sazby apod.).

Faktory, které vyvolávají malou změnu, lze pokládat za nepříliš důležité, faktory vyvolávající velkou změnu potom za významné. Analýza citlivosti je vhodná zejména pro investiční projekty posuzované v rámci investiční i provozní fáze, z tohoto důvodu není v rámci článku podrobněji řešena.

Riziko investičních projektů

Rizika, u kterých se při analýze prokázalo, že jejich dopad na hodnocená kritéria investičních projektů může být velký, je vhodné kvantifikovat. Mohou být stanovena kvantitativně nebo nepřímou, pomocí specifických manažerských charakteristik. Stanovení rizika v číselné podobě spočívá ve výpočtu statistických charakteristik (střední hodnoty, rozptylu, směrodatné odchylky, variačního koeficientu), které ve finančním managementu vyjadřují míru rizika. Výchoziskem je stanovení pravděpodobnostního rozdělení hodnotícího kritéria projektu (NPV, IRR, tj. vnitřní návratnost, zisk apod.). Nepřímé stanovení rizika vychází z definice manažerských charakteristik, které v souhrnu poskytují informaci o větší či

menší míře rizika projektu. Jde o jednodušší způsob, základní informace o riziku navíc poskytují již výstupy expertního hodnocení významnosti faktorů rizika a analýzy citlivosti. Metody jsou založeny zejména na posouzení odolnosti (robustnosti) projektu či jeho flexibility, jde zejména o analýzu polohy bodu zvratu, provozní páky a míry diverzifikace.

Vliv změny cen výrobních faktorů na cenu objektu

Základním krokem řešené analýzy je stanovení očekávaného měsíčního nárůstu cen stavebních prací a výrobků využívaných ve stavebnictví dle dat poskytovaných Českým statistickým úřadem [3]. Tento nárůst je následně modelově promítnut do změny ceny konkrétního stavebního objektu. Základními vstupy pro analýzu jsou informace o vývoji cen vstupů do stavební výroby (stavební práce, materiály). Vliv změny vstupních hodnot v podobě cen stavebních prací a cen stavebních materiálů na výslednou cenu stavebního díla byl dále stanoven simulací metodou Monte Carlo zpracovanou v programu Crystal Ball.

Výstupy stanovené využitím dat Českého statistického úřadu je možné v dalším kroku porovnat s údaji z reálných staveb. Vývoj cen na reálných stavbách spočívá ve zjištění rozdílu mezi plánovanými (rozpočítanými) a skutečnými (účetními) cenami pro jednotlivé stavební objekty, stavební či funkční díly. Dále je možné pokračovat zjištěním procentního podílu stavebních či funkčních dílů na celkovém rozdílu mezi plánovanou a skutečnou cenou. U stavebních či funkčních dílů s největším podílem na změnách je možné dále podrobně analyzovat důvody navýšení a vymezit kritické náklady pro danou zakázku. Aplikací tohoto přístupu na více zakázek je možné stanovit průměrné odchylky u jednotlivých stavebních či funkčních dílů a stanovit i pravděpodobnost dosažení předpokládané ceny.

Vývoj cen ve stavebnictví

Ceny ve stavebnictví v posledních letech prošly, stejně jako v jiných odvětvích národního hospodářství, řadou změn, v rámci nichž ovšem, až na výjimky, se zvyšovaly především jednotkové ceny. S nárůstem cen je nutné počítat i při plánování realizace stavebního projektu, neboť v závislosti na náročnosti plánované akce se může doba trvání realizace pohybovat od několika týdnů či měsíců do několika let. V době mezi sestavením rozpočtu stavby a jejím dokončením tedy může dojít nejen ke změnám technického řešení či použitých materiálů, které mohou cenu stavby výrazně (a většinou negativně) ovlivnit, ale dochází i ke změnám cen prací či materiálů, které již v rámci rozpočtu byly oceněny. Tento nárůst může v lepším případě snížit efektivnost celé zakázky snížením/zvýšením výsledného zisku, v horším způsobit ztrátovost zakázky či finanční problémy firmy. Pro malé firmy ve stavebnictví může být větší množství takovýchto zakázek fatální, je tedy nutné riziko negativního vývoje cen vstupů vnímat jako hrozbu, na kterou je nutné se připravit a kterou je vhodné začlenit do hodnocení zakázky a sestavování nabídkového rozpočtu v případě účasti ve výběrovém řízení na realizaci. Meziměsíční cenové přírůstky u stavebních prací (odhad měsíčního vývoje cen se vždy po uplynutí čtvrtletí, tj. 45. den, zpětně zpřesňuje podle výsledků přímého čtvrtletního šetření cen ve stavebnictví) jsou uvedeny v *tab. 1* [3]. Ukázkou změn jednotkových cen produktů používaných ve stavebnictví přináší *tab. 2* (celý dokument zahrnuje meziměsíční změny v období od ledna 2000 do května 2010).

Tab. 1. Meziměsíční cenový přírůstek u stavebních prací [%] (předchozí měsíc = 100)

Rok	Měsíc											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1997	1,5	1,1	1,1	1	0,9	0,8	1	1	0,7	0,8	0,8	0,7
1998	1,3	0,9	0,3	0,7	0,8	0,4	0,5	0,6	0,4	0,4	0,3	0,2
1999	0,6	0,5	0,5	0,3	0,2	0,1	0,3	0,3	0,3	0,2	0,2	0,1
2000	0,6	0,4	0,4	0,5	0,4	0,4	0,4	0,3	0,4	0,4	0,3	0,3
2001	0,5	0,4	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,2	0,3	0,3	0,2	0,1
2002	0,4	0,3	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,1	0,2	0,1	0
2003	0,5	0,3	0,2	0,2	0,2	0,1	0,2	0,1	0,2	0,2	0,2	0,1
2004	0,6	0,4	0,2	0,7	1	0,4	0,2	0,2	0,1	0,2	0,2	0,2
2005	0,5	0,3	0,2	0,2	0,1	0,2	0,2	0,3	0,3	0,1	0,2	0,1
2006	0,5	0,2	0,1	0,3	0,4	0,4	0,4	0,3	0,2	0,2	0,2	0,2
2007	0,6	0,4	0,2	0,4	0,4	0,3	0,5	0,5	0,4	0,4	0,3	0,2
2008	0,7	0,5	0,4	0,4	0,4	0,4	0,3	0,1	0,2	0	0,1	0,1
2009	0,2	0,1	0,1	0	-0,1	0	0	0	-0,1	0	0	0,1
2010	0,1	-0,1	0	-0,1	-0,1							

Zdroj: Český statistický úřad [3]

Tab. 2. Ukázka meziměsíčních cenových přírůstků produktů ve stavební výrobě [%] (předchozí měsíc = 100)

Úroveň	Skupina	Název	02/2000	03/2000	04/2000
2	B	NEROSTNÉ SUROVINY	1,3	0,21	-0,21
5	B 081	Kámen, písek a jíl	1,3	0,21	-0,21
2	C	VÝROBKY ZPRAC. PRŮMYSLU			
3	CC	DŘEVO, PAPÍR, TISK			
4	CC 16	Dřevo a dřevěné výrobky, mimo nábytek			
5	CC 161	Dřevo, rozřezané a hoblované	-0,1	-0,38	0,1
5	CC 162	Dřevěné, korkové, proutěné, slaměné výrobky	0,56	0,44	0
3	CE	CHEMICKÉ LÁTKY A VÝROBKY	1,25	1,24	0
5	CE 203	Barvy, laky apod. ochranné materiály	1,25	1,24	0
3	CG	PRYŽOVÉ A PLASTOVÉ VÝROBKY			
4	CG 22	Přyzové a plastové výrobky			
5	CG 221	Přyzové výrobky	-0,4	0,51	-0,3
5	CG 222	Plastové výrobky	1,08	0,39	0
4	CG 23	Ostatní nekovové miner. výrobky			
5	CG 231	Sklo a skleněné výrobky	0	2,36	0,21
5	CG 232	Žárovkové výrobky	0	1,24	2,68
5	CG 233	Stavební výrobky z jílovitých materiálů	0,33	-0,22	0,22
5	CG 234	Ostatní porcelánové a keramické výrobky	0	1,41	0,43
5	CG 235	Cement, vápno a sádra	0	0,61	0,2
5	CG 236	Betonové, cementové a sádrové výrobky	0,56	0,56	0,22
5	CG 237	Řezaný, tvarovaný a upravovaný kámen	0,1	0	0
5	CG 239	Ostatní nekovové minerální výrobky	0,23	0,34	0,9
3	CH	OBECECNÉ KOVY, KOVODĚLNÉ VÝROBKY			
4	CH 24	Obecné kovy			
5	CH 241	Surové železo, ocel a ferrosloženiny	0	1,2	0,15
5	CH 242	Trouby, trubky, duté profily	0	0,4	0,53
5	CH 243	Ostatní výrobky z jednod. zpracované oceli	-0,66	-0,93	1,21
5	CH 244	Obecné drahé a ostatní neželezné kovy	2,94	1,53	-0,75
5	CH 245	Odlévání kovů a související práce	0,91	0,23	-0,11
4	CH 25	Kovodělné výrobky, ne stroje a zařízení			
5	CH 251	Kovové konstrukce	0,82	-3,15	0,48
5	CH 252	Kovové nádrže, zásobníky	0,65	-0,21	0,11
5	CH 255	Kování, lisování, válcování apod.	0,61	0,6	-0,3
2	E	VODA, JEJÍ ÚPRAVA A ROZVOD			
5	E 360	Přírodní voda; úprava vody, rozvod vody	0,14	0,81	0,27

Zdroj: Český statistický úřad [3]

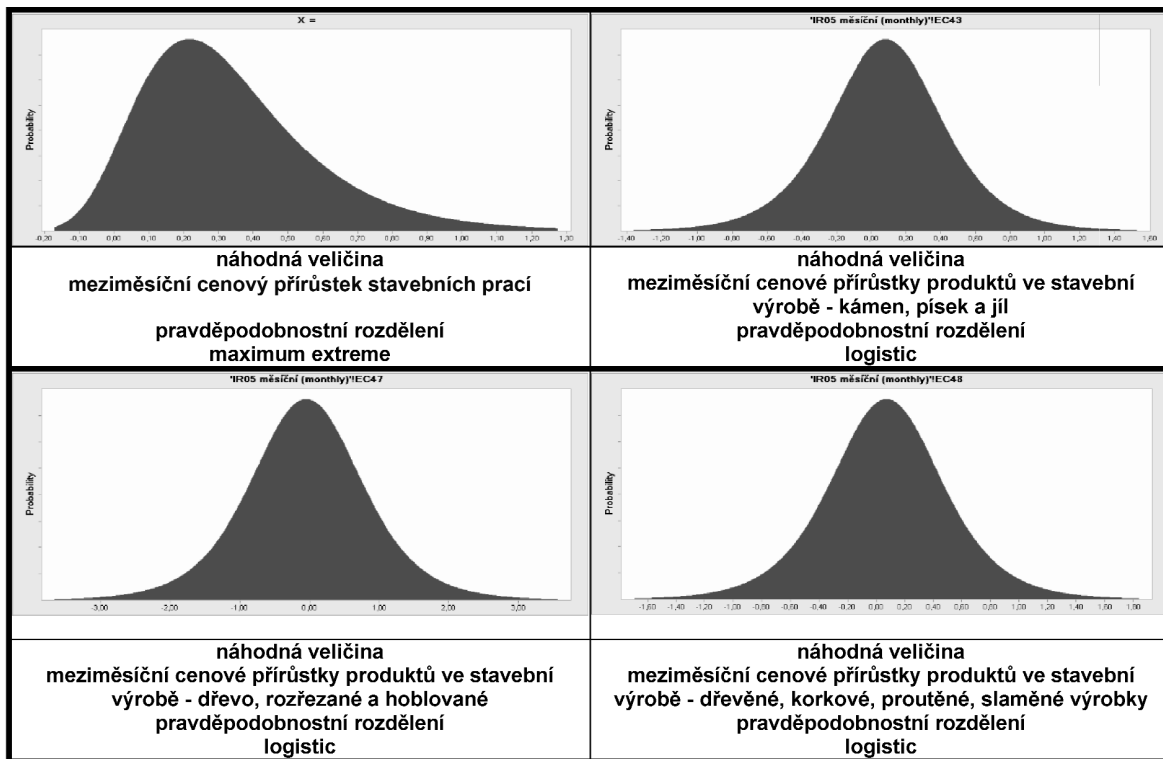
Příklad

Uvedená statistická data lze aplikovat na modelový případ stavebního objektu, jímž zvolíme novostavbu rodinného domu. Stavební objekt lze charakterizovat nosnou konstrukcí z plynosilikátu a sedlovou střechou s dřevěným krovem a keramickou střešní krytinou. Rozpočtová cena zahrnující práce hlavní a přidružené stavební výroby a veškeré montáže byla stanovena v programu BuildPower na 2 365 750 Kč. Při respektování vývoje cen stavebních prací a materiálů [4] je možné odhadnout nárůst rozpočtované ceny za jeden měsíc o 5 170 Kč, tj. celkem na 2 370 920 Kč (tj. 0,22 %). Pro zpřesnění údajů a ověření vlivu změny cen vstupů na celkovou meziměsíční změnu ceny stavebního díla byla provedena simulace metodou Monte Carlo s využitím programu Crystal Ball.

Tab. 3. Základní charakteristiky simulace

Předvolby průběhu simulace	
počet kroků simulace	10 000
kontrola přesnosti na úrovni spolehlivosti	95%
Statistika průběhu simulace	
celkový čas průběhu simulace (s)	46,87
kroky/sekunda (průměr)	213
počet generovaných čísel za sekundu	5 121

Principem simulace je opakované provádění výpočtu celkové ceny modelového stavebního objektu s cílem stanovit její pravděpodobnostní rozdělení včetně základních statistických charakteristik. Výpočet se provádí na základě definovaného vztahu (součtem dílčích položek rozpočtu) dosazením vstupních hodnot v podobě konstant (směrné ceny stavebních prací a stavebních materiálů) a proměnných náhodných veličin (meziměsíční změny hodnot směrných cen stavebních prací a stavebních materiálů). Směrné ceny byly převzaty z databáze rozpočtovacího programu BUILDpower. Dvě skupiny vstupních hodnot v podobě náhodných veličin byly definovány pomocí pravděpodobnostních rozdělení z podkladů Českého statistického úřadu [3]. První skupinu tvoří pouze jedna náhodná veličina, tj. meziměsíční cenový přírůstek u stavebních prací (tab. 1), druhou náhod-

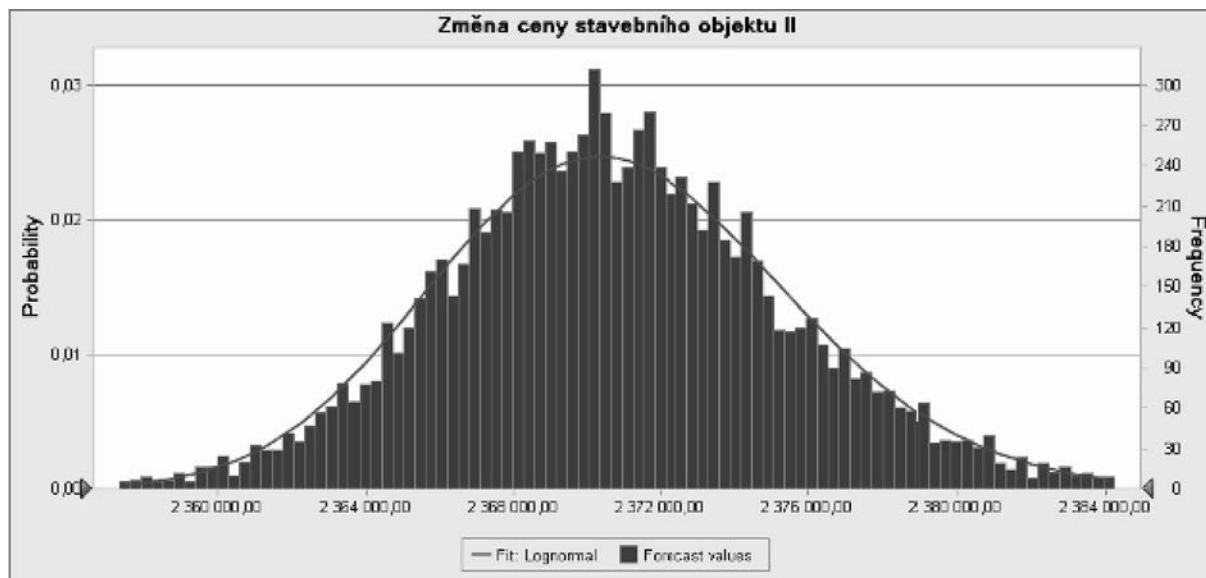


Obr. 1. Pravděpodobnostní rozdělení vstupních náhodných veličin

né veličiny v podobě procentních měsíčních cenových přírůstků dílčích skupin produktů používaných ve stavební výrobě (tab. 2). Pro obě skupiny byla s využitím funkce v programu Crystal Ball stanovena pravděpodobnostní rozdělení (obr. 1).

Základní charakteristiky simulace jsou uvedeny v tab. 3. Výstupní hodnotou je celková cena stavebního objektu při zahrnutí vlivu meziměsíční změny vstupních parametrů (cen stavebních prací a produktů využívaných ve stavebnictví) při respektování prvku nejistoty jejich vzniku využitím statistických charakteristik. Celkovou cenu stavebního objektu je možné vyjádřit jako náhodnou veličinu, jejíž statistické charakteristiky jsou uvedeny v tab. 4. Výsledky simulace je možné znázornit i graficky na obr. 2.

Rozdíl mezi střední hodnotou celkové ceny stavebního díla při uvažování meziměsíčního navýšení cen stavebních prací a produktů používaných ve stavebnictví a rozpočtovou cenou stavebního objektu před meziměsíčním nárůstem je 5 038 Kč. Výpočet [4] bez využití simulace dává výsledek podobný (5 170 Kč), což v zásadě potvrzuje dosažený výsledek. Je tedy možné konstatovat, že při využití simulační metody Monte Carlo a dat Českého statistického úřadu je možné odhadnout meziměsíční nárůst ceny stavebního díla o 0,21 % z původní rozpočtové ceny. Je nutné zdůraznit, že uvedené hodnoty platí pouze pro řešený případ rodinného domu charakteristického konkrétním využitím materiálů a technologií. Pro jiné objekty bude změna odlišná, řádově v podobných relacích.



Obr. 2. Grafické znázornění výsledků simulace ceny stavebního objektu v programu Crystal Ball

Tab. 4. Statistické charakteristiky náhodné veličiny – cena stavebního objektu

Statistické charakteristiky	Výsledky simulace
střední hodnota	2 370 787,82
medián	2 370 554,45
směrodatná odchylka	4 809,74
rozptyl	23 133 595,12
minimum	2 350 434,85
maximum	2 395 743,85
rozpětí výsledných hodnot	45 309,00
nejbližší pravděpodobnostní rozdělení	lognormal

Závěr

Cílem článku bylo přiblížit problém změny cen stavební výroby a stavebních materiálů jako jednoho z nejvýznamnějších rizikových faktorů v rámci obchodního rizika. Nejprve je stručně nastíněna obecná problematika rizika, jeho identifikace, stanovení a analýza. Největší pozornost je věnována riziku obchodnímu, praktická analýza je následně aplikována na vývoj cen stavebních prací a stavebních mate-

riálů v čase a jeho dopad na náklady a cenu stavebního objektu. Na modelovém příkladu je s využitím simulace metodou Monte Carlo poukázáno na vliv změny cen stavebních prací a stavebních materiálů na celkovou cenu stavebního objektu.

Článek vznikl za podpory projektu specifického výzkumu FAST-S-10-73 „Modelování rizika souvisejícího s dodávkou stavebního díla“.

Literatura

- [1] Fotr, J. – Souček, I.: Podnikatelský záměr a investiční rozhodování. Praha, Grada Publishing 2006, s. 139. /ISBN 80-247-0939-2/
- [2] Smejkal, V. – Rais, K.: Řízení rizik ve firmách a jiných organizacích. Praha, Grada Publishing 2005. /ISBN 80-247-1667-4/
- [3] www.czso.cz
- [4] Hromádka, V. – Kindermann, T.: Analysis of Costs for the Realization of the Building Object. [Proceedings], Conference PBE, Brno 2010.
- [5] Wideman, R. M.: Project and Program Risk Management. A Guide to Managing Project Risks and Opportunities. PMI Publishing 1992. /ISBN 1-880410-00-1/

Hromádka, V. at al.: Development of Costs for the Completion of a Building Project

This paper deals with the identification of basic risk factors, which can influence one of the basic economic characteristics of a building object – costs for the completion of a building object. The main objective of the paper is to identify and describe basic risk factors, which can lead to the increase of the expected cost for the completion of the building project. The Monte Carlo method is used for the simulation of the formulation of the conclusions.

Hromádka u. a.: Die Entwicklung der Kosten bei der Realisierung eines Bauwerks

Der Artikel befasst sich mit der Identifizierung der Risikofaktoren, die eine der grundlegenden wirtschaftlichen Charakteristiken eines Bauwerks, die Kosten für die Ausführung des Baus, bedeutend beeinflussen können. Zur Identifizierung werden Angaben von realisierten Aufträgen und Informationen des Tschechischen Statistikamtes angewandt. Zur Formulierung der Schlussfolgerungen wird eine Simulation mit der Monte-Carlo-Methode benutzt.



Potřebujeme odborná řešení konkrétních problémů v širším kontextu a proto
**HLEDÁME NOVÉ TALENTY
 A JEJICH MYŠLENKY.**

www.chytra-reseni.mzp.cz

STAVEBNÍ OBZOR

ROČNÍK 20 ČÍSLO 4/2011

Navigace v dokumentu

OBSAH

Sýkora, M. – Holický, M. Globální součinitele odolnosti pro ověřování železobetonových konstrukcí	97
Miča, L. – Račanský, V. – Kliš, L. Vliv konstitučního modelu na predikci chování pažicí konstrukce	102
Svoboda, Z. Svisle orientované šíření tepla ve vzduchových dutinách	106
Benešová, H. – Pavlíková, M. Dynamická sorpce solí v porézních stavebních materiálech	110
Kavka, P. – Dvořáková, T. – Zumr, D. – David, V. – Krása, J. Měření povrchového odtoku a eroze sedimentů na terénních plochách	114
Anisimova N. Motivace k energetické účinnosti stavebnictví v zemích Evropské unie	119
Vorel, V. – Línková, L. Specifikace při geodetickém kontrolním měření a měření posunů staveb	123

STAVEBNÍ OBZOR

ROČNÍK 20

ČÍSLO 4/2011

Globální součinitele odolnosti pro ověřování železobetonových konstrukcí

Ing. Miroslav SÝKORA, Ph.D.
prof. Ing. Milan HOLICKÝ, Ph.D., DrSc.
ČVUT – Kloknerův ústav, Praha

Metoda globálních součinitelů odolnosti může usnadnit nelineární a dynamickou analýzu a významně zjednodušit ověřování železobetonových konstrukcí. Navrhovaný pravděpodobnostní postup stanovení globálních součinitelů odolnosti vychází ze zásad ČSN EN 1990, ČSN EN 1992-1-1 a teorie spolehlivosti konstrukcí. Ukazuje se, že globální součinitele odolnosti obecně závisejí na způsobu namáhání a stupni vyztužení.

Úvod

Nové evropské předpisy pro navrhování stavebních konstrukcí ČSN EN 1990 [1] a ČSN EN 1992-1-1 [2] se zaměřují na konstrukce s lineárním chováním, vystavené statickým zatížením; pro nelineární výpočty uvádějí pouze zjednodušená pravidla a doporučení. Spolehlivost se zpravidla ověřuje prostřednictvím návrhových hodnot základních veličin.

Návrhové hodnoty se však významně liší od průměrných hodnot a jejich prostřednictvím nelze popsat skutečné chování materiálů. Výpočty založené na návrhových hodnotách mohou vést k nereálnému rozdělení sil, nemusejí být konzervativní a mohou vést k nesprávnému způsobu porušení [3]. ČSN EN 1990 [1] umožňuje stanovit návrhovou odolnost prostřednictvím charakteristické hodnoty (odvozené z charakteristických hodnot základních veličin) a globálního součinitele odolnosti. Tento postup však může selhávat u konstrukcí dynamicky zatížených nebo s výrazně nelineárním chováním, kdy je potřebné vycházet z průměrných hodnot základních veličin [3], [4].

V příspěvku se odvozují globální součinitele odolnosti v souladu se zásadami ČSN EN 1990 [1] a poznatky předchozích studií [5], [6]. Navrhovaný pravděpodobnostní postup zajišťuje splnění požadavků na spolehlivost podle ČSN EN 1990 [1] a ČSN EN 1992-1-1 [2]. Uplatnění pravděpodobnostního postupu ilustrují příklady nosníku v ohybu a ve smyku a krátkého sloupu. Globální součinitele odolnosti jsou odvozeny ve třech alternativách jako poměr:

1. odolnosti získané z průměrných hodnot základních veličin a teoretické návrhové hodnoty stanovené z pravděpodobnostního modelu;
2. odolnosti získané na základě průměru meze kluzu vyztuže a redukované hodnoty pevnosti betonu v tlaku (podle ČSN EN 1992-2 [7] a příručky fib [8]) a teoretické návrhové hodnoty;
3. kvantilu lognormálního rozdělení odolnosti odpovídajícího pravděpodobnosti pro návrhovou hodnotu a odolnosti

získané z průměrných hodnot základních veličin, kde variační koeficient odolnosti se odhadne na základě dvou analýz založených na průměrných a charakteristických hodnotách základních veličin, tzv. metoda ECOV (Estimation of Coefficient of Variation) [3].

Poznamenejme, že druhý postup byl navržen tak, aby bylo možné použít stejný globální součinitel pro různé způsoby porušení. Tento postup je však v rozporu se základní myšlenkou nelineárních nebo dynamických výpočtů, v nichž se modeluje konstrukce nejlepším možným způsobem na základě průměrných hodnot a spolehlivost se zajišťuje vhodným globálním součinitelem.

Globální součinitele odolnosti pro lognormální rozdělení

V obvyklých případech lze odolnost konstrukčního prvku R popsat prostřednictvím dvouparametrického lognormálního rozdělení s počátkem v nule [3], [4]. Teoretická návrhová hodnota r_{dt} se pak odhadne ze vztahu

$$r_{dt} = \mu_R / [\sqrt{(1+V_R^2)}] \times \exp\{-\alpha_R \beta [\sqrt{\ln(1+V_R^2)}]\} \approx \mu_R \exp(-\alpha_R \beta V_R), \quad (1)$$

kde $V_R = \sigma_R / \mu_R$ označuje variační koeficient (σ_R je směrodatná odchylka a μ_R průměr); α_R součinitel citlivosti odolnosti, který lze podle ČSN EN 1990 [1] odhadnout jako $\alpha_R = 0,8$ a β směrný index spolehlivosti uvažovaný pro konstrukce se středními následky poruchy a referenční dobu 50 let hodnotou $\beta = 3,8$. Přibližný vztah (1) se používá pro menší hodnoty variačního koeficientu, přibližně $V_R < 0,25$.

Teoretická návrhová odolnost r_{dt} může být odvozena z průměrné hodnoty μ_R prostřednictvím globálního součinitele

$$\gamma_M = \mu_R / r_{dt} = \exp(3,04 V_R). \quad (2)$$

Je zřejmé, že globální součinitel závisí na variačním koeficientu V_R , který závisí na typu prvku a stupni vyztužení. Ze vztahu (2) vyplývá, že pokud se variační koeficient V_R pohybuje v rozmezí 0,1-0,2, vzrůstá globální součinitel γ_M z 1,35 až na 1,85.

Globální součinitele odolnosti pro deterministické výpočty

V praktických aplikacích není obvykle teoretická hodnota μ_R dostupná a odhadne se deterministickým výpočtem

$$\mu_R = R_{\text{model}}(\mu_X), \quad (3)$$

kde $R_{\text{model}}(\cdot)$ označuje odolnost stanovenou s využitím určitého modelu (nelineární výpočet, analytický vztah apod.) a μ_X je vektor průměrných hodnot základních veličin X (mate-

riálové vlastnosti, geometrické údaje). Skutečná odolnost R se odhadne na základě odolnosti stanovené modelem R_{model} a modelové nejistoty K_R zahrnující nepřesnosti použitého modelu i jeho případné nesprávné použití

$$R(X, K_R) \approx K_R R_{\text{model}}(X). \quad (4)$$

Místo obvyklého výrazu modelová nejistota může být vhodnější používat termín nejistota modelování, který lépe popisuje skutečnost, že tato veličina zahrnuje nejen zjednodušení modelu, ale i nejistoty spojené s jeho použitím.

Nejvhodnějším postupem pro praktické aplikace je odhadnout na základě výsledků deterministického výpočtu a vhodného globálního součinitele teoretickou návrhovou hodnotu definovanou obecným pravděpodobnostním vztahem [1]

$$P(R \leq r_{\text{d,t}}) = \Phi(-\alpha_R \beta) \approx 0,0012, \quad (5)$$

kde Φ označuje distribuční funkci normovaného normálního rozdělení. V tomto případě se globální součinitele definují pro alternativní postupy (1) a (2) vztahy

$$\gamma_M = \mu_R / r_{\text{d,t}}; \quad \gamma_{M,EN} = r_{EN} / r_{\text{d,t}}, \quad (6)$$

kde r_{EN} je odolnost stanovená podle druhého postupu

$$r_{EN} = R_{\text{model}}(f_{ym}, f_{cm}, \dots), \quad (7)$$

přičemž f_{ym} značí průměr meze kluzu výztuže odhadnutý jako 1,1 násobek charakteristické hodnoty a $f_{cm} = 1,10 \gamma_s f_{ck} / \gamma_c \approx 0,85 f_{ck}$ je redukováná hodnota pevnosti betonu pro dílčí součinitel meze kluzu výztuže $\gamma_s = 1,15$ a dílčí součinitel pevnosti betonu $\gamma_c = 1,50$ [2]. Pro tento postup se doporučuje hodnota globálního součinitele odolnosti 1,27, která by již měla zahrnovat vliv modelové nejistoty.

Poznamenejme, že hodnota r_{EN} neodpovídá jednoznačně definovanému kvantilu rozdělení odolnosti. Pokud rozhodují vlastnosti výztuže, bude se hodnota r_{EN} blížit průměru. Pokud rozhodují vlastnosti betonu, bude se hodnota r_{EN} pohybovat mezi návrhovou a charakteristickou hodnotou odolnosti.

Globální součinitel podle třetího postupu – metody ECOV – se stanoví s využitím vztahu (2), v němž se variační koeficient odhadne ze vztahu

$$V_{R,\text{model}} = \ln[R_{\text{model}}(\mu_X) / R_{\text{model}}(x_k)] / 1,65, \quad (8)$$

kde x_k označuje vektor charakteristických hodnot základních veličin. Metoda ECOV tedy nepřehlídí k modelovým nejistotám, které však mohou významně ovlivňovat hodnoty globálních součinitelů [6]. V postupu podle článku [3] lze zahrnout modelovou nejistotu

$$\gamma_{M,ECOV} \approx \exp[3,04\sqrt{(V_{KR}^2 + V_{R,\text{model}}^2)}] / \mu_{KR}, \quad (9)$$

kde μ_{KR} a V_{KR} označují průměr a variační koeficient modelové nejistoty. Vztah (9) platí za předpokladu lognormálních

Tab. 1. Pravděpodobnostní modely základních veličin pro nosník a krátký sloup

Veličina	Symbol	Rozdělení	Jednotka	μ_X	σ_X	x_k	x_d
pevnost betonu v tlaku	f_c	lognormální	MPa	40	6	30	20
pevnost betonu v tlaku snížená smykovou trhlinou	$v f_c$	lognormální	MPa	$v \mu_{f_c}$	$0,142 v \mu_{f_c}$	$v f_{ck}$	$v f_{od}$
mez kluzu výztuže	f_y, f_{yw}	lognormální	MPa	560	30	500	435
výška nosníku	h	normální	m	0,6	0,01	0,6	0,6
vzdálenost výztuže od povrchu	a, a_1	gama	m	0,03	0,005	0,03	0,03
modelové nejistoty	K_R	lognormální	–	(A) 1.2 (B) 1.08	0.18 0.1	1	1

rozdělení modelové nejistoty i modelové odolnosti s nízkými variačními koeficienty.

Příklady

Uplatnění obecných postupů stanovení globálních součinitelů se dále ukazuje na příkladech nosníku v ohybu a ve smyku a dostředně tlačeneho krátkého sloupu.

Ohýbaný nosník

Předpokládá se, že ohybová odolnost oboustranně vyztuženého nosníku může být popsána vztahem

$$R = K_R \{ A_s f_y [h - a - 0,5 A_s f_y / (b \alpha_{cc} f_c)] + A_{s1} f_y (h - a - a_1) \}, \quad (10)$$

kde $A_s = \rho_s b (h - a)$ je deterministická plocha spodní výztuže závislá na stupni podélného vyztužení ρ_s ; A_{s1} plocha horní výztuže; f_y mez kluzu výztuže; h výška nosníku; a vzdálenost středu spodní výztuže od povrchu; a_1 vzdálenost středu horní výztuže od povrchu; $b = 0,30$ m deterministická šířka nosníku; $\alpha_{cc} = 1$ deterministický součinitel zohledňující dlouhodobé účinky na pevnost v tlaku a nepříznivé účinky vyplývající ze způsobu zatěžování a f_c je pevnost betonu v tlaku. Poměr mezi plochou horní a spodní výztuže se dále označuje jako $\tau = A_{s1} / A_s$.

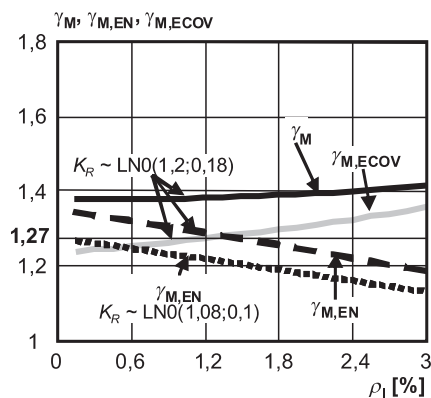
V numerickém příkladu se věnuje zvláštní pozornost vlivu modelové nejistoty, pro kterou se uvažují dva různé modely vztahující se k analytickému modelu (10):

A: $\mu_{KR} = 1,20$ a $V_{KR} = 0,15$ v souladu s podkladem JCSS [9],

B: $\mu_{KR} = 1,08$ a $V_{KR} = 0,093$ v souladu s výsledky zkoušek [10].

Pravděpodobnostní modely základních veličin uvedené v tab. 1 jsou převzaty z podkladů JCSS [9] a z předchozích studií [5], [6].

Závislost globálních součinitelů odolnosti γ_M , $\gamma_{M,EN}$ a $\gamma_{M,ECOV}$ na stupni vyztužení ρ_1 pro ohýbaný nosník a poměr ploch výztuže $\tau = 0,30$ ukazuje (obr. 1). Při stanovení souči-



Obr. 1. Globální součinitele odolnosti γ_M , $\gamma_{M,EN}$ a $\gamma_{M,ECOV}$ v závislosti na stupni vyztužení ρ_1 pro ohýbaný nosník ($\tau = 0,3$)

nitelů γ_M a $\gamma_{M,EN}$ se uvažuje modelová nejistota podle varianty A, tečkovaná černá křivka navíc pro porovnání naznačuje součinitel $\gamma_{M,EN}$ stanovený pro modelovou nejistotu podle varianty B. Součinitel $\gamma_{M,ECOV}$, stanovený podle vztahu (7), nepřiléhá k modelovým nejistotám. Z obrázku vyplývá, že globální součinitel γ_M je téměř nezávislý na stupni vyztužení ρ_1 a v prvním přiblížení jej lze pro běžné nosníky odhadnout hodnotou $\gamma_M \approx 1,40$. Vlivem zanedbání modelových nejistot vede metoda ECOV k nižším hodnotám globálních součinitelů o 0,07-0,14, než je potřeba pro dosažení teoretické návrhové hodnoty (součinitel γ_M). S uvážením nejistot podle vztahu (9) platí $\gamma_{M,ECOV} \approx \gamma_M$ pro všechna ρ_1 .

Pro globální součinitel $\gamma_{M,EN}$ založený na redukované pevnosti betonu je obtížné doporučit jedinou hodnotu pro všechny stupně vyztužení ρ_1 . Pro uvažovaný rozsah ρ_1 a modelovou nejistotu A se globální součinitel $\gamma_{M,EN}$ pohybuje v rozmezí 1,20-1,40. Doporučená hodnota 1,27 je na straně nebezpečné pro slabě vyztužené nosníky (přibližně pro $\rho_1 < 1\%$). Vliv modelové nejistoty na $\gamma_{M,EN}$ ukazuje tečkovaná černá křivka – pro model B klesá globální součinitel přibližně o 0,10; podobný pokles platí i pro globální součinitel γ_M .

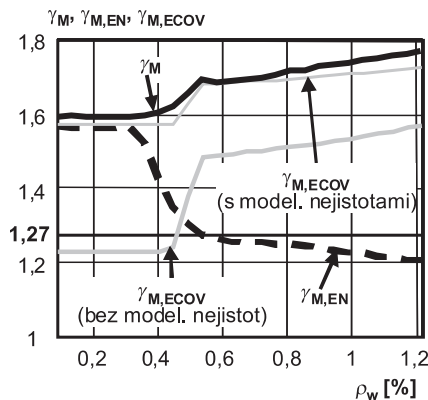
Nosník ve smyku

Globální součinitele odolnosti jsou odvozeny pro nosník se svislou smykovou výztuží. V souladu s příhradovým modelem podle [2] se předpokládá, že smyková odolnost může být stanovena prostřednictvím vztahu

$$V_R = K_{VR} \max_{1 \leq \cot\theta \leq 2,5} \{ \min[(A_{sw}/s) z f_{yw} \cot\theta, \alpha_c b_w z v f_c (\cot\theta + \tan\theta)] \}, \quad (11)$$

kde K_{VR} je modelová nejistota; $A_{sw} = \rho_w s b_w$ deterministická plocha smykové výztuže závislá na stupni smykového vyztužení ρ_w , vzdálenosti třmínků s a $b_w = b$ nejmenší šířce průřezu mezi taženým a tlačným pásem; $z \approx 0,9(h - a)$ rameno vnitřních sil; f_{yw} mez kluzu třmínků; θ úhel mezi betonovými tlakovými diagonálami a osou nosníku kolmou na posouvající sílu; $\alpha_c = 1$ deterministický koeficient zohledňující vliv předpětí a $v f_c$ pevnost betonu v tlaku snižená vznikem trhlin s nominální hodnotou koeficientu $v = 0,6(1 - f_{ck} / 250 \text{ MPa})$. Uvažuje se modelová nejistota smykové odolnosti podle [9] ($\mu_{KVR} = 1,40$ a $\sigma_{KVR} = 0,35$), která dobře odpovídá vyhodnocení experimentálních dat [10]. Pravděpodobnostní modely základních veličin jsou uvedeny v tab. 1.

Závislost globálních součinitelů odolnosti γ_M , $\gamma_{M,EN}$ a $\gamma_{M,ECOV}$ na stupni vyztužení ρ_w pro $\tau = 0,30$ ukazuje (obr. 2). Stupeň smykového vyztužení se uvažuje v rozsahu od $\rho_{wmin} = 0,08 \sqrt{f_{ck}} [\text{MPa}] / f_{yk} [\text{MPa}]$ do $\rho_{wmax} = 0,50 v f_{cd} / f_{yd}$. Z obrázku vyplývá, že všechny globální součinitele odolnosti závisejí



Obr. 2. Globální součinitele odolnosti γ_M , $\gamma_{M,EN}$ a $\gamma_{M,ECOV}$ v závislosti na stupni vyztužení ρ_w pro nosník ve smyku ($\tau = 0,3$)

na stupni vyztužení ρ_w . V prvním přiblížení lze odhadnout globální součinitel γ_M hodnotou 1,70, nebo použít metodu ECOV s uvážením modelových nejistot. Zanedbání modelových nejistot v metodě ECOV však vede k příliš nízkým globálním součinitelům, nižším o 0,20-0,30 v porovnání s γ_M .

Pro lehce vyztužené nosníky (přibližně $\rho_w < 0,30\%$), kdy při porušení rozhodují vlastnosti oceli, se globální součinitel $\gamma_{M,EN}$ blíží ke γ_M a doporučená hodnota 1,27 je tedy o více než 0,30 nižší než hodnota potřebná pro dosažení teoretické návrhové hodnoty. S rostoucím ρ_w součinitel $\gamma_{M,EN}$ významně klesá a doporučená hodnota je poněkud konzervativní pro $\rho_w > 0,50\%$.

Obrázek 2 zřetelně ukazuje, že globální součinitele výrazně závisejí na typu poruchy (zda rozhoduje výtuz, nebo beton). Změna typu poruchy může ovlivnit také modelovou nejistotu.

Krátký sloup

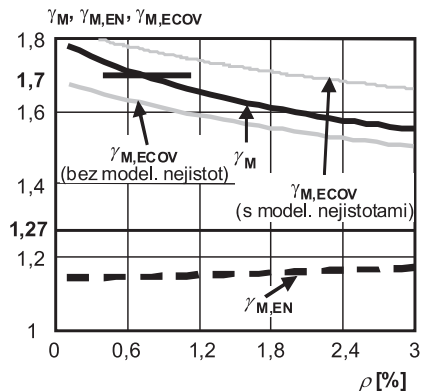
Globální součinitele odolnosti se dále stanoví pro krátký dostředně tlačný sloup, jehož odolnost lze popsat vztahem

$$R = K_R (0,8b_1 b_2 f_c + \rho b_1 b_2 f_y). \quad (12)$$

Pravděpodobnostní modely se uvažují podle tab. 1 se dvěma úpravami:

- šířky sloupu b_1 a b_2 se modelují normálním rozdělením s průměrem rovným nominální hodnotě ($b = 0,30 \text{ m}$) a směrodatnou odchylkou $\sigma_b = 0,01 \text{ m}$;
- modelové nejistoty se popisují dvouparametrickým log-normálním rozdělením s průměrem $\mu_{KR} = 1,0$ a směrodatnou odchylkou $\sigma_{KR} = 0,1$.

Závislost globálních součinitelů odolnosti γ_M , $\gamma_{M,EN}$ a $\gamma_{M,ECOV}$ na stupni vyztužení je naznačena na obr. 3.



Obr. 3. Globální součinitele odolnosti γ_M , $\gamma_{M,EN}$ a $\gamma_{M,ECOV}$ v závislosti na stupni vyztužení ρ pro krátký sloup

Z obrázku vyplývá, že pro krátký sloup globální součinitele γ_M a $\gamma_{M,ECOV}$ závisejí na stupni vyztužení ρ . V prvním přiblížení lze použít většinou konzervativní odhad $\gamma_M \approx 1,70$. Globální součinitel $\gamma_{M,EN} \approx 1,15$ je v tomto případě nezávislý na stupni vyztužení, doporučená hodnota 1,27 je poněkud konzervativní.

Výpočty metodou konečných prvků

Numerické příklady zřetelně naznačují, že modelové nejistoty mohou významně ovlivnit odhad globálních součinitelů odolnosti. Je zřejmé, že nejistoty pro nelineární výpočty metodou konečných prvků (MKP), které popisují lépe skutečné působení konstrukcí, by měly být odlišné od modelové

vých nejistot použitých v příkladech pro jednoduché analytické funkce odolnosti.

Nejistoty pro modely MKP používané v praxi jsou však v současnosti většinou neznámé. V porovnání s běžnými postupy zahrnutými v normách jsou nejistoty související s pokročilými MKP modely vyšší vzhledem k menším zkušenostem s aplikacemi, většímu množství potřebných vstupních dat (materiálové vlastnosti) a rozhodnutí o vhodných výpočetních postupech (diskretizace modelu) [11], [12].

Rešerše dostupné literatury [13] naznačuje, že variační koeficient modelové nejistoty pro MKP výpočty může být velmi vysoký, běžně mezi 10-50 %. Ukazuje se, že je potřebné diferencovat modelovou nejistotu podle druhu namáhání a způsobu porušení. Variabilita modelové nejistoty tedy může být větší než variabilita modelové odolnosti. Vyhodnocení dat dostupných v [14] vede k variačnímu koeficientu 30 % a průměru modelové nejistoty 0,9; při uvážení variačního koeficientu modelové odolnosti 15 % pak vzrůstá globální součinitel odolnosti až na 3,2.

Dostupná experimentální data se zdají být nedostatečná a je obtížné na jejich základě navrhnout věrohodný model pro popis nejistot souvisejících s nelineárními výpočty MKP. Vysokou variabilitu modelové nejistoty lze snížit zavedením příruček pro nelineární výpočty s doporučeními týkajícími se volby vstupních dat, výběru vhodných modelů a interpretace výsledků. V roce 2008 organizace fib vydala příručku pro MKP výpočty železobetonových konstrukcí [15], další příručka bude zřejmě brzy vydána [12].

Závěr

Odolnost běžných železobetonových prvků lze výstižně popsat prostřednictvím dvouparametrického lognormálního rozdělení. Pokud se deterministickým výpočtem stanoví průměr m_R , je možné odhadnout teoretickou návrhovou hodnotu odolnosti $r_{d,t}$ prostřednictvím globálního součinitele odolnosti γ_M . Při stanovení tohoto součinitele je potřebné uvážit způsob namáhání (ohyb, smyk, tlak) a stupeň vyztužení. Pro směrnou hodnotu indexu spolehlivosti 3,8 je v prvním přiblížení možné použít následující odhady: $\gamma_M \approx 1,4$ pro ohýbané nosníky a $\gamma_M \approx 1,7$ pro nosníky ve smyku a tlačené sloupy. Součinitel γ_M lze poměrně dobře odhadnout metodou ECOV [3], ve které je ovšem potřeba uvážit modelovou nejistotu s využitím vztahu (9).

Postup podle ČSN EN 1992-2 [7] a příručky fib [8], založený na redukované hodnotě pevnosti betonu v tlaku, vede ke globálnímu součiniteli závislému na stupni vyztužení (u ohýbaného nosníku v rozmezí 1,2 až 1,4; u nosníku ve smyku mezi 1,2 až 1,6). Pro krátký sloup na stupni vyztužení nezávisí a nabývá přibližně hodnoty 1,15. Doporučená hodnota 1,27 je konzervativní pro tlačené sloupy a ohýbané nosníky se stupněm vyztužení vyšším než 1 %; pro slabě vyztužené nosníky je na straně nebezpečné.

Modelová nejistota může významně ovlivnit hodnotu globálních součinitelů odolnosti. Nejistoty pro nelineární výpočty MKP používané v praxi mohou být dokonce vyšší než nejistoty běžných normových modelů. Vysokou variabilitu modelové nejistoty lze snížit zavedením příruček pro nelineární výpočty. Další výzkum by se proto měl zaměřit především na stanovení modelových nejistot v případě nelineární analýzy konstrukcí založené na výpočtech MKP.

Článek vznikl v rámci řešení projektu GA103/08/1527 GA ČR „Globální formát posuzování bezpečnosti železobetonových konstrukcí“. Rovněž byly využity výsledky výzkumného projektu A/CZ0046/2/0013 „Assessment of Historical Immovables“, podporovaného v rámci Finančního mechanismu EHP a Norského finančního mechanismu. Příspěvek je rozšířenou verzí článku [16].

Literatura

- [1] ČSN EN 1990: Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí. ÚNMZ, 2004.
- [2] ČSN EN 1992-1-1 (731201): Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby. ÚNMZ, 2006.
- [3] Červenka, V.: Global Safety Format for Nonlinear Calculation of Reinforced Concrete, Beton- und Stahlbetonbau Vol. 103, No. 2008, pp. 37-42.
- [4] Gulvanessian, H. – Calgaro, J. A. – Holický, M.: Designer's Guide to EN 1990, Eurocode: Basis of Structural Design. London, Thomas Telford 2002.
- [5] Holický, M. – Sýkora, M.: Global Resistance Factors for Reinforced Concrete Structures. [Proc.], SEMC 2010, ed. A. Zingoni, Millpress 2010, pp. 4.
- [6] Sýkora, M. – Holický, M.: Global Resistance Factors for Design of Reinforced Concrete Structures. [Proc.], 1st Int. Workshop Design of Concrete Structures Using EN 1992-1-1, 2010, pp. 8.
- [7] ČSN EN 1992-2: Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 2: Betonové mosty – Navrhování a konstrukční zásady. ÚNMZ, 2007.
- [8] fib: The New fib Model Code (draft December), 2009.
- [9] JCSS: JCSS Probabilistic Model Code, Zurich: Joint Committee on Structural Safety, 2006. <<http://www.jcss.ethz.ch/>>
- [10] Holický, M. – Retief, J.V. – Dunaiski, P. E.: The Reliability Basis of Design for Structural Resistance. [Proc.], SEMC 2007, Millpress, 2007, pp. 1735-1740.
- [11] Vrouwenvelder, A. C. W. M.: Conclusions of the JCSS Workshop on Semi-probabilistic FEM Calculations, Delft, 1-2 December 2009. 18/02/2010, Delft, TNO 2010, p. 5.
- [12] Belletti, B. – Hendriks, M. – den Uijl, J. et al.: Developing Standardized Guidelines for Safety Assessment of Shear-Critical RC Beams Based on Nonlinear Finite Element Modeling. [Proc.], 3rd fib International Congress, Chicago: Precast/Prestressed Concrete Institute, 2010, pp. 14.
- [13] Schlune, H.: Safety Formats for Nonlinear Analysis of Concrete Structures (under review), Struct. Saf.
- [14] de Boer, A. – van der Veen, C.: FE Nonlinear Analysis, Unity Check and Reliability Index in Two Civil Engineering Applications. In: JCSS Workshop on Semi-Probabilistic FEM Calculations, Delft, TNO 2010.
- [15] fib: Practitioners' Guide to Finite Element Modelling of Reinforced Concrete Structures. fib Bulletin No. 45, 2008, p. 344.
- [16] Sýkora, M. – Holický, M.: Globální součinitele odolnosti pro železobetonové konstrukce. [Sborník], konference "Modelování v mechanice", VŠB – TU Ostrava, 2010, s. 7.

Sýkora, M. – Holický, M.: Global Coefficients of Resistance of Reinforced Concrete Structures Verification

The concept of the global resistance factors may facilitate non-linear and dynamic analysis and significantly simplify reliability verification of reinforced concrete structures. Presented theoretical procedures for determining the global resistance factors are based on the principles of EN 1990 and EN 1992-1-1 together with the probabilistic theory of structural reliability. It appears that the global resistance factors depend generally on the type of concrete members and on the reinforcement ratio.

Sýkora, M. – Holický, M.: Globale Widerstandsbeiwerte zur Prüfung von Stahlbetonbauteilen

Die Methode globaler Widerstandsbeiwerte kann die nichtlineare und dynamische Analyse erleichtern und die Prüfung von Stahlbetonbauteilen bedeutend vereinfachen. Das entworfene Wahrscheinlichkeitsverfahren zur Bestimmung globaler Widerstandsbeiwerte geht von den Grundsätzen der Normen ČSN EN 1990 und ČSN EN 1992-1-1 sowie der Theorie der Sicherheit von Konstruktionen aus. Es zeigt sich, dass globale Widerstandsbeiwerte allgemein von der Art der Beanspruchung und dem Bewehrungsgrad abhängen.



CTU in Prague

Faculty of Civil Engineering
Department of Concrete and Masonry Structures

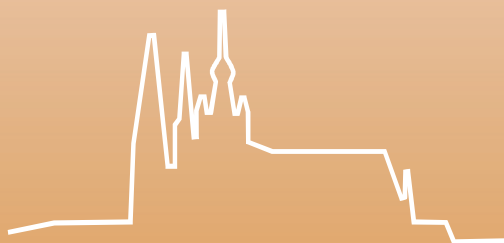
invites to

6th International Conference

FIBRE CONCRETE 2011

Technology, Design, Application

8 – 9 September 2011
Masarykova kolej, Prague



<http://concrete.fsv.cvut.cz/fc2011>

● zprávy

Praha vytvořila nový geoportál



Hlavní město Praha je první samosprávou v České republice, která vytvořila aplikaci Geoportál. Cílem projektu je podpora využívání digitálních mapových dat hl. m. Prahy a služeb co nejširší skupinou uživatelů. Geoportál hl. m. Prahy je rozcestníkem pro tematické on-line mapy, informace o digitálních mapových datech a jejich poskytování. Současně pomáhá řešit běžné životní situace. Vše v podobě dynamických, interaktivních map. Geoportál je určen jak pro odbornou veřejnost, tak pro občany a studenty. Projekt vytvořil Útvar rozvoje hl. m. Prahy ve spolupráci se společnostmi Pro Holding a Arcdata Praha.



GIS – Geografický informační systém hl. m. Prahy – dříve sloužil pro podporu interních činností. Nový geoportál obsahuje informace o digitálních mapách a geografických datech ve správě hl. m. Prahy, mapových aplikacích města nebo internetových mapových službách včetně informací o možnostech získání či užití těchto dat nebo souvisejících právních předpisech. Veřejnosti pomáhá řešit konkrétní témata a životní situace. Mezi nejvyužívanější aplikace patří cenová mapa stavebních pozemků, cyklomapa, turistická mapa, Praha zelená, atlas životního prostředí, územní plán. Občanům může aplikace pomoci při přípravě staveb, hledání parcel, budov, při zjišťování kompletních informací o životním prostředí (hluková mapa, znečištění, radonové riziko aj.). Jiné aplikace slouží k podpoře volnočasových aktivit. Studenti mohou zdarma využít data pro školní práce.

GIS je dnes v Praze součástí mnoha základních systémů pro podporu rozhodování, agend, evidencí, registrů a dalších činností. Jde zejména o registr adres, správu majetku, evidenci památek, územní a stavební řízení, údržbu komunikací, správu zeleně, krizové řízení, dopravní management, bezpečnost, správu sítí technické infrastruktury, územní plánování, dopravní plánování, projektování staveb, obchod s nemovitostmi, vodní hospodářství, turistické informace, informace o dopravě, o životním prostředí, územní strukturu veřejné správy.

Tisková informace

Vliv konstitučního modelu na predikci chování pažicí konstrukce

Ing. Lumír MIČA, Ph.D.
Ing. Václav RAČANSKÝ, Ph.D.
Ing. Lumír KLIŠ
VUT – Fakulta stavební
Brno

Námětem článku je porovnání vlivu dvou typů konstitučních modelů na predikci chování pažicí konstrukce v prostředí jemnozrnných zemin. Porovnání je provedeno na příkladu podzemních stěn žabovřeského portálu Královopolských tunelů, kde byl instalován inklinometrický vrt INK29.

Úvod

Při současném sociálně ekonomickém vývoji je pravděpodobné, že metropolitní oblasti budou nadále expandovat. Snahou je využívat co nejefektivněji nezastavěné plochy s tím, že se bude stále více využívat prostor pod povrchem terénu. Pro zajištění je nutné navrhnout pažicí konstrukci, která dostatečně omezí negativní dopady hloubení na okolí. Geotechnický návrh umožní jejich predikci, a zároveň potvrdí spolehlivost konstrukce.

Pro dosažení spolehlivého a ekonomického návrhu jsou k dispozici různé postupy – od konvenčních metod (metoda mezní rovnováhy, náhradní prutové modely) až po progresivní numerické metody, které se s rozvojem výkonnější výpočetní techniky dostávají do popředí. Nejrozšířenější je v současnosti metoda konečných prvků (MKP /FEM/), která poskytuje úplnou informaci o přetvoření a napětí v modelované oblasti a reálněji popisuje chování a interakci zeminy a geotechnické konstrukce. Cílem reálnějšího popisu chování či spolupůsobení je dosažení hospodárnějšího návrhu. Důkladem jsou práce [2] a [9], které na základě porovnání klasických a numerických metod ukazují, že numerické dávají ve většině případů ekonomičtější návrh, kladou však podstatně vyšší nároky na uživatele/projektanta [12]. Ten by měl mít nejen zkušenosti z mechaniky zemin, ale i z oblasti numerických metod. Z oblasti mechaniky zemin je to především volba konstitutivního modelu a vhodných parametrů.

Tato otázka je aktuální i v České republice, protože praxe stále častěji využívá při navrhování geotechnických konstrukcí metodu konečných prvků. Dosavadní zkušenosti ukazují, že nejrozšířenější je lineárně pružný/ideálně plastický konstitutivní model, který má často označení MC model. Důvodem jsou právě vstupní parametry, protože výsledky laboratorních zkoušek odpovídají konvenčnímu vyhodnocování. To je zároveň jeden z důvodů, proč se omezeně uplatňují pokročilejší konstitutivní modely ze skupiny elasto-plastických modelů (Cam-Clay model [10]; Hardening Soil Model [11] či hypoplastické modely – pro písek [14] a jílu [4], [5]). Námětem článku je porovnání hypoplastického modelu pro jílu a MC modelu pro predikci deformací pažicí konstrukce. Hypoplastický model byl zvolen v rámci spolupráce na projektu s kolegy z Přírodovědecké fakulty UK v Praze, kteří se podílejí na jeho vývoji.

Případová studie

Sledovaná problematika je prezentována na příkladu pažicí konstrukce v prostředí neogenních jílu. Jde o portálovou část Královopolských tunelů v Brně-Žabovřeskách. Portál byl proveden hloubením, pro zajištění byly navrženy rozpírané podzemní stěny tl. 0,8 m. Z hlediska inženýrsko-geologických poměrů byly v této části tunelového komplexu zjištěny kvartérní sedimenty, tj. spraše/sprašové hlíny se střední plasticitou, tuhé až pevné konzistence, o mocnosti 6,80 m. Pod nimi se nachází typická brněnská zemina – vysoce plastické neogenní jíly (tégly) konzistence tuhé až pevné. Hladina podzemní vody je vázána na rozhraní mezi kvartérními a předkvartérními sedimenty.

V rámci predikce chování pažicí konstrukce pro zvolené konstitutivní modely byl vytvořen numerický model. V článku se autoři zaměřili na predikci pomocí dvou modelů zeminy, a to standardního Mohrova–Coulombova modelu (MC modelu) a hypoplastického modelu pro jemnozrnné zeminy (HC modelu). Aplikace se týkala zejména neogenních jílu, které převažují. Pro kvartérní zeminy byl použit jen MC model, jehož parametry jsou shrnuty v tab. 1.

Hypoplastický model pro jemnozrnné zeminy

Model pro jemnozrnné zeminy, odvozený Mašinem [4], vychází z principu kritických stavů. To znamená (v analogii s modelem Cam Clay), že základní hypoplastický model pro jílu vyžaduje pět materiálových parametrů. Z nich jsou čtyři identické (ϕ_c , λ^* , κ^* , N), pouze pátý parametr G je v hypoplastickém modelu nahrazen parametrem r , který řídí smykovou tuhost zeminy v oboru větších přetvoření.

Parametry N , λ^* , κ^* jsou definovány v zobrazení

$$\ln(1+e) - \ln p',$$

kde p' je střední napětí a e číslo pórovitosti. Parametry N , λ^* definují polohu a sklon NCL a parametr κ^* sklon čáry izotropního odlehčení (URL). Tyto tři parametry se určují z výsledků edometrických zkoušek či v trojosém smykovém přístroji. Parametr ϕ_c představuje kritický úhel vnitřního tření a lze jej stanovit pomocí trojosého smykového přístroje (typ zkoušky CIUP), popř. v kombinaci se smykovou krabicí či lépe kruhovým smykovým přístrojem [6]. Parametr r se stanoví rovněž z trojosých zkoušek typu CIUP.

Tento model však nezohledňuje chování zeminy při malých až velmi malých přetvořeních, což se v případě pažicích konstrukcí ukazuje jako velmi důležité [1]. Proto byl model rozšířen o koncept intergranulárních přetvoření [7], zapracován do předchozího modelu a popsán dalšími parametry m_R , m_r , R , β_r , χ [5]. Pro jejich stanovení je třeba mít k dispozici speciální snímače pro měření smykové tuhosti při malých až velmi malých přetvořeních. Jde o snímače LVDT a piezokeramické (Bender elementy), které však v české praxi nejsou rozšířené.

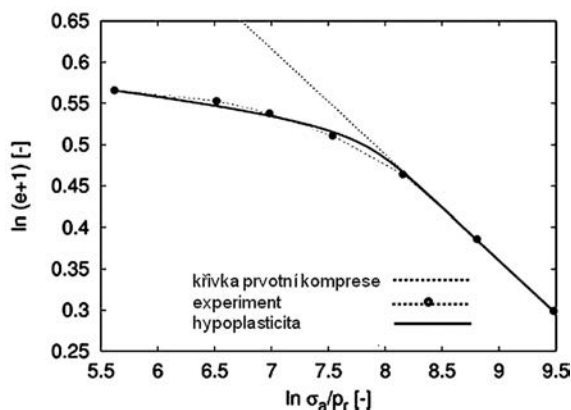
Experimenty a kalibrace

V rámci návrhu pažicí konstrukce byly standardně provedeny a vyhodnoceny mechanické vlastnosti zemin. Ke sta-

novení parametrů pro pokročilejší konstituční modely bylo nutné provést doplňující průzkumné práce, což z výsledků standardně koncipovaného průzkumu není možné. Tenkostěnným ocelovým odběrákem byly odebrány vzorky z hloubky 15,5 m a 19,5 m. Laboratorní práce probíhaly na Přírodovědecké fakultě Karlovy univerzity v Praze, jejíž členové se spolu s autory článku podílejí na řešení projektu [13].

Pro stanovení vstupních parametrů pro hypoplastický model bylo použito standardní přístrojové vybavení, v případě určení parametrů konceptu intergranulárního přetvoření doplněné speciálními snímači. Neporušené vzorky byly zkoušeny jednak v trojosém smykovém přístroji, kde byla simulována zkouška typu CIUP pro tři různé úrovně komorového napětí (250, 500 a 750 kPa), jednak v edometru za axiálního napětí 13 MPa. Pro získání parametrů zahrnujících koncept intergranulárního přetvoření byly navíc v triaxiální komoře na vzorek umístěny snímače LVDT a piezokeramické.

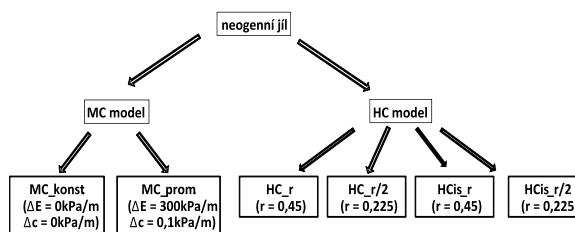
Po laboratorních zkouškách následovala kalibrace parametrů hypoplastického modelu. Na základě edometrických zkoušek byly kalibrovány parametry λ^* , κ^* , N v zobrazení $\ln(1+e) - \ln \sigma_a/p_r$ (obr. 1). Parametr r byl kalibrován na základě výsledků zkoušek CIUP v zobrazení $q - \varepsilon_a$. Kalibrace parametrů pro koncept intergranulárního přetvoření m_R , m_T , R , β_R , χ byla provedena na základě výsledků z měření snímači LVDT a piezokeramických v zobrazení $G_0 - \varepsilon_s$. Z edometrických zkoušek bylo dále vyhodnoceno i překonsolidační napětí vzorku, které dosáhlo 1 800 kPa. Pro toto napětí byl vypočten stupeň překonsolidace (OCR), rovnající se 6,5, a ověřeno in-situ presiometrickou zkouškou. Měření in-situ byla stanovena hodnota OCR rovná 6 pro hloubku 12,5 m, 19,0 m a 24,0 m, a pro hloubku 27,0 m OCR rovná 4. To ukázalo poměrně dobrou shodu s laboratorní. Na základě tohoto přístupu byly stanoveny parametry hypoplastického modelu [13] (tab. 1).



Obr. 1. Kalibrace parametrů N , λ^* , κ^* hypoplastického modelu na data edometrické zkoušky neporušeného vzorku [13]

Při analýze pažicí konstrukce byly zohledněny i poznatky z laboratorních zkoušek londýnských jílu vykazující anizotropii tuhosti při měření velmi malých deformací. Z výsledků vyplynulo, že smyková tuhost v horizontálním směru G_{0h} je přibližně dvakrát větší než vertikální G_{0v} [3]. Z hlediska stavebních jam je to významný poznatek, protože deformace konstrukce vznikají převážně ve vodorovném směru. Protože londýnský a brněnský jíl mají jistou podobnost, byl tento poznatek zohledněn v analýze. Zohlednění vyšší smykové tuhosti v horizontálním směru bylo v numerické analýze zohledněno redukcí parametru r o polovinu, který v modelu řídí smykovou tuhost. Zjednodušení autoři v této fázi zkoumání provedli pro zjištění významu tohoto efektu na výsledky numerické analýzy. V další fázi zkoumá-

ní bude třeba ověřit anizotropii ve smykové tuhosti laboratorními zkouškami. Při zohlednění tohoto poznatku bylo definováno šest sad vstupních parametrů pro jednotlivé konstituční modely jílu (obr. 2).



Obr. 2. Značení konstitučních modelů jílu použitých v analýze

Tab. 1. Parametry zemín

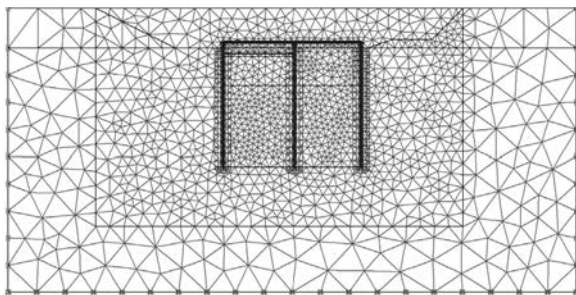
Parametr	Jednotka	Spraš/sprašová hlína		Jíl	
		MC	MC	HC_r	HCis_r
$\gamma_{sat}/\gamma_{unsat}$	kN·m ⁻³	19		19	
E_{ref}	MPa	45	15*	–	–
λ^*		–	–	0,128	0,128
κ^*		–	–	0,01	0,01
N		–	–	1,506	1,506
r		–	–	0,45**	0,45**
m_R		–	–	0	16,75
m_T		–	–	0	16,75
R		–	–	0	1,00E-04
β_R		–	–	0	0,2
χ		–	–	0	0,8
c'	kPa	5	6*	–	–
ϕ'	°	28	27	19,9	19,9
v'		0.40	0.35	–	–

* U modelu MC_prom dochází k nárůstu modulu E s hloubkou ($\Delta E = 300 \text{ kPa}\cdot\text{m}^{-1}$), resp. c ($\Delta c = 0,1 \text{ kPa}\cdot\text{m}^{-1}$).

** U numerických modelů HC_r/2, resp. HCis_r/2, byla použita hodnota parametru $r = 0,225$.

Numerický model

Pro numerickou analýzu pažicí konstrukce byl použit program PLAXIS 2D v9, do kterého byl implementován jako „user define model“ hypoplastický konstitutivní model pro jílu. Konstrukce je modelována jako dvojrozměrná úloha, rovinný stav deformace s patnácti uzlovými trojúhelníkovými prvky. Rozhraní vrstev odpovídá již uvedeným geologickým podmínkám, kterým byly přiřazeny vstupní parametry dle tab. 1. Podzemní stěny byly modelovány též patnácti uzlovými prvky (lineárně elastický model s $E = 32 \text{ GPa}$ a $\nu = 0,15$). Pro zjištění vnitřních sil byl v ose podzemních stěn použit prutový prvek „beam“ s velmi malou osovou a ohybovou tuhostí. K prvnímu rozepnutí jámy byly využity ocelové trouby TR 377/10. V numerickém modelu byl použit „node-to-node anchor“ prvek (definovaný osovou tuhostí $EA = 2,520e06 \text{ kN}$ v rozteči 4 m). Během technologického postupu hloubení později přejala funkci rozepnutí stropní železobetonová deska modelovaná prvkem „beam“. Pozice a typ rozpěry byl stanoven dle projektu firmy Amberg Engineering Brno. Konečná geometrie (100 m x 50 m) a síť konečných prvků (3050) je na obr. 3.



Obr. 3. Geometrie modelu s vygenerovanou sítí

U geotechnických modelů je jednou z velmi důležitých částí výpočtu určení primárního stavu napjatosti. V případě brněnských jílu, jak již bylo uvedeno, bylo nutné simulovat jejich překonsolidaci. Ta byla definována pomocí koeficientu zemního tlaku v klidu (pro $OCR = 6 \rightarrow K_0 = 1,21$) pro překonsolidovanou zeminu podle vztahu (1) dle [6],

$$K_0 = (1 - \sin\varphi) OCR^{\sin\varphi}. \quad (1)$$

U kvartérního souvrství je parametr K_0 odvozen ze vztahu (2) dle Jaky

$$K_0 = 1 - \sin\varphi. \quad (2)$$

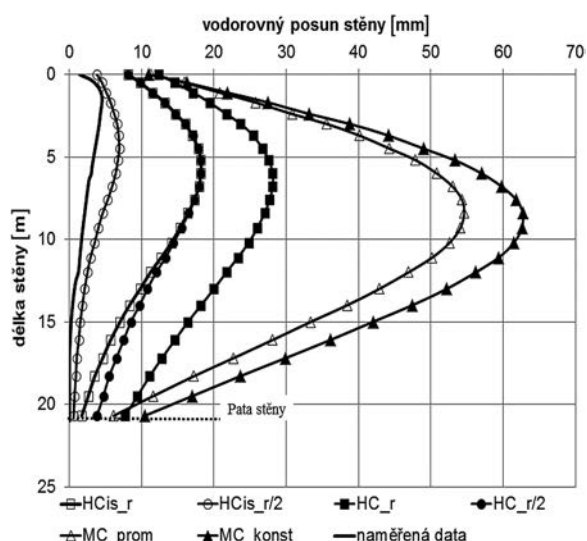
Po vygenerování primárního stavu napjatosti bylo simulováno hloubení stavební jámy v sedmi dílčích fázích:

- 0 – primární stav napjatosti;
- 1 – výkop po stav před hloubením stavební jámy;
- 2 – provedení podzemních stěn tl. 0,8 m;
- 3 – výkop v levé části portálu do hl. 1 m;
- 4 – osazení rozpěry TR 377/10;
- 5 – výkop v levé části portálu do hl. 6,6 m – dno stavební jámy;
- 6 – provedení železobetonového stropu nad celým portálem;
- 7 – výkop v pravé části portálu do hl. 6,6 m – dno.

Výpočet pažic konstrukce proběhl za neodvodněných podmínek a jako plastická analýza.

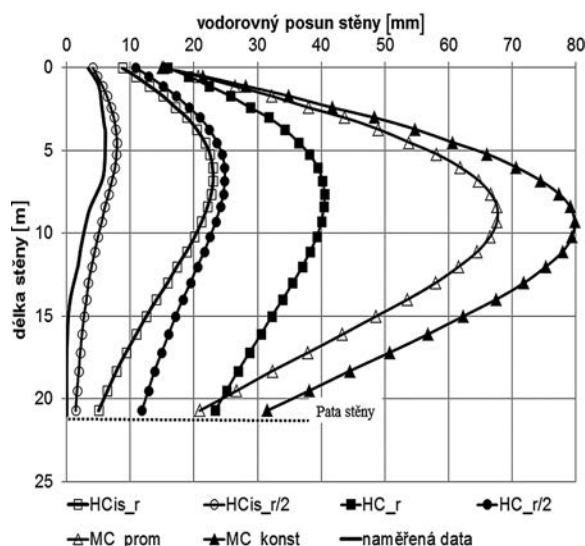
Výsledky

V rámci řešení bylo provedeno šest dílčích výpočtů lišících se konstitučním modelem pro jíl. Z dosažených výsledků byly pro fáze výstavby 3 až 7 vyhodnoceny vodorovné posuny podzemní stěny, aby bylo možné zhodnotit predikci



Obr. 4. Porovnání vodorovné deformace stěny po vybudování stropu

zvolených konstitučních modelů. Vypočtené hodnoty byly porovnány s naměřenými v inklinometrickém vrtu INK29 (definitivní portál – levá strana). Získaný průběh a velikost vodorovných deformací stěny z numerických výpočtů byla vynesena do grafu společně s hodnotami naměřenými in-situ (obr. 4, obr. 5). Dobrou shodu s naměřenými hodnotami ukázal model HCis_r/2.



Obr. 5. Porovnání vodorovné deformace stěny po vyhloubení dna výkopu druhého portálového úseku

Dále následovaly modely HCis_r a HC_r/2. Zde již však posuny byly 3-5krát větší. Největší disproporce mezi naměřenými a vypočtenými hodnotami jsou u MC modelů.

Závěr

Numerická analýza žabovřeského portálu Královopolských tunelů byla použita pro porovnání predikce deformací podzemní stěny. Porovnány jsou výsledky dvou konstitučních modelů s daty naměřenými v rámci monitoringu stavby. Záměrem autorů bylo předání stručných informací o hypoplastickém konstitučním modelu pro jíly [13] a o laboratorních zkouškách nutných pro získání vstupních parametrů. Obecně lze konstatovat, že proti MC modelu pokročilejší konstituční model komplexněji popisuje chování zemin, což potvrzují i kalibrace. Jediné omezení je způsobeno obtížnější dostupností méně standardních laboratorních zkoušek (použití LVDT a piezokeramických snímačů). To by však nemělo být rozhodujícím kritériem pro volbu konstitučního modelu, protože i snahou laboratoří je vybavení modernizovat.

Hypoplastický model ukázal velmi dobrou predikci chování zvolené pažicové konstrukce. To znamená, že je aplikovatelný pro tento typ úlohy – odlehčení, resp. pro modelování stavebních jam.

Analýza potvrdila, jak se dalo očekávat, že nejlepší predikci má model, který je schopen postihnout chování zemin komplexně, tj. i tuhost při velmi malém přetvoření. Porovnání výsledků z matematického modelu a měření in-situ (obr. 4, obr. 5) ukázalo, že i u brněnských jílu bude s velkou pravděpodobností smyková tuhost v horizontálním směru při velmi malých přetvořeních vyšší. Pro potvrzení je však nutné provést laboratorní zkoušky na vzorcích odebraných v horizontálním směru.

Porovnání horizontálních posunů opět potvrdilo známou skutečnost, že MC model není pro tento typ úlohy vhodný

(plocha plasticity, porušení, tuhost při zatěžování a odlehčení je stejná). Pokud bychom chtěli dostat lepší shodu s měřenými daty, musely by být významně upraveny parametry MC modelu proti laboratorně zjištěným hodnotám.

Článek vznikl za podpory projektu 103/09/1262 GA ČR „Numerická analýza pažicích konstrukcí s využitím různých konstitučních modelů“ a výzkumného záměru MSM0021630519 „Progresivní trvanlivé nosné stavební konstrukce“. Přístup k podkladům z projektové dokumentace a následného monitoringu umožnilo Ředitelství silnic a dálnic ČR, závod Brno, Amberg Engineering Brno, GEOTest Brno.

Miča, L. et al.: An Influence of a Constitutive Soil Model on Prediction of Behaviour of a Retaining Wall

The topic of the paper is a comparison of behaviour prediction of a diaphragm wall for two different constitutive models (MC model and HC model for clay) in fine-grained soils. The comparison is made on the example of a tunnel portal of Kralovopole tunnel in Brno. During the excavation in clayey soil, geotechnical monitoring (inclinometer) was executed. The measurement data were compared with the prediction of chosen constitutive models.

Miča, L. u. a.: Der Einfluss des Stoffgesetzes auf die Vorhersage des Verhaltens eines Baugrubenverbaus

Das Thema des Beitrags ist der Vergleich der Vorhersage des Verhaltens eines Baugrubenverbaus für zwei verschiedene Stoffgesetze (MC Modell und HC Modell für Tonige Böden) in feinkörnigen Böden. Der Vergleich wird am Beispiel eines Tunnelportals in Brno – Královo Pole durchgeführt. Während des Aushubs im tonigen Boden wurde eine geotechnische Begleitmessung (Inklinometer) durchgeführt. Die Messdaten wurden für den Vergleich der Vorhersage nach ausgewählten Stoffgesetzen herangezogen.

Literatura

- [1] Atkinson, J.: The Mechanics of Soils and Foundations, 2nd edition. Spon Press 2007.
- [2] Gaba, A. R. – Simpson, B. – Powrie, W. – Beadman, D. R.: Embedded Retaining Walls: Guidance for Economic Design, RP 629. London, Construction Industry Information and Research Association 2002.
- [3] Gasparre, A.: Advanced Laboratory Investigation OF London Clay. [Ph.D. Thesis], University of London, Imperial College of Science, Technology and Medicine, 2005.
- [4] Mašín, D.: A Hypoplastic Constitutive Model for Clays. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 29(4), 2005, 311-336.
- [5] Mašín, D.: Vývoj a aplikace hypoplastických konstitučních modelů. Geotechnika, 2008, č. 2, s. 3-9.
- [6] Mayne, P. W. – Kulhawy, F. H.: K₀-OCR Relationships in Soil. [Proc.], ASCE J. Geotech. Eng. Div., Vol. 108, 1982, pp. 851-872.
- [7] Najser, J. – Boháč, J.: Measurement of Critical State Strength in the Ring Shear Aparatus. [Sborník], konference “Zakládání staveb”, Brno, 2005, s. 37-42.
- [8] Niemunis, A. – Herle, I.: Hypoplastic Model for Cohesionless Soils with Elastic Strain Range. Mechanics of Cohesive-Frictional Materials, 2:1997, 279-299.
- [9] Ravaska, O.: A Sheet Pile Wall Design According to Eurocode 7 and Plaxis. [Proc.], Numerical Methods in Geotechnical Engineering (ed. P. Mestat). Paris, Presses de l'ENPC/LCPC 2002, pp. 649-654.
- [10] Roscoe, K. H. – Burland, J. B.: On the Generalized Stress-Strain Behavior of Wet Clay. [Proc.], J. Heyman and F. A. Lecckie (eds.). Engineering Plasticity. Cambridge University Press 1968, pp. 553-609.
- [11] Schanz, T. – Vermeer, P. A. – Bonnier, P. G.: Formulation and Verification of the Hardening-Soil Model. Beyond 2000 in Computational Geotechnics, Balkema 1999, pp. 281-290.
- [12] Schweiger, H. F.: Results from the ERTC7 Benchmark Exercise. [Proc.], 6th European Conf. Numerical Methods in Geotechnical Engineering. London, Taylor&Francis 2006. /ISBN 0-415-40822-9/
- [13] Svoboda, T. – Mašín, D. – Boháč, J.: Inverse Analysis of Exploratory Adits of Dobrovského Tunnel-The Influence of a Constitutive Model. [Sborník], konference „Zakládání staveb“, Brno, 2008.
- [14] von Wolfersdorff, P. A.: A Hypoplastic Relation for Granular Materials with a Predefined Limit State Surface. Mechanics of Cohesive-Frictional Materials, 1:1996, 251-271.

Jak se bude bydlet v roce 2050



Sál architektů, Staroměstská radnice
Staroměstské náměstí 1, Praha 1

výstava návrhů ze studentské ideové
architektonicko-urbanistické soutěže
potrvá do 24. dubna 2011

Jak se bude bydlet v roce 2050

Svisle orientované šíření tepla ve vzduchových dutinách

doc. Dr. Ing. Zbyněk SVOBODA
ČVUT – Fakulta stavební, Praha

Svisle orientované šíření tepla ve vysokých vzduchových dutinách se významně uplatňuje v řadě stavebních konstrukcí a materiálů. Stávající normové modely nepostihují přesně jeho komplexní charakter a významně přeceňují vliv konvektivní složky přenosu tepla v úzkých vzduchových dutinách, jak dokládají výsledky analýzy prezentované v článku.

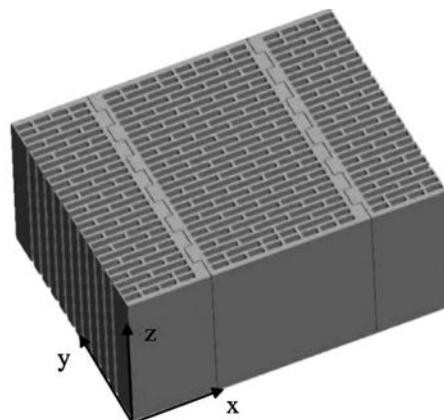
Úvodem

Ve stavebních konstrukcích a materiálech se často vyskytují uzavřené vzduchové dutiny různých rozměrů. Komplexní šíření tepla vedením, prouděním a sáláním, které v nich probíhá, se ve stavební praxi obvykle modeluje zjednodušeně prostřednictvím ekvivalentní tepelné vodivosti vzduchu v dutině. Pro její stanovení se běžně používá metodika ČSN EN ISO 6946 [1], která vychází z předpokladu, že tepelný odpor vzduchové dutiny závisí pouze na směru tepelného toku, na rozdílu teplot mezi povrchy vzduchové dutiny, na emisivitě povrchů a na tloušťce dutiny ve směru tepelného toku. Výsledné tepelné vlastnosti vzduchové dutiny (vyjádřené pomocí součinitelů přestupu tepla sáláním, vedením a prouděním) jsou tedy podle [1] nezávislé na rozměrech dutiny kolmo na směr tepelného toku. Uvedený předpoklad lze bez větších výhrad akceptovat jako přijatelný technický model skutečnosti pro takové vzduchové dutiny, jejichž rozměry kolmo na směr tepelného toku výrazně převyšují rozměr ve směru šíření tepla. Jakmile je však rozměr dutiny ve směru tepelného toku výrazně větší než zbylé rozměry dutiny, může dojít k přecenění vlivu proudění v podobném typu dutin a k podcenění jejich tepelné izolačních vlastností.

Typickým případem, kde na stanovení co nejpřesnější ekvivalentní tepelné vodivosti vzduchové dutiny velice záleží, je tepelné hodnocení zdiva z keramických dutinových tvarovek. V soudobých keramických tvarovkách se běžně vyskytuje velké množství vertikálně orientovaných dutin, jejichž výška je více než 20x větší než šířka (obr. 1). Pokud se pro stanovení ekvivalentní tepelné vodivosti těchto dutin použije hrubý model z normy [1], budou výsledné hodnoty zahrnovat výrazný vliv proudění. Když se pak v dalším kroku výpočtu stanoví ekvivalentní tepelná vodivost zdiva z dutinových tvarovek, budou její hodnoty poměrně vysoké, zvláště pro svisle orientovaný tepelný tok, protože v tomto směru mají vzduchové dutiny v cihlách největší rozměr (a tudíž podle metodiky [1] i nejvyšší ekvivalentní tepelnou vodivost).

V práci [2] se konkrétně uvádí, že ekvivalentní tepelná vodivost zdiva ze soudobých izolačních dutinových tvarovek je ve svislém směru 5,7-6,6x vyšší než ve směru vodorovném (výpočet byl proveden pro tvarovky Heluz Supertherm 44 STI a 44 P+D). Tyto výsledky byly získány numerickým výpočtem trojrozměrného šíření tepla vedením v charakteristickém výseku zdiva – ovšem vzduchové dutiny byly modelovány právě jen zmíněným jednoduchým způ-

sobem podle [1]. Pro svisle orientovaný tepelný tok tedy nebyl zohledněn vliv velice malého průřezu vzduchových dutin v rovině kolmé na směr šíření tepla. Otázkou je, jak toto zjednodušení ovlivnilo výsledky studie [2] a zda je vůbec možné publikované hodnoty používat v dalších analýzách a posudcích.



Obr. 1. Výsek zdiva z keramických dutinových tvarovek

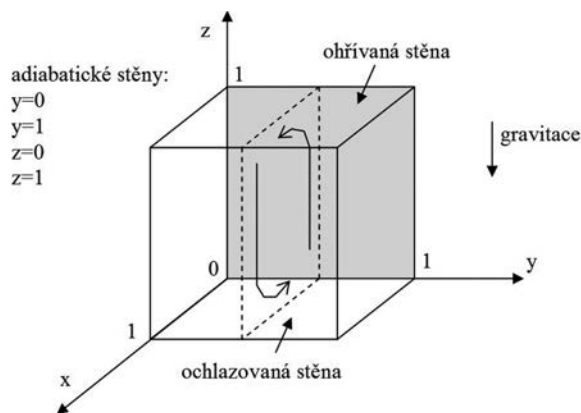
Podobných případů, kdy by bylo užitečné znát případné limity použitelnosti modelu vzduchových dutin z [1], je více. Cílem článku je proto detailní ověření závislosti součinitele přestupu tepla vedením a prouděním ve svislé vzduchové dutině na její průřezové ploše, a to pro svislý směr tepelného toku. Výpočty byly provedeny pomocí modelování CFD (Computational Fluid Dynamics), které umožní přesně zachytit konvektivní šíření tepla ve vzduchových vrstvách. Pro výpočty byl použit program Flovent [3].

Metoda a její ověření

Vzájemně závislé parciální diferenciální rovnice, popisující šíření tepla vedením a prouděním ve vzduchových dutinách (rovnice kontinuity, rovnice šíření tepla, momentová rovnice), jsou v programu Flovent řešeny iteračně metodou konečných objemů. Algoritmus řešení byl ověřen porovnáním výsledků programu se vzorovým řešením prostorového problému: krychlové dutiny se dvěma izotermickými stěnami podle studie [4]. Autoři této studie předpokládali, že dutina je vyplněna nestlačitelným vzduchem a proudění v ní je laminární (obr. 2). Prandtlovo číslo bylo uvažováno 0,71. Vzorové řešení bylo vypočteno pro různá Rayleighova čísla a pro různou hustotu výpočetní sítě. V článku byla pro výpočet a pro porovnání se vzorovým řešením použita nejjemnější síť 120 x 120 x 120 os. Výsledky jsou uvedeny v tab. 1 jako bezrozměrné rychlosti vyjádřené (pro směr rovnoběžný s osou x) vztahem

$$u_{dl} = \frac{u}{\sqrt{g \cdot \beta \cdot H \cdot \Delta T}}, \quad (1)$$

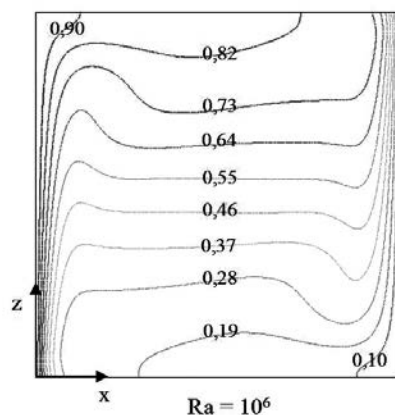
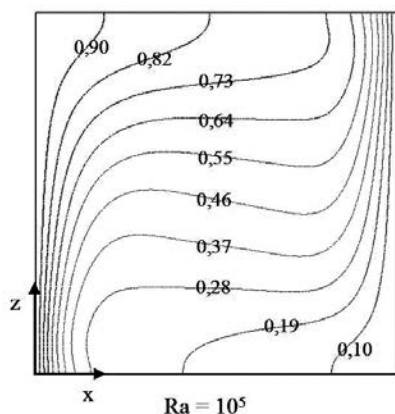
kde u je složka rychlosti proudění ve směru osy x [m], g je tíhové zrychlení [$\text{m} \cdot \text{s}^{-2}$], β je součinitel teplotní roztažnosti [$1 \cdot \text{K}^{-1}$], H je výška dutiny [m] a ΔT je uvažovaný rozdíl teplot [K].



Obr. 2. Modelová dutina s přirozeným prouděním podle [4]

Tab. 1. Porovnání výsledků programu FLOVENT a vzorového řešení krychlové dutiny

Rayleighovo číslo	Maximální vodorovná bezrozměrná rychlost ve směru osy x na řezu středem dutiny ($x = 0,5; y = 0,5$)			Maximální svislá bezrozměrná rychlost ve směru osy z na řezu středem dutiny ($x = 0,5; y = 0,5$)		
	vzorové řešení [4]	Flovent	rozdíl [%]	vzorové řešení [4]	Flovent	rozdíl [%]
10^5	0,1416	0,1377	2,75	0,2464	0,2393	2,88
10^6	0,0811	0,0802	1,11	0,2583	0,2531	2,01

Obr. 3. Průběh bezrozměrné teploty v řezové rovině $y = 0,5$

Jak je z tab. 1 patrné, rozdíly mezi výsledky vzorového řešení a výsledky z programu Flovent jsou ve všech případech nižší než 3 %. Při adekvátně vygenerované výpočetní

síti je tedy přesnost výpočtu CFD dostatečná, což potvrzuje obr. 3, na němž je vidět průběh bezrozměrné teploty definovaný jako

$$T_{dl} = \frac{T - T_C}{T_H - T_C}, \quad (2)$$

kde T je vypočtená teplota [K], T_C je teplota na studeném a T_H teplota na teplém povrchu modelové dutiny [K]. Uvedený průběh bezrozměrné teploty je prakticky identický s průběhem publikovaným v práci [4]. Za povšimnutí stojí rozdíl mezi průběhem teplot v mezní vrstvě u svislých a u vodorovných povrchů dutiny a také zřetelná závislost šířky mezní vrstvy na Rayleighově čísle.

Všechny výpočty prováděné v rámci ověření programu Flovent vycházely z předpokladu laminárního proudění ve vzduchové dutině. Stejný předpoklad byl použit i ve všech dále uvedených analýzách. Jak již doložila řada odborníků v minulých desetiletích, např. [5], [6], [7], proudění ve vzduchových dutinách vykazuje obvykle turbulentní charakter při Rayleighově čísle vyšším než 106. Pro nižší Rayleighova čísla je proudění čistě laminární nebo je laminárnímu velmi blízké. Barakos a Mitsoulis odvodili v práci [7], že Rayleighovo číslo vychází nižší než 106, pokud je teplotní rozdíl mezi povrchy dutiny 20 K a současně šířka dutiny nepřekročí 78,1 mm. Pro nižší teplotní rozdíly může být šířka dutiny větší. V případě studovaných vzduchových dutin byla Rayleighova čísla důsledně kontrolována, aby nepřekročila limit 106. Problémy s dodržением daného limitu nebyly vzhledem k tomu, že byl pro výpočty použit výrazně nižší teplotní rozdíl než 20 K.

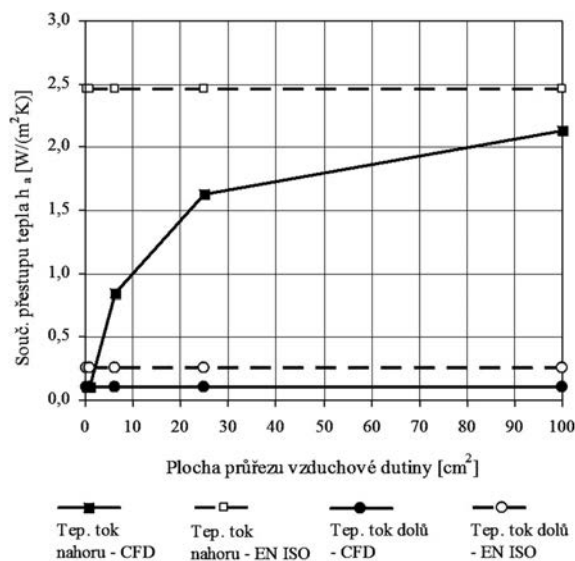
Vliv průřezu na šíření tepla ve vysokých svislých dutinách

Kombinovaný konduktivně konvektivní přenos tepla ve vzduchových vrstvách se v základních technických výpočtech modeluje pomocí součinitele přestupu tepla vedením a prouděním h_a . Tato veličina je pak následně – spolu se součinitelem přestupu tepla sáláním h_r – používána pro vyjádření tepelného odporu vzduchové vrstvy ze vztahu

$$R_g = 1/(h_a + h_r). \quad (3)$$

Součinitel přestupu tepla h_a je definován v [1] v závislosti na směru tepelného toku, tloušťce vzduchové vrstvy a teplotním rozdílem mezi jejími povrchy. Citovaná norma zanedbává vliv průřezu vzduchové vrstvy (tj. průřezové plochy kolmé na směr tepelného toku). Dokonce přímo uvádí, že hodnota součinitele h_a je závislá pouze na tloušťce vzduchové dutiny ve směru šíření tepla.

Cílem dále prezentované analýzy CFD bylo proto ověření skutečné závislosti (či nezávislosti) součinitele přestupu tepla h_a ve svislé vzduchové dutině na její průřezové ploše, a to pro svislý směr tepelného toku. Analýza byla provedena na modelové dutině o proměnné průřezové ploše a konstantní výšce 238 mm. Uvedený rozměr byl zvolen záměrně, protože jde o typickou výšku soudobých keramických dutinových tvarovek, na jejichž tepelné chování se soustředí další výzkum našeho pracoviště. Teplotní rozdíl byl uvažován ve všech případech 10 K a směr tepelného toku buď zdola nahoru (tj. podporující přirozené proudění), nebo shora dolů (tj. působící proti přirozenému proudění). Stěny ohraničující dutinu byly modelovány jako nevodivé.

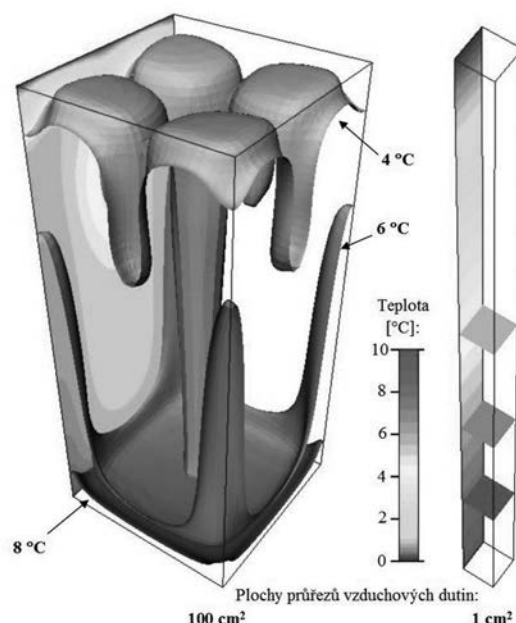


Obr. 4. Závislost součinitele přestupu tepla vedením a prouděním h_a na průřezové ploše svislé dutiny

Výsledky analýzy (obr. 4, tab. 2) ukazují, že vypočtený součinitel přestupu h_a pro tepelný tok vzhůru je v rozporu s předpoklady [1] silně závislý na vodorovných rozměrech dutiny. Za pozornost stojí i to, že převzaté hodnoty h_a jsou ve všech případech vyšší než výsledky analýzy CFD, což signalizuje, že daná norma obecně přeceňuje přenos tepla prouděním ve svislém směru v dutinách malého průřezu. To samozřejmě neznamená, že přístup normy [1] je zcela chybný, protože v ní uvedené hodnoty vedou obvykle k výsledkům na straně bezpečnosti.

Dalším významným výsledkem analýzy je zjištění, že vliv konvektivního přenosu tepla se ztrácí dokonce i v případě tepelného toku vzhůru, pokud se průřezová plocha dutiny začne blížit 100 mm². Tento limit platí samozřejmě jen pro uvažovanou výšku dutiny 238 mm a byl by jiný pro jiné výšky. Pokud zavedeme poměr mezi výškou a charakteristickým rozměrem dutiny ve vodorovném směru, dostaneme pro diskutovanou limitní situaci hodnotu 23,8 (výška 238 mm a charakteristický rozměr 10 mm). Výsledky analýzy tedy naznačují, že při poměru výšky a charakterického vodorovného rozměru vyšším než 20 by v dané dutině nemusel být konvektivní přenos tepla ve směru zdola nahoru významný. Podobné zobecnění bude nutné ověřit.

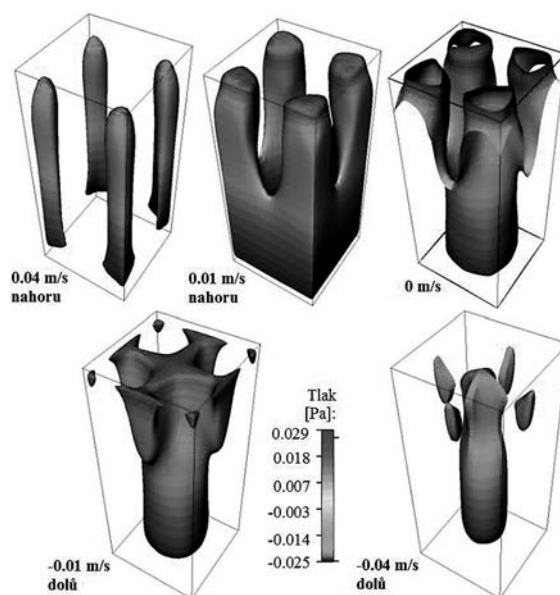
V případě tepelného toku orientovaného dolů ukazují výsledky analýzy na zanedbatelný vliv konvekce – součinitel přestupu h_a je závislý pouze na vedení tepla. Rozdíly mezi teplotními poli v dutině s velkou a malou průřezovou plochou ukazuje pro tepelný tok vzhůru obr. 5. Silně konvektivní charakter přenosu tepla ve velké dutině je dobře viditelný – stejně jako rozložení teplot charakteristické pro kondukcii v malé dutině. Pole rychlosti proudění ve velké dutině (obr. 6) je zvláště zajímavé, protože je zřetelně symetrické a dokládá, jak výrazně se na výsledném stavu projevují kouty. Proudění ve svislém směru je orientováno v koutech vzhůru a ve středu dutiny dolů. Trojrozměrné izoplochy, reprezentující jednotlivé rychlosti, jsou vybarveny v měřítku tlaku (od -0,025 do +0,029 Pa). Maximální rychlost proudění vzduchu byla pro uvažované okrajové podmínky stanovena ve výši 0,1120 m·s⁻¹ pro dutinu s plochou průřezu 10 000 mm² a 0,0003 m·s⁻¹ pro dutinu se 100krát menší průřezovou plochou. Právě takto extrémně nízké rychlosti proudění (nižší než 0,3 mm·s⁻¹) pravděpodobně vedou k již popsané marginalizaci konvektivního přenosu tepla ve svislém směru ve vysokých úzkých



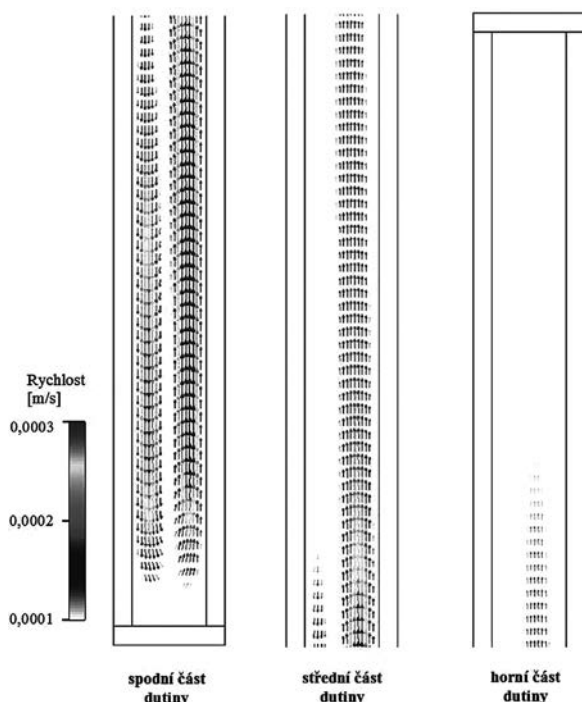
Obr. 5. Teplotní pole ve vzduchových dutinách s různým průřezem (tepelný tok vzhůru)

Tab. 2. Součinitel přestupu tepla vedením a prouděním pro svislý směr tepelného toku

Výška dutiny H [mm]	Příčný průřez dutiny A_c [mm ²]	Součinitel přestupu tepla vedením a prouděním h_a [W/(m ² ·K ⁻¹)]			
		tepelný tok vzhůru		tepelný tok dolů	
		EN ISO 6946	CFD výpočet	EN ISO 6946	CFD výpočet
238	10 000	2,46	2,13	0,26	0,11
	2 500		1,63		0,11
	625		0,84		0,11
	100		0,11		0,11



Obr. 6. Prostorové rozložení vertikální složky rychlosti proudění v dutině o průřezu 10 000 mm²



Obr. 7. Orientace rychlosti proudění vzduchu v řezu vzduchovou dutinou o průřezu 100 mm²

dutinách. Jak je patrné na obr. 7, samotné proudění vzduchu i ve vysoké úzké dutině nastává, ovšem zhruba ve dvou třetinách výšky dutiny klesá rychlost proudění směrem vzhůru prakticky na 0 m·s⁻¹. Konvekce tedy nezasahuje celou výšku dutiny a v důsledku toho je její podíl na celkovém přenosu tepla zanedbatelný.

Článek vznikl za podpory výzkumného záměru MSM 6840770005.

Literatura

- [1] ČSN EN ISO 6946 Stavební prvky a stavební konstrukce – Tepelný odpor a součinitel prostupu tepla – Výpočtová metoda. ČNI, 2008.
- [2] Šubrt, R.: Anizotropie stavebních materiálů a její vliv na tepelné mosty. www.tzb-info.cz/3200-anizotropie-cihelnych-materialu-a-jeji-vliv-na-tepelne-mosty, 2006.
- [3] Mentor Graphics: FloVENT 8.1, Wilsonville, Oregon 2008.
- [4] Wakashima, S. – Saigon, T. S.: Benchmark Solutions for Natural Convection in a Cubic Cavity Using the High-Order Time-Space Method. *International Journal of Heat and Mass Transfer*, 2004; 47 (4): 853-864.
- [5] Elder, J. W.: Turbulent Free Convection in a Vertical Slot. *Journal of Fluid Mechanics*, 1965; 23 (1): 99-111.
- [6] Doder, J. W.: Numerical Experiments with Free-Convection in a Vertical Slot. *Journal of Fluid Mechanics*, 1966; 24 (4): 823-843.
- [7] Barakos, G. – Mitsoulis, E.: Natural Convection Flow in a Square Cavity Revisited: Laminar and Turbulent Models with Wall Functions. *International Journal for Numerical Methods in Fluids*, 1994; 18 (7): 695-719.

Svoboda, Z.: Vertically Oriented Heat Transfer in Air Cavities

Vertically oriented heat transfer in high cavities has a significant impact on many building constructions and materials. Present-day models from technical standards do not completely describe its complex nature and considerably overestimate the influence of convective heat transfer in narrow cavities as can be seen from the results of CFD analysis presented further on in this paper.

Svoboda, Z.: Senkrecht orientierte Wärmeausbreitung in mit Luft gefüllten Hohlräumen

Die senkrecht orientierte Wärmeausbreitung in mit Luft gefüllten Hohlräumen kommt bedeutsam bei einer Reihe von Baukonstruktionen und -materialien zur Geltung. Die bestehenden Normenmodelle erfassen nicht genau ihren komplexen Charakter und unterschätzen bedeutend den Einfluss der konvektiven Komponente der Wärmeübertragung in engen mit Luft gefüllten Hohlräumen, wie es die Ergebnisse der im Artikel präsentierten Analyse belegen.

materialvision techtextil

mezinárodní odborné veletrhy

24. – 26. května 2011, Frankfurt nad Mohanem



Dynamická sorpce solí v porézních stavebních materiálech

Ing. Hannah BENEŠOVÁ
Ing. Milena PAVLÍKOVÁ, Ph.D.
ČVUT – Fakulta stavební, Praha

V článku je řešena problematika neustálého dynamického děje sorpce solí v porézních stavebních materiálech za konstantní teploty. Vybranými vzorky jsou stavební kameny, jmenovitě opuka, pískovec a vápenec, vystavené působení solí NaCl, NaNO₃ a Na₂SO₄.

Úvod

Problematika vlivu solí na stavební materiály je řešena hlavně v souvislosti se stále agresivnějším okolním prostředím. V historickém zdivu se velice často vyskytuje vysoký obsah solí. Kromě těch, které jsou ve stavebním kameni primárně obsaženy, pronikají do stavebních konstrukcí soli nejčastěji s podzemní vodou z podzákladí nebo s posypem komunikací v zimním období. Nejčastější konstrukční příčinou degradace konstrukčních prvků bývá chybějící horizontální vodotěsná izolace. Stavební materiál s pórovitou strukturou nejvíce ohrožují soli, které mění svou formu za běžných klimatických podmínek, přičemž v krystalové mřížce chemicky vážou molekuly vody, tj. tvoří hydráty. Tento jev doprovázejí velké objemové změny (až čtyřnásobné). Při krystalizaci tak soli působí na stěny pórů značným tlakovým účinkem (tab. 1). Značný tlak vyvíjí, kromě síranů, také chlorid sodný, což dokazuje, že velikost vyvozeného tlakového účinku pravděpodobně ovlivňuje zároveň mezivzrost vzdálenost v krystalu. I tyto síly, dosahující vysokých hodnot, mohou být z počátku kompenzovány pórovým systémem materiálu. Po překročení meze pevnosti však způsobují mechanické poškození, trhliny. Limitujícím faktorem pro destrukci materiálu je pak jeho specifické rozložení a distribuce jednotlivých pórů.

Tab. 1. Krystalizační tlakový účinek solí na stěny pórů [1]

Sloučenina	Tlak [MPa]
Na ₂ SO ₄ ·10 H ₂ O	7,2
Na ₂ CO ₃ ·10 H ₂ O	7,8
MgSO ₄ ·2 H ₂ O	10,5
CaSO ₄ ·2 H ₂ O	28,2
NaCl	55,4

Existují také soli schopné fyzikálně absorbovat vzdušnou vlhkost z okolního prostředí do své mřížky. Jejich hygroskopicitu zde vymezuje přímo úměrnou závislost nárůstu sorpce vlhkosti na obsahu jednotlivých solí a celkové zavlhčení materiálu.

Ve zděných objektech se nejčastěji nacházejí sloučeniny kationtů Na⁺, Ca²⁺, Mg⁺ nebo NH⁴⁺ a aniontů Cl⁻, SO₄²⁻, CO₃²⁻ či NO₃⁻. V článku je proto řešena dynamická sorpce nejčastěji se vyskytujícími aniontů, konkrétně chloridů,

dusičanů a síranů. Zdroje těchto aniontů (s vynecháním již obsažených v původní hornině) bývají rozmanité.

Chloridy pocházejí téměř výhradně z posypu chodníků a vozovek v zimním období. Dusičnany jsou produktem rozkladných procesů organických zbytků ve stájích, v blízkosti suchých záhodů, z poškozeného odpadního potrubí, solení močovinou atd. Sírany vznikají důsledkem korozního působení exhalátů ze vzduchu nebo činností bakterií. Dusičnany i sírany se do konstrukce dostávají také vztlínáním spodní vody z podloží základů. Pokud je objekt trvale ve spojení se spodní vodou, pronikají ionty solí kapilárními silami do hmoty kamene a následně k jeho povrchu, dochází k degradaci. Ke krystalizaci solí může docházet i na povrchu nebo v pórech těsně pod ním, což má za následek tvorbu výkvětů ve formě jehlicovitých či nepravidelně chomáčkovitých krystalků (tab. 2) [1]. Závisí na rovnováze mezi přísunem roztoků solí zevnitř hmoty k povrchu a odpařováním vody. Při zavlhčení objektů vztlínající zemní vlhkostí převažuje v dolních partiích přísun vody nad odparem, ve vyšších částech dochází naopak k rychlejšímu odpařování, proto se největší poškození zdiva objevuje na jejich hranici.

Tab. 2. Nejčastější složení a vznik výkvětů u staviv [1]

Vzorec	Příčiny vzniku	Výskyt
KCl, NaCl	z půdy	staviva
CaCO ₃	vody s CO ₂ (kyselina uhličitá) reagují s Ca ²⁺	staviva s obsahem Ca(OH) ₂ a CaCO ₃
Ca(NO ₃) ₂ ·nH ₂ O	působení rozkladných produktů organických látek s obsahem N za přístupu vzduchu	staviva s obsahem Ca ²⁺

Cílem výzkumu bylo experimentálně stanovit akumulaci solí v porézních stavebních materiálech v závislosti na čase za konstantní teploty a dokázat, že v případě tohoto procesu jde o neustálý dynamický děj. Vybranými vzorky byly opuka, pískovec a vápenec, vystavené působení NaCl, NaNO₃ a Na₂SO₄. Vyhodnocení naměřených dat spočívalo v sestrojení vazebných izoterm solí, které patří mezi základní parametry pro modelování současného transportu vlhkosti a solí ve stavebních materiálech. Izotermy Cl⁻, NO₃³⁻ a SO₄²⁻ budou sloužit jako vstupní data do matematických modelů kombinovaného přenosu vlhkosti a solí.

Materiály

Pro experiment byly vybrány vzorky historického stavebního kamene. Opuka dominovala období románského a gotického, ve kterém z ní bylo vystavěno mnoho městských monumentálních staveb i občanských domů, než ji na rozhraní 14. a 15. století vystřídal povětrnosti odolnější pískovec. Vápenec se v různé formě využívá již od 7000 př. n. l. Základní fyzikální vlastnosti a těžební oblasti těchto materiálů jsou uvedeny v tab. 3, přičemž měrný povrch zkouma-

ného materiálu byl určen metodou BET přístrojem Sorptomatic 1990 (Thermo).

Tab. 3. Fyzikální vlastnosti zohledněné v experimentu

Materiál	Lokalita	Pórovitost [%]	Měrný povrch [m ² ·g ⁻¹]
pískovec	Mšené Lázně	31	17
vápenec	Český Kras	1	25,2

Metody

Experimentální práce byla provedena na základě sorpční metody navržené Tangem a Nilssonem [7] v klimatizované laboratoři při 22±2 °C a 30±5 % relativní vlhkosti.

Vazebná izoterma

Ke stanovení obsahu iontů navázaných v pórech materiálu, zatíženého působením konkrétního známého roztoku soli, lze využít vazebnou izotermu. Vyjádří závislost obsahu fyzikálně i chemicky vázaných iontů ve vzorku materiálu na obsahu volných iontů v roztoku, jehož působení byl vystaven. Její určení bylo založeno na sorpční metodě [7], využívající adsorpci iontů z roztoku soli známé koncentrace. Zvážené kusové vzorky stavebního kamene byly nejprve vysušeny do ustálené hmotnosti, zalaty chloridovými, dusičnanovými a síranovými roztoky o objemu 200 ml a koncentraci 0,1 M, 0,5 M a 1 M a parotěsně uzavřeny v polymerových váženkách. Roztoky s výše uvedenými koncentracemi byly připraveny ze zdrojů příslušných aniontů, kterými byly nasycené roztoky solí se stejnými kationty NaCl, NaNO₃ a Na₂SO₄. Takto připravené váženky byly pro zajištění dostatečné homogenizace protřepány. Pro sledování sorpce solí byl v daných intervalech po čtrnácti dnech odebrán 1 ml sorpčního roztoku. Aby se vyloučilo působení gradientu okolní teploty, byly vzorky během celého experimentu, tj. po dobu šesti měsíců, skladovány v klimatické komoře při 25 °C. K sestavení vazebné izotermu byl experimentálně stanoven obsah iontů ve výluhu, odpovídající obsahu volných iontů c_f [g·l⁻¹], díky čemuž byly získány její hlavní body přes funkci $c_b = c_b(c_f)$ [6]. Pro obsah vázaných chloridů [g·m⁻²] platí

$$C_b = \frac{V \cdot (C_0 - C_f)}{m_0} \cdot \frac{1}{S_{BET}}, \quad (1)$$

kde V je objem roztoku soli [l], c_f a c_0 je rovnovážná a počáteční koncentrace iontů v roztoku [g·l⁻¹], m_0 je hmotnost vysušeného vzorku [g] a S_{BET} je měrný povrch materiálu [m²·g⁻¹].

Obsah iontů v roztoku

Obsah iontů v roztocích byl stanoven kapalinovým chromatografem při sledování tlaku a teploty okolního prostředí, jež mají vliv na jeho funkčnost. Vzhledem k citlivosti tohoto přístroje bylo nutné před měřením odebrat vzorek roztoku přefiltrovat od nežádoucích částic nečistot, odpadlých od materiálu. Výsledkem měření byl chromatogram, křivka s tzv. píky, udávající koncentraci aniontů Cl⁻, NO₃³⁻ a SO₄²⁻, které odpovídají příslušné koncentraci [g·l⁻¹]. Měřicí ústředna kapalinového chromatografu se skládá z několika součástí. Dávkovací zařízení Injection Kit MIK 010 s ventilem Rheodyne 775i slouží pro vstup analytu. Ten je do něj zaváděn Hamiltonovou stříkačkou o objemu 250 μl, přičemž dávkovací smyčka má obsah cca 200 μl. Čerpadlo CHROM

SDS 150 s vakuovou pumpou umožňuje konstantní průtok 0,8 ml·min za vodivosti okolo 660 μS·cm a tlaku v koloně cca 70 bar, kdy provozní teplota uvnitř chromatografu dosahuje 45 °C. Pro stanovení aniontů byla použita náplňová aniontová kolona Watrex 150 x 3 mm IC Anion P a zásobník s mobilní fází 5 mM hydrogenftalanu draselného 5 % ACN. Nedílnou součástí systému je detektor SHODEX CD 5 a vyhodnocovací zařízení, počítač se softwarem SS420x.

Výstupem analýzy jsou signály zpracovávány jako chromatogramy (křivky), vyjadřující složení analytu díky charakteristickým píčkám příslušných složek. Z analyzovaných aniontů jsou nejrychlejší chloridy, jimž výstup trvá cca 2 min, následují dusičnany s výstupním časem cca 4 min, a nakonec pokračují sírany, které jsou ve stacionární fázi kolony zadrženy po dobu odpovídající přibližně 5 min. I přes chybu měření až 2 % absolutní hodnoty jde o jednu z nejpřesnějších metod určení koncentrace solí v roztocích.

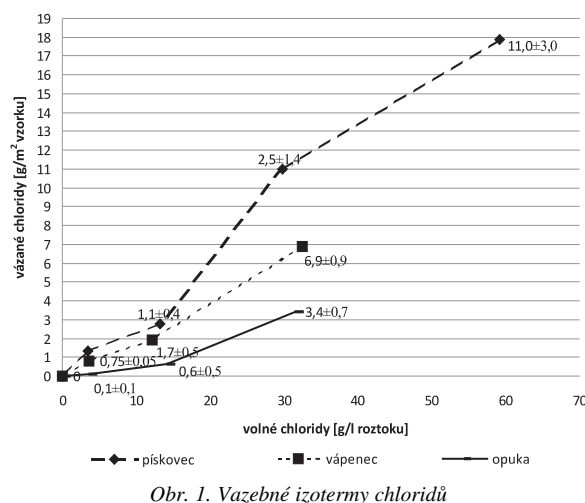
Výsledky a diskuze

Maximální naměřené hodnoty aniontů Cl⁻, NO₃³⁻ a SO₄²⁻ příslušného materiálu opuky, pískovce a vápence jsou shrnuty v tab. 4.

Tab. 4. Maximální obsah aniontů ve vzorku při jejich maximální koncentraci v roztoku

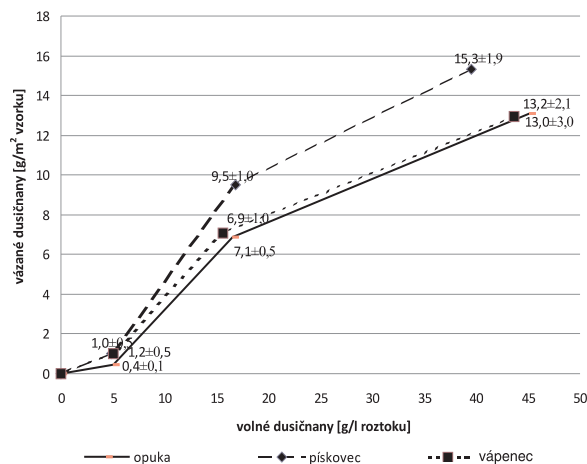
Materiál	Chloridy		Dusičnany		Sírany	
	[g·m ⁻²] vzorku	[g·l ⁻¹] vzorku	[g·m ⁻²] vzorku	[g·l ⁻¹] vzorku	[g·m ⁻²] vzorku	[g·l ⁻¹] vzorku
opuka	4,1	35	19,5	51	109	86
pískovec	14	36	17,2	48	67	79
vápenec	7,8	35	16,5	48	40	100

Vazebné izotermu dynamické sorpce aniontů (pro aritmetický průměr hodnot obsahu iontů s uvedením maximální a minimální odchylky) jsou zřejmé z obr. 1 až obr. 3. Udávají závislost vázaných iontů ve vzorku [g·m⁻²] na volných iontech v roztoku [g·l⁻¹]. Sestavené vazebné izotermu chloridů, dusičnanů a síranů vykazovaly pro všechny materiály shodný průběh, ačkoli s různým obsahem jednotlivých iontů, přičemž v experimentu byl vyloučen vliv teplotních změn.

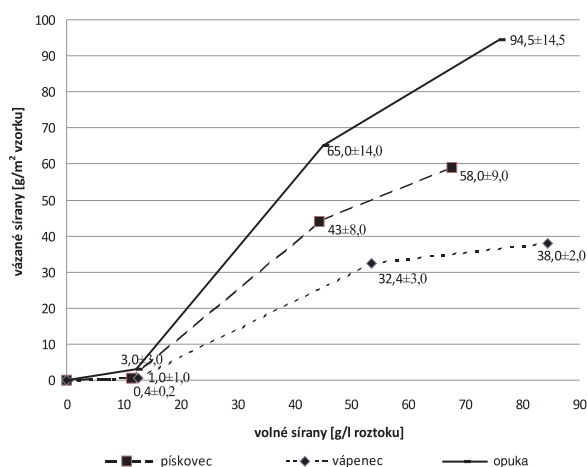


Obr. 1. Vazebné izotermu chloridů

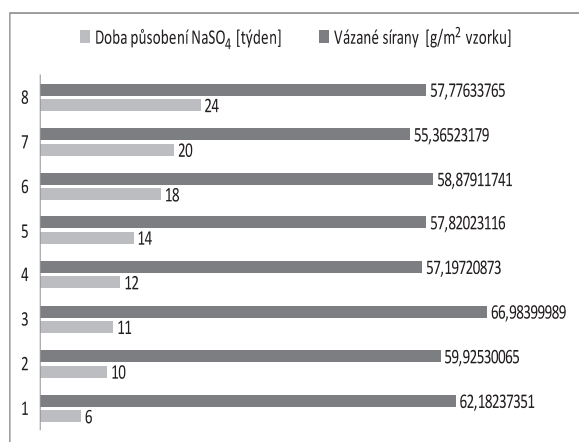
Měření prokázalo, že minimálně po dobu šesti měsíců dochází v solných roztocích, soudě podle výkyvů naměřených hodnot v různém období odběru solutu (obr. 4), k neustálenému dynamickému ději. I když ve zvoleném interva-



Obr. 2. Vazebné izotermy dusičnanů



Obr. 3. Vazebné izotermy síranů

Obr. 4. Výkyvy hodnot v různém období oběru solutu z 1 M roztoku NaSO₄ působícího na vzorky pískovce

lu provádění experimentu nepodléhá toto chování žádnému systematickému vzorci. Lze také potvrdit přímou úměrnost mezi volnými ionty v roztoku a vázanými ionty ve vzorku. Čím vyšší je koncentrace volných aniontů solí v roztocích, tím vyšší je obsah navázaných aniontů ve vnitřní struktuře materiálu. Experimentem se prokázala nutnost přistupovat individuálně k jednotlivým aniontům, jmenovitě Cl⁻, NO₃⁻ a SO₄²⁻. Nejvíce se do vzorků vázaly ionty síranů, méně dusičnanů a nejméně chloridů. Soli poškozují pórovitou strukturu

materiálu především enormní schopností krystalizovat, ale stále není známo, jak velkou měrou přispívá k poškození materiálu dokázaná dynamika těchto dějů v čase.

Z prezentovaných vazebných izoterm je zřejmé, že při měření vzorků ve vysoce koncentrovaných roztocích se projevuje vliv povrchu daného materiálu. Většina iontů je navázána chemicko-fyzikálními silami na otevřený povrch vzorku, což dokládá, že po vyjmutí vzorku z roztoku na něm ulpívá povrchový film tohoto roztoku. Dojde k porušení ustálené rovnováhy povrch/roztok a na povrchu materiálu vykrytalizuje kompaktní vrstva krystalů soli.

Závěr

Cílem experimentu bylo měřením potvrdit, že sorpce solí v porézním systému materiálu je časově neustálený dynamický děj. Vybranými vzorky byly opuka, pískovec a vápnenec, které byly vystaveny působení solí NaCl, NaNO₃ a Na₂SO₄. Měření bylo provedeno sorpční metodou navrženou Tangem a Nilssonem a data měřena analytickou separační metodou na kapalinovém chromatografu. Ze získaných výsledků byly sestrojeny vazebné izotermy. Ty skutečně dokazují, že v roztocích solí může docházet k neustáleným dynamickým dějům. Proto je nezbytné jednotlivé body vazebné izotermy prezentovat jako aritmetický průměr nejnižších a nejvyšších hodnot z několika měření.

Důležitým přínosem tohoto experimentu je také to, že data jsou prezentována jako závislost obsahu aniontů solí vztážené na velikost měrného povrchu daného materiálu na koncentraci příslušného aniontu v roztoku. Pokud se totiž porovnávají vazebné schopnosti odlišných materiálů, je nezbytné zavést porovnávací parametr, např. měrný povrch u porézních stavebních materiálů či hmotnost pojiva u materiálů na bázi cementu nebo vápna. Naměřené a vyhodnocené výsledky budou sloužit zejména jako vstupní data do matematických modelů kombinovaného přenosu vlhkosti a solí.

Článek vznikl za podpory projektu MSM 6840770031 Ministerstva školství, mládeže a tělovýchovy.

Literatura

- [1] Pavlíková, M. – Pavlík, Z. – Hošek, J.: *Materiálové inženýrství I.* Praha, Vydavatelství ČVUT 2009, s. 35-46.
- [2] Hošek, J.: *Stavební materiály pro rekonstrukce.* Praha, Vydavatelství ČVUT 1996, s. 27-31.
- [3] Pavlík, Z. – Michálek, P. – Pavlíková, M. – Kopecká, I. – Maxová, I. – Černý, R.: *Water and Salt Transport and Storage Properties of Msene Sandstone.* *Construction and Building Materials*, 22(2008), pp. 1736-1748.
- [4] Brandštetter, J. – Šauman, Z.: *Chemie a stavební hmoty.* Praha, SNTL 1984, s. 89-101.
- [5] Pacáková, V. – Štulík, K.: *Vysokoučinná kapalinová chromatografie.* Praha, SPN 1986, s. 1-69.
- [6] Zýka, J. a kol.: *Analytická příručka.* Praha, SNTL 1988, s. 15-30.
- [7] Tang, L. – Nilsson, L. O.: *Chloride Binding Capacity and Binding Isotherms of OPC Pastes and Mortars.* *Cement and Concrete Research*, 23, 1993, pp. 247-253.
- [8] Kryšpín, J. – Šimek, Z.: *Analytická chemie.* Praha, SNTL 1954, s. 27-56.
- [9] Fischer, O. a kol.: *Fyzikální chemie.* Praha, SNTL 1984, s. 98-123.
- [10] Klouda, P.: *Moderní analytické metody.* Praha, Pavel Klouda 2003, s. 25-33. /ISBN 80- 86369-07-0/
- [11] Holzbecher, Z. a kol.: *Analytická chemie.* Praha, SNTL 1974, s. 21-113.

Benešová, H. – Pavlíková, M.: Dynamic Salt Sorption in Porous Building Materials

In this work the problem of dynamic process salt sorption in porous building materials at a constant temperature is solved. The selected building stones include cretaceous marly limestone, sandstone, and limestone exposed to different salt solutions of NaCl, NaNO₃, and Na₂SO₄.

Benešová, H. – Pavlíková, M.: Dynamische Sorption von Salzen in porösen Baumaterialien

Im Artikel wird die Problematik des ständigen Vorgangs der Sorption von Salzen in porösen Baumaterialien bei konstanter Temperatur behandelt. Ausgewählte Proben sind Bausteine, namentlich Pläner, Sandstein und Kalkstein, die der Einwirkung der Salze NaCl, NaNO₃ und Na₂SO₄ ausgesetzt sind.

• projekty

Knihovna Václava Havla

Renesanční dům na Loretánském náměstí, kde bude sídlit shora uvedená knihovna, prošel úpravami v pozdním baroku a v klasicismu. Pojmenování získal podle tzv. Kamenného sloupu Drahomířina, který až do roku 1788, kdy byl stržen a rozřezán, stál v prostoru před domem. Majitelem domu byli Černínové, později František Josef hrabě Šlik. V novodobé historii zde až do roku 1974 bydlela i Hana Benešová, manželka prezidenta Edvarda Beneše. Po její smrti získalo byt ministerstvo zdravotnictví, v roce 1993 zde bydlel italský atašé. Dům pro Knihovnu Václava Havla koupil finančník a nyní i předseda správní rady knihovny Zdeněk Bakala. Autorem projektu rekonstrukce, která bude trvat přibližně dva roky, je mezinárodně uznávaný architekt Ricardo Bofill.



Knihovna Václava Havla, založená po vzoru prezident-ských knihoven v USA, která si klade za cíl dokumentaci, výzkum a propagaci života, díla a myšlenek někdejšího československého a českého prezidenta, tak získá stálé sídlo.

Tisková informace

• dizertace



Degradace jakosti pitné vody v distribučních systémech

Ing. Petra Aschenbrennerová

Práce, zabývající se modelováním nárůstu železa a úbytku volného aktivního chlóru ve vodárenské distribuční síti, k čemuž se využívá model EPANET 2, má praktické přínosy.

Řízení vodárenských provozů se zřetelem na minimalizaci ztrát

Ing. Renata Veselá

Dizertace hodnotí ztráty vody ve vodovodních systémech a jejich snižování regulací tlakových poměrů v distribuční síti. Výsledkem jsou křivky teoretických ztrát vody v závislosti na průměrném tlaku v síti. Práce přináší praktické výstupy.

Matematické modelování teploty a počátku vzniku ledových jevů v otevřených korytech

Ing. Zdeněk Pilař

V dizertaci je vyvinut původní model transportu tepla a tvorby ledu, který lze napojit na používaný hydraulický model HEC-RAS. Model je úspěšně verifikován na úseku Divoké Orlice.

3D skenovací systém s virtuálními binárními značkami

Ing. Rudolf Urban

Práce je zaměřena na vytvoření fotogrammetrického skeneru, kdy je předmět snímán ze dvou stanovisek a souřadnice podrobných bodů jsou určovány průsekovou fotogrammetrií. Pro automatizované určení souřadnic jsou na skenovaný objekt dataprojektorem promítány sekvence virtuálních kódovaných značek. Do výpočetního algoritmu bylo zahrnuto testování odlehklých měření pomocí robustního odhadu.

Vláknobeton a jejich možné využití v konstrukcích

Ing. Golmadingar Djimaldé

Dizertace se zabývá experimentálním zjištěním tahových charakteristik drátkobetonu s rozdílnou hmotností drátků a jejich měnící se pevností. Práce je završena směnicemi pro návrhy drátkobetonových směsí.

Modelování membránových konstrukcí

Mgr. Jana Čápková

Práce se zabývá aplikací izogeometrické analýzy při modelování membránové konstrukce z obecného materiálu. Popisuje se algoritimizace numerických metod pro nalezení rovnovážného stavu membránové konstrukce a pomocí izogeometrických prvků je řešena variační úloha minimalizace energie membrány.

Měření povrchového odtoku a eroze sedimentů na terénních plochách

Ing. Petr KAVKA
 Ing. Tereza DVOŘÁKOVÁ
 Ing. David ZUMR
 Ing. Václav DAVID, Ph.D.
 Ing. Josef KRÁSA, Ph.D.
 ČVUT – Fakulta stavební, Praha

Článek popisuje počáteční fáze výzkumu eroze a povrchového odtoku na experimentálních plochách. Podrobně je popsána metodika měření, zahrnuty jsou i první výsledky analýz.

Úvod

Ačkoli vodní eroze v klimatických a morfologických podmínkách České republiky nemá takový dopad jako například v jihovýchodní Asii, jde o proces významně ovlivňující úrodnost zemědělských půd a kvalitu povrchových vod s důsledkem ztráty nejurodnější části půdního profilu, tedy ornice. Půdotvorný proces je velmi pomalý, Bennet [1] uvádí, že 2-3 cm půdy vznikají podle druhu matečního substrátu 200-1000 let.

Eroze půdy je do určité míry přirozený proces, ale vinou scelování zemědělských ploch a změnami agrotechnických postupů v padesátých letech minulého století došlo na většině míst České republiky k výraznému nárůstu transportu hnojiv obohacených sedimentů do povrchových vod. V roce 2001 vypracovala Katedra hyromeliorací a krajinného inženýrství Fakulty stavební ČVUT mapu ztráty půdy pro celou Českou republiku [2]. Z výpočtu vyplývá, že průměrně je zde ze zemědělské půdy odplavováno a transportováno do vodotečí 3 200 000 t sedimentu ročně, což odpovídá odnosu 905 kg ornice z hektaru zemědělské půdy [7].

Vodní eroze je složitý a komplexní jev. Transport půdních částic je ovlivňován množstvím faktorů, jako je morfologie terénu, intenzita a rozložení srážek, vlastnosti půdy, její zrnitostní složení, ale též její vlhkost nebo typ vegetačního krytu. Navrhování účinných protierozních opatření je složitá disciplína, která vychází z mnohaletých praktických zkušeností a vědeckých poznatků.

Intenzivní výzkum vodní eroze má kořeny v první polovině dvacátého století. Zatím vůbec nevýznamnější a dodnes používaná je kvantifikace erozních faktorů pomocí univerzální rovnice ztráty půdy USLE (Universal Soil Loss Equation) [10], která se stala základem pro výpočet v geografickém informačním systému (GIS) pro celá povodí. Zároveň je použita k posouzení erozní ohroženosti a k výpočtu dlouhodobé průměrné ztráty půdy ze zemědělských pozemků v metodice Ministerstva životního prostředí [9].

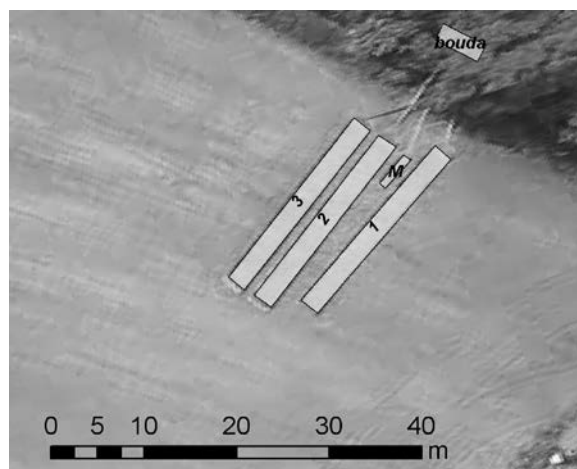
Vzhledem k tomu, že metodika USLE byla navržena pro podmínky severoamerického kontinentu, je nutné jednotlivé parametry ověřit, případně překalibrovat pro podmínky České republiky. Touto problematikou se odborná veřejnost samozřejmě již v minulosti zabývala [4], [5], stochastická metoda však vyžaduje trvalou kalibraci v nových podmínkách. S cílem získat podklady pro tuto validaci byly založe-

ny experimentální erozní plochy v povodí Býkovického potoka. Na základě dlouhodobých měření řad srážek a transportu sedimentů se bude provádět analýza s cílem zpřesnit výpočet vodní eroze. Krom validace USLE budou ověřovány i fyzikálně založené simulační modely. Příkladem takového modelu je SMODERP (simulační model povrchového odtoku a erozního procesu), který je dlouhodobě vyvíjen na pracovišti autorů článku. Prezentovaný výzkum v souvislosti s metodikou USLE navazuje na dlouhodobou výzkumnou práci [8].

Zájmové území

K výzkumu se využívají erozní plochy odpovídající délkou (22,13 m) původním Wischmeierovým [10]. Monitorovány jsou příčné srážky, množství povrchového odtoku, objem a zrnitostní složení odneseného materiálu. Doplnkově je též měřena půdní vlhkost ve třech půdních horizontech.

Povodí Býkovického potoka bylo původně vybráno pro potřeby výzkumu srážko-odtokových procesů v rámci malého povodí, monitoring erozních procesů byl doplněn dodatečně v souladu s výzkumnými aktivitami zmíněného pracoviště. Plocha povodí monitorovaná v rámci sledování srážko-odtokových procesů činí 6,3 km² a nachází se na území Středočeského kraje, cca 10 km východně od Benešova. Povodí je situováno v oblasti mírně zvlněné pahorkatiny s nadmořskou výškou 370-510 m. Průměrný úhrn ročních srážek v povodí dle Atlasu podnebí ČR [11] dosahuje 600-700 mm, průměrná roční teplota je 7-8 °C.



Obr. 1. Rozmístění experimentálních ploch v povodí Býkovického potoka

Horninové prostředí v této oblasti je dle geologické mapy, dostupné přes geoportál České geologické služby, tvořeno převážně granodiority a diority. Půdní profil je středně hluboký, s hloubkou do 60 cm. Dominantním půdním typem

jsou středně oglejené kambizemě, které jsou tvořeny na granodioritech a dioritech. Dle rozborů zrnitostního složení je svrchní půdní horizont klasifikován jako hlinitopísčité, s obsahem skeletu do 25 %.

Terénní měření erozních procesů je situováno při patě pravého svahu údolí v místě zvýšeného břehu cca 200 m nad uzávěrovým profilem povodí, ve kterém je měřen průtok. Tři experimentální plochy mají standardizovanou délku (22,13 m), čtvrtá je menší a slouží pro porovnání výsledků se stejně velkou uměle zavlažovanou laboratorní plochou.

V roce 2010 bylo pole, na němž jsou plochy umístěny, oseto kukuřicí, která je považována za plodinu s nízkým ochranným protierozním účinkem. Její růst byl v tomto roce zásadně ovlivněn počasím, kdy došlo díky velmi vlhkému a studenému květnu k opoždění vývoje. Pro možnost posouzení vlivu vegetačního krytu na množství povrchového odtoku a půdního odnosu byla na erozních plochách č. 1 a č. 3 ponechána kukuřice, na ploše č. 2 kultivovaný úhor, stejně jako na malé referenční ploše. V následujícím roce by pole mělo být oseto jetelem.

V okolí experimentálních plošek byla standardní dvouválcovou infiltrační metodou opakovaně měřena nasycená hydraulická vodivost svrchního horizontu.

Vybavení a měřicí technika

V roce 2009 byly na druhé straně údolí, ve vzdálenosti cca 250 m od současné polohy, instalovány na poli dvě plochy 22,13 x 2,27 m. Nejprve byly ohraničeny plastovými bořnicemi, které byly pro lepší manipulaci nahrazeny bořnicemi ocelovými. Protože docházelo k zatápní jámy, ve které byla umístěna měřicí zařízení, bylo rozhodnuto o přesunu celého zařízení. S rokem 2010 získalo experimentální zařízení nejen nové místo. Vystaven byl dřevěný zamykatelný objekt o rozměrech 2 x 4 m, ve kterém jsou umístěny sběrné sudy, dataloger a nářadí pro údržbu ploch i odběr vzorků. Současně bylo povodí rozšířeno o další dvě plochy. Všechny plochy jsou ve spodní části vybaveny sběrnými díly a voda je z nich odváděna plastovým potrubím do sběrných sudů v krytém domku postaveném na druhém břehu potoka. Po prvním roce měření se také ukázalo, že svodné „trychtýře“ musejí být zaklopeny, protože srážky dopadající na plech značně ovlivňují výsledek měření.

V rámci experimentálních ploch jsou monitorovány základní veličiny potřebné k analýze erozního procesu doplněně o sledování vlhkosti v půdním profilu. Ze základních veličin se kontinuálně měří příčinné srážky a způsobený povrchový odtok. Všechny se zaznamenávají prostřednictvím datalogeru LEC3000 vybaveného modemem pro dálkový přenos dat, čímž je zajištěna možnost průběžného sledování situace na experimentálních plochách. Přenos dat probíhá v síti GSM prostřednictvím technologie GPRS.

Srážky jsou měřeny člunkovým srážkoměrem SR1 umístěným mezi měrnými plochami. Citlivost tohoto zařízení je 0,2 mm, přičemž rozměr sběrné plochy činí 200 cm². Pro záznam srážek, který je digitální, je nastaven časový krok 5 minut pro zajištění dostatečně podrobného záznamu.

Odtok z jednotlivých ploch je zachycován v sudech, hladinu vody měří tlaková čidla. Tento způsob měření se ukázal jako problematický, jelikož při extrémních srážkách nebyl zachycen celý objem odtoku pro nedostatečný objem sběrných nádob.

Množství odneseného materiálu se měří laboratorní analýzou vzorků sedimentu odebraného ze sběrných sudů. V tomto případě je problémem skutečnost, že měření se neprovádí kontinuálně, ale nárazově v závislosti na četnosti návštěv na povodí.

Měrná aparatura je doplněna o vlhkostní čidla umístěná 15 cm a 50 cm pod povrchem. Ke kontinuálnímu měření s časovým krokem 10 min se využívá kruhová varianta senzorů VIRRIB. Toto měření je ve stejných hloubkách doplněno TDR senzory Campbell, které jsou považovány za přesnější. Měření čidly TDR se neprovádí kontinuálně, ale pouze při kontrolních dnech pro ověření přesnosti čidel VIRRIB.

Metodika odběru vzorků

Při každé návštěvě experimentálního povodí po srážkové události je nutné odebrat vzorky pro analýzu v laboratoři. Jednotlivé kontroly mají předepsaný postup prací a z každé návštěvy je proveden zápis. Pro příští rok je nutné vyhotovit jednotný protokol o kontrole experimentálních ploch. Na začátku je nutné změřit objem vody v sudech kalibrovanou latí (pro kontrolu funkčnosti tlakových sond). Dále se voda v sudu rozmíchá spirálovým pohybem latí po dobu 30 s. Poté je po 20 s odebrán vzorek v celkovém množství 1,5 l ze střední hloubky v sudu. Pro odběr se užívá polyetylenová láhev, opatřená nálepkou s datem a číslem sudu. Následně po odčerpání je sediment zachycen do polyetylenového sáčku a opatřen číslem sudu. Sudy jsou poté vymyty a naplněny 10 l vody, aby byly tlakové sondy stále ponořeny. Při každé návštěvě je uhrabána úhorová plocha 2 a urovňána do roviny.

Metodika vyhodnocení odebraných vzorků

Půdní vzorky z terénu jsou do laboratoře dodávány v různém stupni zvlhčení až ztekucení. Dodané suspenze jsou kvantitativně převedeny do odpařovacích nádob a po zvážení spolu s vlhkými zeminami vysušeny při 105 °C do konstantní hmotnosti. Z takto připravených vzorků jsou odebrány alikvotní podíly rozvolněné pevné fáze na zrnitostní rozbor. Po dispergaci jsou peptizované zeminné suspenze zpracovány přímými síťovými a nepřímými sedimentačními metodami (aerometrickou a pipetační). Skeletové frakce jsou hodnoceny odděleně, textura jemnozeme je vyhodnocena formou součtové zrnitostní čáry. Zrnitostní čáry jemnozeme a procentní obsah skeletu jsou předány programu Excel k dalšímu vyhodnocení. Veškerá laboratorní práce probíhá v souladu s normami laboratorních zkoušek zemin.

Výsledky

V tomto odstavci jsou prezentovány výsledky analýzy dat naměřených v terénu a v laboratoři pro sezónu 2010.

Povrchový odtok

Obecně nastává po vyčerpání infiltrační schopnosti půdy, intercepce a povrchové retence. V období 24.5. – 14.8. 2010 bylo zaznamenáno celkem jedenáct dešťových událostí s dostatečnou intenzitou a délkou trvání, které vyvolaly na experimentálních erozních plochách povrchový odtok (*tab. 1*). V prvních sloupcích tabulky je ke každé srážce uveden celkový úhrn v milimetrech a doba trvání. Pro lepší charakteristiku srážek jsou vyčísleny maximální hodnoty intenzity deště v trvání 10, 30 a 60 minut přepočtených na intenzitu v [mm·h⁻¹]. V další části tabulky je objem odtoku z těchto srážek. K maximálnímu odtoku došlo 2.8. a 7.8. Rozbor ukazuje, že z hlediska eroze není tak důležitý celkový úhrn srážek, ale hlavně jejich intenzita. V tabulce jsou označeny deště s vyšší maximální intenzitou než 24 mm·h⁻¹ a s celkovým úhrnem větším než 12,5 mm, které jsou uvažovány jako erozně ohrožující při výpočtu faktoru deště v USLE [6].

Tab. 1. Srážkové události v období 24.5.-14.8.2010

Datum	Srážka					Odtok		
	úhrem [mm]	trvání [h:min]	maximální intenzita deště [mm·h ⁻¹]			úhor	erozní plocha 1	erozní plocha 3
			10 min	30 min	60 min			
24.5.	21,6	2:40	61,2	20,4	13,0	23	8	–
26.5.	9,6	1:00	34,8	17,4	9,6	7	4	–
28.5.	6,6	0:20	34,8	–	–	4	6	–
2.6.	21,4	7:20	7,2	6,0	0,6	7	3	–
3.6.	8,0	5:10	12,0	3,6	3,0	3	2	2
3.6.	6,8	1:30	6,0	7,8	5,4	3	3	17
18.7.	45,2	18:00	9,6	7,8	6,0	2	1	3
23.7.	20,2	2:40	44,4	22,2	16,2	3	1	2
24.7.	45,8	19:40	18,0	15,6	9,6	76	4	10
2.8.	29,0	2:10	39,6	39,0	22,2	294	8	0
7.8.	77,8	8:55	36,0	34,8	9,6	961	36	309
14.8.	17,2	8:00	25,2	15,6	10,2	13	15	13

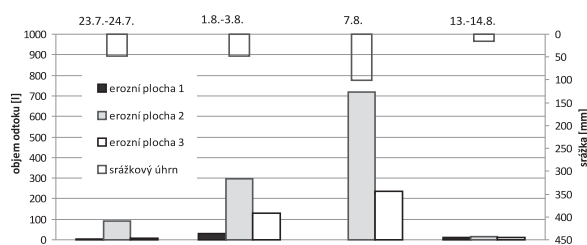
V prvním měsíci docházelo u EP3 k ovlivnění odtoku přitékající vodou z okolí ploch. Tyto výsledky jsou považovány za chybné a nebudou dále pro potřeby kalibrací a validací uvažovány. Důvodem je, že erozní plochy jsou instalovány kolmo na vrstevnice, a tím pádem kolmo na setí. V brázdách mezi jednotlivými řádky plodiny pak voda stékala směrem ke kraji erozní plochy (EP3), ze které ovlivňovala odtok v první fázi měření. Po vykopání příkopu podél plochy byl problém odstraněn.

Z tabulky 1 je patrný i rostoucí vliv vegetace, kdy na ploše udržované jako stálý úhor je množství povrchového odtoku vyšší než na ploše s vegetací. Tento rozdíl je nejvíce patrný v červenci a srpnu, kdy kukuřice dosahuje největší listové plochy.

Maximální desetiminutová intenzita přepočtená na hodinovou byla v jednom případě přes 60 mm·h⁻¹, v ostatních případech žádná desetiminutová intenzita tuto hodnotu nepřesáhla. Odtokově významné události přesahují v třicetiminutových srážkách intenzity přes 30 mm·h⁻¹. Z tabulky vyplývá, že při událostech nižší intenzity se odtokový součinitel pohybuje pod 3 %. Téměř veškerá voda postupně infiltruje do půdy.

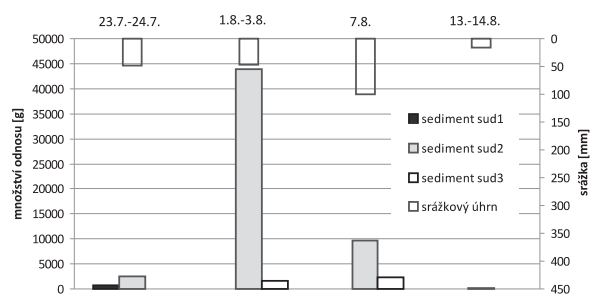
Smyv

Po vzniku povrchového odtoku dochází ke smyvu půdy a jejímu transportu. Velikost půdního smyvu závisí na mnoha faktorech, např. na vlastnostech půdy, stavu jejího povrchu či na unášeči schopnosti povrchového odtoku.



Obr. 2. Vliv velikosti dešťové srážky na povrchový odtok

Pro následující analýzu byla použita srážková období, pro která byly v laboratoři vyhodnoceny hodnoty půdního smyvu.



Obr. 3. Vliv velikosti dešťové srážky na půdní smyv

Tab. 2. Množství povrchového odtoku a sedimentu

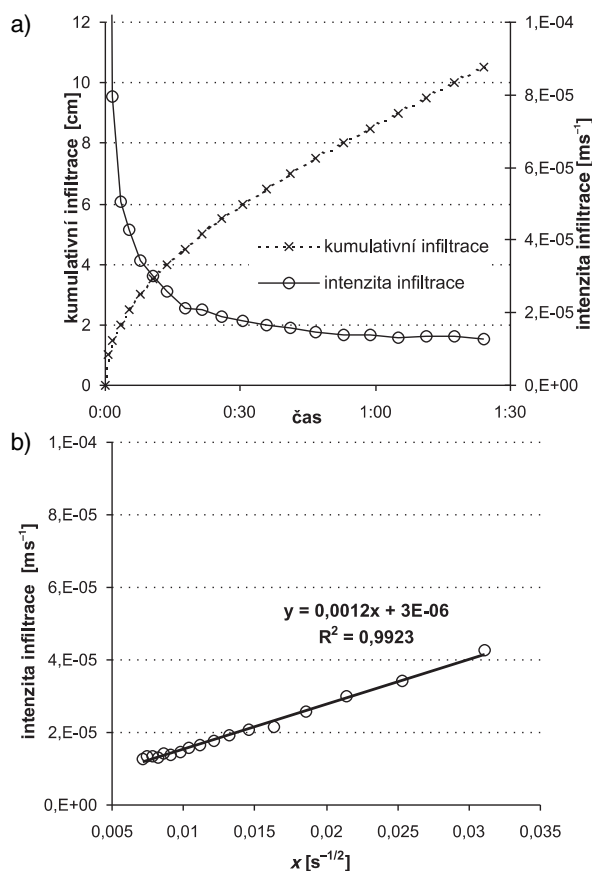
Datum	Srážky [mm]	Povrchový odtok [l]			Odnos [g]		
		EP1	EP2	EP3	EP1	EP2	EP3
23.7.-24.7.	48,0	4	90	9	688	2 541	nestan.
1.-3.8.	47,0	30	295	128	21	43 889	1 661
7.8.	100,6	nestan.	717	237	nestan.	9 695	2 353
13.-14.8.	15,6	13	15	13	12	187	11

Při druhé srážkové události došlo k přelití sudu z erozní plochy 2. Sediment byl sebrán i z podlahy objektu, avšak celkový objem povrchového odtoku je po přelití dopočítán z trendu dvou zbylých ploch. Při této srážkové události byla již kukuřice ve 4. fenologické fázi. Tomu odpovídá dílčí hodnota C faktoru 0,35 [6]. Při třetí srážkové události byla špatně zapojena tlaková sonda u erozní plochy 1 a neměřila. Třetí i čtvrtá srážková událost ukázaly velký rozdíl v půdním smyvu mezi plochami s kukuřicí a kultivovaným úhorem. To koresponduje s předpokladem, že způsob hospodaření a plodiny na pozemcích mají významný vliv pro snížení ztráty půdy.

Hydraulická vodivost

V průběhu července až září 2010 bylo provedeno deset infiltračních experimentů. Hodnoty hydraulické vodivosti mají prostorovou i časovou variabilitu. Ta je způsobena nerovnoměrným pojezdem zemědělských strojů, lokálně se

tvořícími málo propustnými krustami, časově proměnlivou ulehlostí půdního profilu a kypřením půdy vlivem rostoucí vegetace. Zjištěná nasycená hydraulická vodivost je $1,35 \cdot 10^{-5}$ ($\pm 7 \cdot 10^{-6}$) $\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$.



Obr. 4. Příklad vyhodnocení infiltračního experimentu z experimentální plochy Býkovice

(a – průběh kumulativní infiltrace a intenzity infiltrace; b – vyhodnocení pro určení parametrů Philipova řešení infiltrace (směrnice lineárního proložení odpovídá sorptivitě, průsečík s vertikální osou nasycená hydraulická vodivost))

Změna vlhkosti

Pro kontinuální monitorování vodního režimu v půdním profilu jsou v blízkosti erozních ploch instalovány v hloubce 15 cm a 50 cm vlhkostní čidla VIRRIB, doplněná měřením vlhkosti sondami TDR (Campbell Scientific) dlouhými 30 cm, instalovanými v hloubce 15 cm, 30 cm a 50 cm. Vývoj půdní vlhkosti je vyneseno v grafu na obr. 5. Čidla v obou hloubkách reagují na deště o vysokých intenzitách poměrně dynamicky – mělký reaguje okamžitě, hlubší, umístěné v písčitém B horizontu, s minimálním zpožděním. Na méně významné srážkové události reaguje pouze čidlo umístěné těsně pod povrchem, v hlubším horizontu je vlhkost téměř konstantní, kolísá v řádu 1 %. V mělkém horizontu dochází během období bez srážek k poměrně rychlé redistribuci vlhkosti do větších hloubek (klesání vlhkosti v 15 cm a současný mírný nárůst v 50 cm).

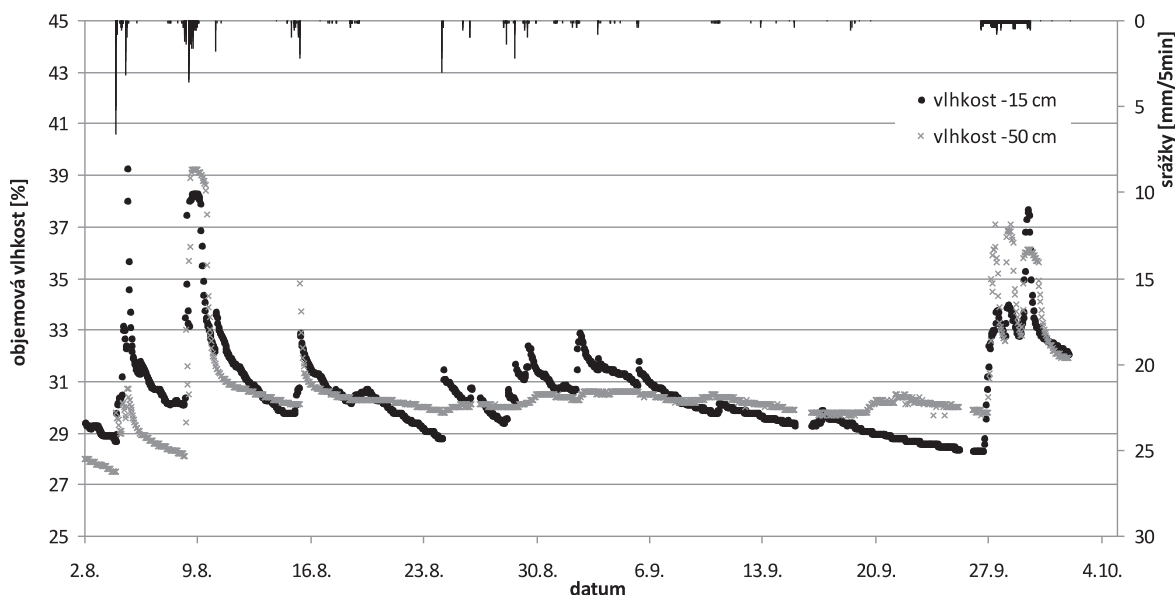
Během sledovaného období došlo ke třem epizodám (2.8., 7.8. a 26.9.), kdy vlhkost vlivem vysokých srážkových úhrnů dosáhla hodnot blízkých nasycení. Během těchto událostí byl zaznamenán povrchový odtok. K povrchovému odtoku došlo i během epizody 14.8., kdy k nasycení půdy v místě instalovaných čidel nedošlo.

Závěr

V rámci článku jsou prezentovány výsledky měření v roce 2010. Během sezóny bylo zachyceno dvanáct srážkových událostí, při kterých došlo k povrchovému odtoku. Pět z nich splňuje podmínky definice erozně účinné srážky, jak ji definovali Wischmeier a Smith [10]. Údaje naměřené při těchto událostech budou spolu se získanými vzorky odneseného materiálu pro jednotlivá srážková období použity pro kalibraci a validaci nástrojů erozní analýzy.

Zařízení je v současné době v provozu druhým rokem. Během tohoto období se podařilo eliminovat řadu technických problémů, které mohly ovlivnit přesnost a správnost měřených dat.

Model Smorderp je v současné době kalibrován na laboratorně získaných datech. Pro jeho validaci jsou výsledky naměřené v reálných podmínkách velmi cenné. Detailní znalost vlastností půdy umožní přesný fyzikální popis infiltrace,



Obr. 5. Průběh vlhkosti v půdním profilu ve hloubce 15 cm a 50 cm pod povrchem

a tím možnost ověřit odtokové parametry modelu při různých srážkových událostech a s různým typem vegetačního pokryvu.

V rámci prvních dvou let výzkumu byla ověřena funkčnost instalovaného zařízení a ustálena metodika měření a odběru vzorků. Na základě získaných zkušeností bude výzkum v následujících letech pokračovat, což umožní získání dostatečně široké datové báze nutné pro potřeby vědecké činnosti v oblasti erozních procesů.

Článek vznikl v rámci řešení výzkumného záměru VZ 04 CEZ MSM 6840770002 „Revitalizace vodního systému krajiny a měst zatíženého významnými antropogenními změnami“, SGS10/037/OHK1/1T/11 „Terénní a laboratorní měření eroze a vzájemné porovnání výsledků“, NAZV QI 102265 „Určení podílu erozního fosforu na eutrofizaci ohrožených útvarů stojatých povrchových vod“ a LD 11031 „Povodňové charakteristiky malých povodí“.

Literatura

- [1] Bennet, H. H.: Elements of Soil Conservation. New York, McGraw-Hill 1955.
- [2] Dostál, T. – Krása, J. – Váška, J. – Vrána, K.: Mapa erozní ohroženosti půd a transportu sedimentu v České republice. Dílčí zpráva projektu VaV/510/4/98 za rok 2001, koordinátor VÚV TGM Praha. ČVUT Praha, 2001.
- [3] Holý, M.: Protierozní ochrana, Praha, SNTL 1978.
- [4] Jakubíková, A. – Váška, J.: RUSLE – modernizovaný postup stanovení ohroženosti půd vodní erozí. In: Soil and Water, Výzkumný ústav meliorací a ochrany půdy, Praha, 2005.
- [5] Jakubíková, A. – Tipl, M. – Váška, J.: Způsoby stanovení specifických vstupních charakteristik plodin a agrotechnických operací v modelu RUSLE. In: Vodní hospodářství v krajině, ČVUT Praha, 2005.
- [6] Janeček, M. a kol.: Ochrana zemědělské půdy před erozí. Praha, VÚMOP, 2007, s. 76. /ISBN 978-80-254-0973-2/
- [7] Krása, J. – Dostál, T. – Vrána, K.: Revidovaná podrobná mapa ztráty půdy pro území ČR. [Sborník], konference „GIS Ostrava“, 2008.
- [8] Krása, J. – Dostál, T. – Vrána, K.: Erozní mapa ČR a její využití. Vodní hospodářství, 2010, č. 2, s. 28-31. /ISSN 1211-0760/
- [9] Metodika Ministerstva životního prostředí k navrhování protipovodňových opatření v ploše povodí, které řeší obnovu vodního režimu a snižování vodní eroze. www.mzp.cz/cz/prirodni_protipovodnova_opatreni/ listopad 2010.
- [10] Wischmeier, W. H. – Smith, D. D.: Predicting Rainfall Erosion Losses – A Guide to Conservation Planning. Agr. Handbook, No. 537, US Dept. of Agriculture, Washington, 1978.
- [11] Tolasz, R.: Atlas podnebí Česka. Praha, ČHMU 2007. /ISBN 978-80-86690-26-1/

Kavka, P. et al.: Measurement of Surface Runoff and Sediment Erosion on Terrain Experimental Plots

This paper presents the initial phase of soil erosion and surface runoff research which has been carried out on experimental plots. It focuses on reasons why this research is necessary and on detail description of the measuring apparatus which covers a broad range of the measured quantities. The methodology of measurement is described in detail and also the first results of the measurements are included.

Kavka, P. u. a.: Messung des Oberflächenabflusses und der Erosion von Sedimenten auf Geländeversuchsfeldern

Der Artikel beschreibt die Anfangsphasen einer auf Versuchsfeldern durchgeführten Untersuchung der Erosion und des Oberflächenabflusses. Es wird ausführlich die Methodik der Messung beschrieben, und es sind auch die ersten Ergebnisse der auf Versuchsfeldern durchgeführten Analysen einbezogen.

• projekty

Ekologicky šetrný hypermarket



Uhlíková stopa je množství přímo či nepřímo vypuštěných skleníkových plynů, které svou činností produkuje. Jinak řečeno, je to nástroj k měření dopadu lidských aktivit na životní prostředí vyjadřovaný v ekvivalentech oxidu uhličitého CO₂, a to v gramech či kilogramech. První ekologicky šetrný hypermarket s nulovou uhlíkovou stopou v kontinentální Evropě otevřelo Tesco počátkem února ve východočeské Jaroměři. Budova, navržená stavebním oddělením společnosti, je řešena jako energeticky soběstačná dřevostavba. Projekt byl jak z hlediska stavebního, tak technologického navržen tak, aby produkce CO₂ byla snížena na minimum a byla vyrovnána neboli vynulována stejným množstvím CO₂ spotřebovaným během pěstování zdroje energie.



Soběstačnost budovy zajišťují dvě kogenerační jednotky, které produkují dostatek energie pro provoz hypermarketu. Jako palivo je v nich využit čistý řepkový olej, ze kterého jednotky vyrábějí nejen elektrickou energii, ale také teplo pro vytápění a chlad pro chlazení objektu v letním období. Na šikmých světlících střechy jsou instalovány solární kolektory. Jak kogenerační jednotky, tak solární kolektory jsou napojeny na absorpční výměník, který slouží pro přeměnu teplé vody na chladnou.

Ve střeše jsou umístěny šedové světlíky umožňující přirozené osvětlení prodejní plochy. Díky jejich severnímu nasměrování však nedochází v letním období k nežádoucímu přehřívání objektu. Osvětlení prodejní plochy je stmívatelné, reaguje na zisky denního světla a automaticky upravuje intenzitu umělého osvětlení tak, aby bylo dosaženo požadované hladiny osvětlenosti. Dešťová voda je zachytávána v akumulaci nádrži a následně použita jako užitková. V blízké budoucnosti plánuje Tesco se společností ČEZ na parkovišti hypermarketu umístit dobíjecí zařízení pro elektromobily. Doba výstavby nového obchodu trvala osmnáct týdnů, celkové investice jsou o necelých 30 % vyšší než u srovnatelného standardního objektu. Návržnost investic se očekává v horizontu čtrnácti let.

Tisková informace

Motivace k energetické účinnosti stavebnictví v zemích Evropské unie

Ing. arch. Nataliya ANISIMOVA
 ČVUT – Fakulta stavební, Praha

Současná situace v ekonomice a stavebnictví a nově vznikající požadavky na budovy vyžadují změny jejich vlastností. Jedním ze základních požadavků je energetická účinnost. K jejímu dosažení je nutné vytvoření nové strategie, a především vyšší motivace soukromých iniciativ. Článek je zaměřen na možnosti aplikace existujících forem podpory a hodnocení jejího potřebného rozsahu k zajištění energetické účinnosti ve výstavbě obytných budov.

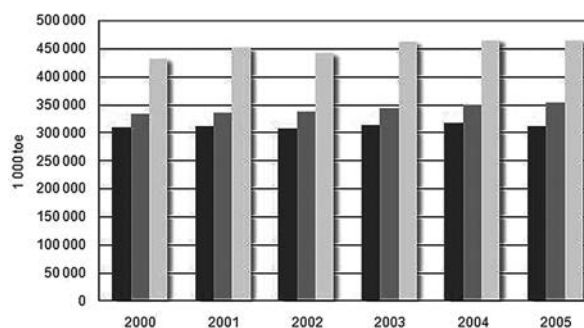
Motivace

Iniciativa soukromých investic do energetických úspor a energetické efektivity bude záležet na informovanosti, zřejmosti, průhlednosti a výhodnosti konstrukčních a technických opatření směřujících k energetickým úsporám. Stimulace takové iniciativy je možná pouze s dostatečnou finanční podporou na úrovni státu, která může být realizována ve formě podpůrných programů a daňových slev. V konečné energetické potřebě v EU25 má největší podíl sektor domácností.

Podle světově uznávané Sternovy zprávy spotřebovává umělé prostředí stavebních objektů ve státech EU25 okolo 60 % energie [1]. Zde nacházíme hlavní motivaci pro zaměření výzkumu na sféru stavebnictví a bydlení. Předpoklady současné nízkoenergetické výstavby:

- kvalitní tepelná izolace vnějších prvků konstrukce;
- vzduchotěsnost budovy a zmenšení počtu tepelných mostů;
- kompaktní struktura (poměr užitná plocha/objem menší než 0,8);
- omezení ventilačních tepelných ztrát;
- moderní zařízení pro vytápění, ohřev vody a ventilaci s efektivním využitím energie;
- pasivní využití sluneční energie.

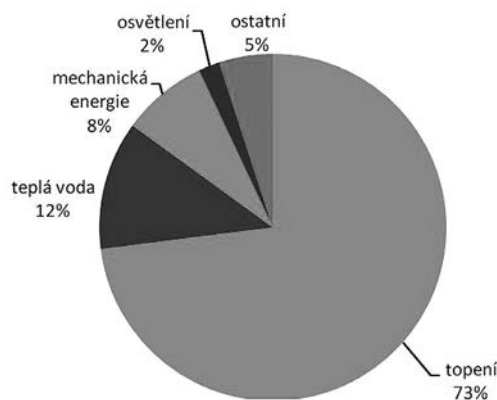
Evropskou komisí byl stanoven a potvrzen cíl 20 % podílu obnovitelných energií v celkové energetické spotřebě v EU



Obr. 1. Konečná spotřeba energie podle sektoru hospodářství v EU25, 1 000 toe [3]

do roku 2020. Dosažení tohoto cíle je možné pouze se změnou konstrukčních vlastností nově stavěných a energetickou modernizací existujících budov [2].

Po ohodnocení konečné energetické spotřeby v EU25 je zřejmé, že největším spotřebitelem jsou domácnosti (obr. 1), které jako sektor jsou odpovědné za největší podíl emisí CO₂.



Obr. 2. Struktura energetické spotřeby v domácnostech (2006) [3]

Struktura energetické spotřeby domácností jasně ukazuje, že největší část představuje vytápění (obr. 2). Znamená to, že největší význam má motivace energetických úspor v této oblasti, zejména zlepšení tepelně izolačních vlastností budov.

Směrnice a tendence energetické účinnosti budov

V Kjótském protokolu se průmyslové státy zavázaly ke snížení emisí skleníkových plynů tak, aby do roku 2012 dosáhly maximální požadované hodnoty. Tato úroveň je určena v průměru jako snížená o 5,2 % proti hodnotě roku 1990. Hlavní příčinou emisí skleníkových plynů v Evropě je spotřeba energií v budovách v procesu jejich užívání, proto Evropská komise od roku 1990 vyvíjí nové stavební normy za účelem harmonizace norem různých členských států. V listopadu 2002 Evropský parlament schválil Směrnici o celkové energetické náročnosti budov [4], která byla doplněna v květnu 2010 [5]. Určuje kritéria pro celkové hodnocení energetické účinnosti budov. Hlavními body energetické zátěže jsou tepelná izolace, systém vytápění, ohřev teplé užitkové vody, ventilační systém a osvětlení. Ve zmiňované směrnici jsou zároveň uvedena důležitá pravidla jak pro stávající, tak pro nové budovy. Podle odstavce 7 je pro nově postavené budovy povinné vystavení certifikátu energetické náročnosti [4]. Kromě toho směrnice vyžaduje inspekci a kontrolu účinnosti tepelných kotlů a ventilačních systémů budovy. V budovách s celkovou plochou více než 1 000 m² musí být uvážena technická, ekologická a ekonomická návratnost použití alternativních energetických systémů.

Pro evropské státy stanovila směrnice důležité cíle a požadavky v energetické účinnosti budov. Přesto nebyly jasně definovány metody propočtu energetické potřeby. Pro jejich

rozpracování byla stanovena zkušební doba čtyři roky. Po jejím uplynutí ve většině států EU existuje povinné vystavení certifikátů energetické náročnosti. Nebyla však zpracována jednotná pravidla hodnocení energetické náročnosti budov.

Jednou z úspěšných realizací strategie zvýšení energetické efektivity v Německu bylo přijetí stavebních pravidel energetických úspor (Energieeinsparverordnung EnEV) v roce 2002 [6], doplněných v letech 2007 a 2009. Pro vytvoření motivačních faktorů k využití energeticky úsporných systémů a pro vyvinutí povinných certifikátů energetické náročnosti budov byl definován postup propočtu tepelné bilance budovy a do norem zahrnuty různé topné systémy budov.

Praktickým důsledkem nových požadavků na energetické úspory byl soulad konstrukčních izolačních vlastností s topným systémem již v prvním stadiu projektování. Uplatněním motivačního systému odměn pro energeticky účinné plánování a účinnou realizaci budov byla zajištěna potřebná kvalita výstavby. Předpokladem vystavení energetického průkazu budov je splnění požadavků na systémy vytápění, ohřev teplé užitkové vody a ventilace, což zvyšuje motivaci k použití optimálního systému.

Finanční podpora

Předběžné výsledky studie agentur Ecofys a Fraunhofer ISI [7] ze září 2010 ukazují, že opatření EU by měla být ztrojnásobena pro dosažení stanovených cílů energetických úspor. Dosažení stanovených cílů by snížilo náklady na energii o 78 mld. EUR ročně, vytvořilo milión pracovních míst a uspořilo 560 Mt emisí CO₂.

Finanční nástroje, rozdělené mezi rozmanité podpůrné programy, poskytují podporu přes granty, které financují z rozpočtu EU specifické projekty. Například „Sedmý rámcový program (FP7) pro výzkum a technologický vývoj“ zajišťuje financování výzkumných projektů na specifická témata včetně 2,3 mld. EUR na téma „energie“ a 1,8 mld. EUR na téma „životní prostředí“ včetně klimatických změn (témata jsou vypsána na roky 2007-2013). V doplnění existuje rámcový program „Konkurenceschopnost a inovace“ (CIP), působící také od roku 2007 do roku 2013 s rozpočtem 3,2 mld. EUR, který zahrnuje programy:

- „Inteligentní energie pro Evropu“ (IEE), zaměřený konkrétně na energetickou účinnost a obnovitelné energie s rozpočtem 730 mld. EUR;
- „Podnikání a inovace“ s rozpočtem 430 mld. EUR pro „eko-inovace“.

Rozpočet EU není nijak gigantický, v roce 2009 se rovnal 134 mld. EUR, což je několikrát méně než rozpočet Velké Británie. Ale jeho fondy nejsou jediným zdrojem financování energetické účinnosti.

Systém obchodování s emisními povolenkami (EU ETS) je nejvíce citovaným příkladem tržního nástroje pro zvýšení energetické účinnosti, platby za emise CO₂ by měly motivovat k investování do technologických změn snižujících energetickou náročnost.

Zvýšení energetické účinnosti ve stavebnictví by mohly značně stimulovat daně, ale mnoho členských států není ochotno postoupit národní řízení EU. Snížená sazba daně z přidané hodnoty pro energeticky účinné stavby a produkty je používána ve Francii a Velké Británii, ale zůstává nejasné, zda bude přijato jednotné rozhodnutí o snížené sazbě v ostatních státech EU.

Státní dotace pro energeticky účinnou výstavbu nejsou tržním nástrojem, ale jsou důležité v podpoře, stávající legislativa EU dovoluje svým státům dotovat efektivní výrobu elektřiny a další energeticky účinné produkty včetně staveb.

V březnu 2007 Evropská komise publikovala Zelenou knihu o tržních nástrojích pro účely v oblasti životního prostředí [8] a otevřela diskusi na téma, jak nejlépe používat zdanění a ostatní tržní opatření pro financování energetické účinnosti a zabezpečení „zelenosti“ ekonomiky EU.

Dalším nástrojem financování této oblasti je bankovníctví. V červnu 2007 se Evropská investiční banka (EIB) zavázala ke zvýšení svého podílu až do 75 % celkových nákladů v kofinancování projektů výrazně zvyšujících energetickou účinnost. Kromě toho zahrnuje energetickou účinnost mezi rozhodující kritéria hodnocení podporovaných projektů.

Komerční a státní banky také demonstrují rostoucí zájem o financování energeticky účinných projektů. Například jedna z největších bank Evropy – KfW – aktivně podporuje výstavbu energeticky efektivních obytných budov ve střední a východní Evropě [9]. Společně s partnerskými bankami lobbjuje v Evropské komisi za zajištění využití strukturálních fondů EU pro financování energeticky účinné výstavby.

Zmíněné nástroje představují značnou finanční motivaci a mohou být úspěšně využity pro zvýšení energetické účinnosti současné výstavby.

Potřeba finanční podpory

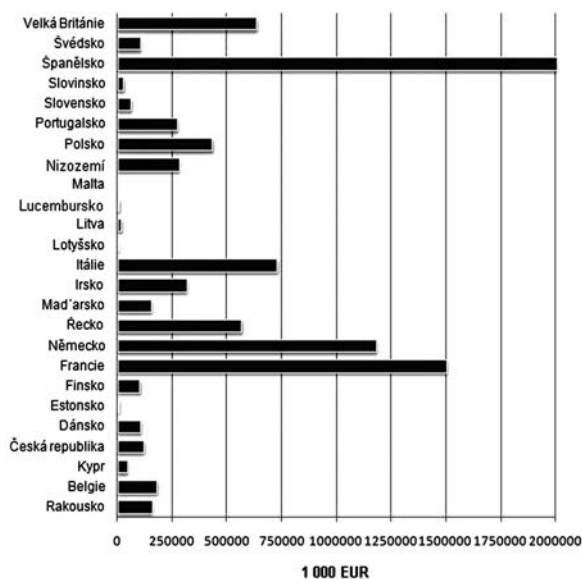
K hodnocení dostačující finanční podpory pro zvýšení energetické účinnosti přibližně o 20 % byly vybrány tři příklady rodinného domu. V každém jde o 20% snížení potřeby primární energie a s ním spojené dodatečné náklady, ke kterým by měl být investor motivován. Zvýšení energetické účinnosti by mělo být dosaženo využitím dodatečných systémů, např. solárního ohřevu teplé užitkové vody nebo mechanického větrání s rekuperací tepla, popř. tepelného čerpadla. Dodatečné náklady jsou stanoveny na základě vlastního hodnocení autorky článku (tab. 1).

Tab. 1. Náklady na zvýšení energetické účinnosti budovy

Ukazatel	Měřicí jednotka	Příklad 1	Příklad 2	Příklad 3
roční konečná potřeba energie	kWh·m ⁻² ·a	66,08	63,14	70,67
roční konečná potřeba primární energie	kWh·m ⁻² ·a	72,6	72,5	68,8
emise CO ₂ na 1 m ² užitné plochy	kg·m ⁻² ·a	16,51	16,66	17,39
náklady	EUR	4 711	12 525	9 890

Průměrné náklady na zvýšení energetické účinnosti pro nové obytné budovy, které vyplývají z hodnocení, se rovnají 37 EUR na 1 m² užitné plochy. Na jejich základě může být stanoven rozsah potřebné finanční podpory pro dostatečnou energetickou účinnost ve výstavbě a provedena koordinace zmíněných podpůrných finančních nástrojů. Státní orgány by měly stimulovat a zabezpečit investování do této sféry [10].

Pro dosažení dostatečných změn v energetické kvalitě staveb bude zapotřebí zvýšení rozsahu finanční, technické a informační podpory. Programy EU ve formě úvěru na výstavbu s pevnou nízkou úrokovou sazbou nebo dotace na určité stavební práce budou muset být navýšeny. Také by měl být rozpracován jednotný systém podpory energetické účinnosti



Obr. 3. Potřebná finanční podpora energetické účinnosti stavebnictví v státech EU25, 1 000 EUR

Tab. 2. Hodnocení potřebné finanční podpory

Stát	Dokončené byty v roce 2004* (1000)	Průměrná užitná plocha [m ² /byt]*	Finanční podpora [EUR]	
			na 1 byt	celková 1000
Rakousko	42,0	101,0	3 769	158 311
Belgie	46,2	105,0	3 919	181 039
Kypr	6,1	197,6	7 374	44 984
Česká republika	32,3	100,7	3 758	121 387
Dánsko	26,6	107,0	3 993	106 220
Estonsko	2,4	89,1	3 325	7 981
Finsko	30,7	90,2	3 366	103 344
Francie	363,0	111,0	4 143	1 503 735
Německo	278,0	113,9	4 251	1 181 708
Řecko	122,1	124,6	4 650	567 774
Maďarsko	44,0	94,1	3 512	154 520
Irsko	81,0	105,0	3 919	317 407
Itálie	255,8	76,5	2 855	730 304
Lotyšsko	0,8	92,1	3 437	2 750
Litva	4,6	106,2	3 963	18 232
Lucembursko	2,2	120,2	4 486	9 869
Malta	–	–	–	–
Nizozemí	65,3	115,5	4 310	281 473
Polsko	108,1	107,5	4 012	433 686
Portugalsko	82,3	88,9	3 318	273 051
Slovensko	12,6	131,7	4 915	61 930
Slovensko	7,0	108,7	4 057	28 397
Španělsko	543,5	100,6	3 754	2 040 512
Švédsko	29,6	94,0	3 508	103 839
Velká Británie	206,0	82,7	3 086	635 791
EU 25	2 392,2	106,8	3 987	9 068 243

* Zdroj: [11] + vlastní propočty

a jednotná pravidla hodnocení dosažených výsledků. Motivace soukromé iniciativy bude záležet na finanční situaci a také na ekonomickém, sociálním a politickém prostředí v každém z členských států i EU jako celku. Potřeba finanční podpory může být ohodnocena na základě výše nákladů na zvýšení energetické účinnosti rodinného domu. Podle počtu bytových jednotek ukončených v určitém roce v různých zemích EU a jejich průměrné obytné plochy byl ohodnocen možný objem roční podpory energetické účinnosti ve stavebnictví (obr. 3). Jde o finanční prostředky, které by měly být investovány prostřednictvím stávajících i nových podpůrných a tržních nástrojů do energetické účinnosti budov.

Dosažení cílů stanovených EU ke zvýšení podílu obnovitelné energie v energetické spotřebě a snížení emise CO₂ bude otázkou dostupnosti dostatečné finanční podpory. Ochota investovat do energetické účinnosti bude kromě toho záležet na dostupnosti informací, průhlednosti požadavků, návratnosti investic a možnostech realizace energeticky úsporných projektů. Podrobnější hodnocení finanční podpory energeticky účinného stavebnictví je uvedeno v tab. 2.

Závěr

Evropská unie má velký počet nástrojů pro motivaci k energetické účinnosti stavebnictví. Pro dosažení stanovených cílů v určeném časovém horizontu by měla být zvýšena finanční a technická podpora energetických úspor. V článku byly popsány nástroje motivace k pozitivní změně energetických parametrů budov a potřeba finanční podpory v různých zemích EU. Na základě tohoto hodnocení je možné vybrat optimální nástroje realizace energeticky účinných stavebních opatření. Motivace směrem k energeticky účinnému stavebnictví bude záviset na informovanosti investorů, finanční situaci, ekonomickém, sociálním a politickém prostředí v různých státech a EU jako celku, a samozřejmě na dostupnosti finanční podpory.

Článek vznikl jako součást projektu SGS SGS10/134/OHK5/2T/11 „Ekonomika a management energetické náročnosti staveb“.

Literatura

- [1] Stern Review: The Economics of Climate Change. HM Treasury, 2006.
- [2] Beran, V. (ed.): Management udržitelného rozvoje životního cyklu staveb, stavebních podniků a území. Praha, Vydavatelství ČVUT 2008.
- [3] <http://epp.eurostat.ec.europa.eu/portal/page/portal/eurostat/home/>
- [4] Directive 2002/91/EC of the European Parliament and of the Council of 16 December 2002 on the Energy Performance of Buildings. Official Journal of the European Communities. L 1/65, 2003.
- [5] Directive 2010/31/EU of the European Parliament and of the Council of 19 May 2010 on the Energy Performance of Buildings (Recast). Official Journal of the European Communities. L 153/13, 2010.
- [6] Verordnung über energetischen Wärmeschutz und energiesparende Anlagentechnik bei Gebäuden (Energieeinsparverordnung – EnEV) vom 24. Juli 2007. Bundesgesetzblatt Jahrgang 2007 Teil I, pp. 3085-3102.
- [7] www.ecofys.nl/com/publications/reports_books.asp
- [8] Green Paper on Market-Based Instruments for Environment and Related Policy Purposes. Commission of the European Communities. Brussels, 2007.

[9] www.kfw-foerderbank.de/DE_Home/BauenWohnen/Privatpersonen/index.jsp

[10] Beran, V. – Dlask, P.: Management udržitelného rozvoje regionů, sídel a obcí. Praha, AV ČR 2005.

[11] Housing Statistics in the European Union 2005/2006. Feder-casa, Italian Housing Federation. CSR, Rome, 9/2006.

Anisimova, N.: Motivation for Energy Efficiency of the Construction Industry in European Union Countries

The current situation in economics and in construction and newly appearing requirements on the buildings create the demand of the change of their qualities. One of the main requirements is energy efficiency. For the achievement of such efficiency it is necessary to form a special policy and first of all a motivation of the private initiative. The paper deals with the possibilities of application of existing support programmes and evaluation of their necessary amount for the support of energy efficiency in housing construction.

Anisimova, N.: Motivierung zur Energieeffizienz des Bauwesens in den Ländern der Europäischen Union

Die gegenwärtige Situation in Wirtschaft und Bauindustrie und die neu entstandenen Anforderungen an Gebäude erfordern Veränderungen der Gebäudeeigenschaften. Eine der Hauptanforderungen ist die Energieeffizienz. Um eine solche Effizienz zu erreichen, ist es notwendig, eine neue Strategie und vor Allem eine höhere Motivation von Privatinitiativen zu schaffen. Der Artikel beschreibt Möglichkeiten zur Anwendung bestehender Formen der Förderung und Bewertung ihres notwendigen Umfangs zur Gewährleistung der Energieeffizienz im Wohngebäudebau.

● veletrhy

WATENVI 2011

24. – 26. května

Brno

Součástí letošního ročníku mezinárodního vodohospodářského a ekologického veletrhu bude výstava **Vodovody – Kanalizace**, jejímž pořadatelem je Sdružení oboru vodovodů a kanalizací ČR, a sedmnáctý veletrh techniky pro tvorbu a ochranu životního prostředí **ENVIBRNO**. Stejně jako v předešlých letech chystají organizátoři veletrhu bohatý doprovodný program. Zaměřen bude na aktuální stav legislativy a oblast financování vodního a odpadového hospodářství.

Seminář „Nová legislativa v oboru vodního hospodářství“ se bude zabývat novelou vodního zákona a souvisejícími vyhláškami. Hydrologické a klimatické extrémní situace zahrnuje okruhy „Ochrana před povodněmi v ČR“, „Implementace povodňové směrnice“, „Financování povodňové ochrany“. Představí také výstupy aplikovaného výzkumu VÚV v souvislosti se suchem a ochranou vodních zdrojů.

Tradičně jsou po celou dobu konání veletrhu připraveny praktické ukázky ochrany proti povodním ve venkovní expozici v bazénu před pavilonem Z. Součástí programu budou workshopy určené pro práci povodňových komisí nebo dispečinku. Tento evropsky unikátní projekt je vlastně informačním a školicím centrem nejen pro zástupce státní správy a samosprávy, ale také pro majitele nemovitostí v rizikových oblastech poblíž velkých vodních toků.

Odpadovému hospodářství bude věnován seminář „Nové možnosti ve využívání a hodnocení odpadů“ a konference „Odpady 2011 a jak dál“, zaměřená na informování veřejnosti o významu energetického využívání odpadů. K tradičním akcím patří mezinárodní konference „Účetnictví a reporting udržitelného rozvoje na mikroekonomické a makroekonomické úrovni“, doplněná speciálním blokem přednášek „Novinky v systémech environmentálního managementu“.

Tisková informace

ČESKÁ
STAVEBNÍ
AKADEMIE
PRAHA

výrobek 2011
technologie

STAVEBNÍ VÝROBEK - TECHNOLOGIE ROKU 2011

Česká stavební akademie vyhlásila 4. ročník soutěže

STAVEBNÍ VÝROBEK - TECHNOLOGIE ROKU 2011

Cesta kvality pro české stavebnictví

Vypisovatelé:

- Nadace pro rozvoj architektury a stavitelství (organizátor soutěže) • Asociace inovačního podnikání ČR
- Česká komora autorizovaných inženýrů a techniků • České vysoké učení technické v Praze, Fakulta stavební
- Český svaz stavebních inženýrů • Design Cabinet CZ • Hospodářská komora ČR
- Sdružení pro výstavbu silnic Praha • Svaz podnikatelů ve stavebnictví v ČR • Svaz zkušeben pro výstavbu

Zlaté, Stříbrné a Bronzové ceny České stavební akademie za rok 2011, Čestná uznání a Zvláštní cena Nadace pro rozvoj architektury a stavitelství budou rozděleny nominovaným výrobkům a technologiím

ZLATÁ CENA
2011

STŘÍBRNÁ CENA
2011

BRONZOVÁ CENA
2011

ČESTNÉ UZNÁNÍ
2011

ZVLÁŠTNÍ CENA
2011

**UZÁVĚRKA
PŘIHLÁŠEK
30. 11. 2011**

Specifikace při geodetickém kontrolním měření a měření posunů staveb

*doc. Ing. Vladimír VOREL, CSc.
Ing. Lenka LÍNKOVÁ, Ph.D.
ČVUT – Fakulta stavební, Praha*

Geodetické kontrolní měření ve výstavbě se řídí souborem norem [1] a měření posunů normou [2]. Tyto normy sice upravují obsah plánu kontroly a projektu měření posunů, avšak nestanoví potřebu vypracovat specifikace příslušného geodetického výkonu ve shodě s [3]. Tento příspěvek proto řeší specifikace těchto měření a jsou v něm uvedeny i vzorové příklady.

Úvod

Geodetické kontrolní měření [4] náleží mezi významné činnosti ve výstavbě. Účelem je ověřit přesnost geometrických parametrů v průběhu výstavby i na dohotovených objektech [5]. Tím se přispívá ke splnění funkčních požadavků a dalších ukazatelů spolehlivosti díla. Tato spolehlivost je v odůvodněných případech dále zajišťována při geodetickém měření posunů staveb, které má především význam bezpečnostní [2].

Obě uvedená měření, tj. měření kontrolní a měření posunů, však nemají vazbu na normu [3], která stanoví předem specifikovat jednotlivé činnosti. Vypracování specifikací je pro tato měření nezbytné, neboť je významným podkladem k dodržování kvality.

Specifikace

Specifikacemi zde budeme rozumět dokument předepisující požadavky (a to na obsah, a zejména přesnost), se kterými se musí zeměměřičská služba (tj. činnosti a jejich výsledky) shodovat. Specifikace se mohou odvolávat na jiné příslušné dokumenty (např. na právní předpisy a technické normy) a mají také vymezovat kritéria, kterými může být shoda kontrolována (např. testování dosažené výběrové směrodatné odchylky). Nesplnění specifikovaných požadavků je potom posuzováno jako neshoda.

Například norma [2] v čl. 3.3 sice upravuje obsah projektu měření posunů, avšak pro informování objednatele těchto prací je žádoucí nejprve předložit příslušné specifikace. Vyhotovení specifikací má totiž mimořádný význam pro uzavírání obchodních závazkových vztahů.

Specifikací lze využít při tvorbě nabídkové ceny, dále v katalogu prací a na specifikace se může odvolávat i smlouva o dílo. Tím, že jsou ve specifikacích uvedeny podrobnosti, se předejde riziku nedorozumění ve věci požadovaných prací, a to zejména u objednatelů, kteří se např. s geodetickým měřením posunů staveb dosud nesetkali.

Vzorové příklady

Pro potřeby praxe budou dále uvedeny dva instruktivní vzorové příklady specifikací uvažované pro konkrétní akce [6], [7].

PŘÍKLAD 1 – specifikace pro geodetická kontrolní měření ve výstavbě – určení svislosti výtahové šachty

a) název služby

geodetické kontrolní měření svislosti stěn výtahové šachty bytového domu po dokončení jeho výstavby

b) právní předpisy

zákon č. 200/1994 Sb. [8]

vyhláška č. 311/2009 Sb. [4]

zákon č. 183/2006 Sb. [9]

c) technické normy

ČSN 73 0202 [10]

ČSN 73 0210 – 2 [11]

ČSN ISO 7077 [12]

ČSN 73 0212 – 1 [5]

ČSN 73 0212 – 3 [13]

další technické normy uvedené v [10], [11], [12], [5], [13] jako související

d) objekt kontroly

Čtyřpodlažní bytový dům v Praze 5. Výtahová šachta, tj. prostor pro svislý pojezd pracovní části stroje, který je ohraničen podlahou, stěnami a stropní konstrukcí. Prostor je přístupný šachetními dveřmi a dveřmi pro údržbu [6]. Budou se kontrolovat 2 šachty 400 x 200 cm ve 4 nadzemních a 1 podzemní úrovni.

Poznámka: Jedná se o skutečně existující stavbu a požadované měření.

e) účel a druh měření

určení skutečných odchylek svislosti stěn výtahové šachty v předem sjednaných svislých profilech a výškových úrovních

f) metoda měření

Měření odchylek svislosti vzhledem k odsazené svislé vzažné přímce vytvořené optickým provažovačem Zeiss PZL. Stanovisko přístroje je stabilizováno na podlaze šachty. Cílovým zařízením je stupnice nebo rastr.

g) přesnost měření

Provažovač Zeiss PZL zajišťuje relativní přesnost 1 : 100 000, tj. 1 mm / 100 m (vliv centrace není uvažován) při použití tovarního cílového zařízení. Přesnost výkonu se analyzuje před měřením vzhledem k dané mezní odchylce svislosti a po měření z rozdílů měřické dvojice.

h) metrologické zajištění

Měření bude prováděno optickým provažovačem Zeiss PZL, který se předem přezkouší podle [14] na úrovni geodetické firmy a příslušná dokumentace se archivuje. Přezkouší se také, popř. se rektifikuje, libela použitá k urovnání cílového zařízení. Chyba v identifikaci kontrolně měřeného místa (vliv nepravidelnosti povrchu) se určí experimentálně a nemá překročit 1/10 mezní odchylky svislosti stěny. Jinak se dotykový bod cílového zařízení vhodně upraví.

i) způsob stabilizace bodů

Stanoviska optického provažovacího přístroje se v podlaze šachty stabilizují kovovým čepem s jemným vývrtem \varnothing 1 mm. Kontrolně měřená místa – nalakovaným terčíkem \varnothing 7mm.

j) kvalifikace pracovníků a požadavky na ověření výsledků

Stanoveno zákonem [8] a vyhláškou [4] v této úpravě:

- výkony jsou zeměměřické činnosti, které mohou vykonávat jen odborně způsobilé osoby (s ukončeným VŠ nebo SŠ vzděláním zeměměřického směru);
- výsledky těchto měření musí být ověřeny fyzickou osobou s úředním oprávněním (úředně oprávněným zeměměřickým inženýrem).

k) popis služby

Rekognoskace výtahové šachty. Rozbor přesnosti před měřením. Vytyčení a stabilizace stanovisek přístroje ve vztahu k půdorysné modulové osnově a k sekundárním přímkám vytyčovacího systému. Rozměření a vyznačení kontrolně měřených míst na stěnách výtahové šachty. Pořízení měřického náčrtu. Experimentální určení chyby v identifikaci kontrolně měřeného místa. Příprava optického provažovače na stanovisku. Měření odchylek od svislice v I. a II. poloze přístroje (první série). Nová centrace přístroje a nezávislé měření ve druhé sérii. Rozbor přesnosti při měření – test odlehlých hodnot. Rozbor přesnosti po měření – z rozdílů měřických dvojic. Vyhotovení číselné a grafické dokumentace – předávacího protokolu o kontrolním měření a technické zprávy.

PRÍKLAD 2 – specifikace pro měření posunů staveb – určení svislých posunů

a) název služby

geodetické měření výškových posunů podlahy v hale

b) právní předpisy

zákon č. 200/1994 Sb. [8]
vyhláška č. 311/2009 Sb. [4]
zákon č. 183/2006 Sb. [9]

c) technické normy

ČSN 73 0405 [2]
ČSN ISO 4463-2 [15]

další technické normy uvedené v [2] jako citované a související

d) objekt kontroly

Podlaha v dohotoveném a provozovaném objektu haly „A“ podniku XYZ – podlaha vykazuje trhlinu příčně procházející přes celou halu.

Poznámka: Jedná se o skutečně existující stavbu a požadované měření.

e) účel a druh měření

Sledování stavu a chování dohotovené podlahy zejména v okolí trhliny. Totéž po opravě trhliny epoxidovou pryskyřicí a zajištění ocelovými trny. Měření bude probíhat v základní etapě a etapách následných až do odeznění kritických výškových posunů.

f) metoda měření

digitální přesná nivelace s rozdílnou délkou záměr

g) přesnost měření

Je dána rozbořem přesnosti před měřením (uložen v dokumentaci geodetické firmy), požadovaná směrodatná odchyl-

ka ve výšce pozorovaného bodu je 1,0 mm. Při měření se přesnost posuzuje na uzávěrech nivelačního pořadu a na dílčích převýšeních. Rozbor přesnosti po měření analyzuje vztah požadované a dosažené přesnosti v určení svislých posunů.

h) metrologické zajištění

Měření bude provedeno digitálním nivelačním přístrojem SOKKIA SDL2, který byl kalibrován akreditovanou kalibrační laboratoří č. 2292 při VÚGTK Zdiby (kalibrační list je uložen v dokumentaci geodetické firmy). Kalibrace stupnic nivelačních laťí nebude provedena – měření probíhá prakticky při stejné teplotě, se stejnou soupravou laťí a převýšení jsou malá. Před každou etapou budou rektifikovány libely nivelačních laťí. Chyba v identifikaci pozorovaného bodu se omezí kulovým nástavcem na nivelační lať. Mezní chyba v identifikaci se určuje experimentálně a bere se v úvahu při rozbořech přesnosti.

Součástí metody přesné nivelace s rozdílnou délkou záměr je určení chyby z nevdorovnosti záměrné přímký nivelačního přístroje, které se provádí před měřením v každé etapě (na úrovni geodetické firmy) tzv. japonskou metodou (ze středu a z excentrického stanoviska).

i) způsob stabilizace bodů

Stabilizace vztažných i pozorovaných bodů bude provedena podle [15]. Vztažné body budou osazeny mimo dosah poklesové zóny hřbovými značkami. Pozorované body budou rozměřeny a vyznačeny na podlaze jemným křížkem trvalého provedení, a to v profilech přecházejících přes trhlinu. K tomu se vypracuje měřický náčrt.

j) kvalifikace pracovníků a požadavky na ověření výsledků

Stanoví zákon [8] a vyhláška [4] v tomto smyslu:

- jedná se o zeměměřické činnosti, které mohou vykonávat jen odborně způsobilé osoby (s ukončeným vysokoškolským nebo středoškolským vzděláním zeměměřického směru);
- výsledky těchto měření musí být ověřeny fyzickou osobou s úředním oprávněním (úředně oprávněným zeměměřickým inženýrem).

k) popis služby

Rekognoskace monitorované stavební konstrukce (podlahy) a celého prostoru haly. Volba umístění vztažných bodů. Stabilizace vztažných bodů značkami čepovými, hřbovými, popř. jako závitnice šroubů osazených v ocelové konstrukci haly. Volba, rozměření a vyznačení pozorovaných bodů nástřikem terčíku a jemným křížkem na podlaze. Rozměření a vyznačení stanovisek přístroje i přestavových bodů. Stabilizace přestavových bodů nastřelovacím hřebem. Pořízení měřického náčrtu. Přesná digitální nivelace sítě vztažných bodů. Nivelace pozorovaných bodů při rozdílné délce záměr. Průběžné digitální měření teploty vzduchu i povrchové teploty podlahy (informace pro případné dodatečné využití). Použití bude digitální nivelační přístroj SOKKIA SDL2, souprava 2 standardních invarových nivelačních laťí s čárovým kódem a 1 speciální krátká lať pro průmyslové měření (délka 0,5 m) s nástavcem pro omezení chyby v identifikaci. Všechny laťe mají rektifikované příložné libely a jsou vybaveny opěrkami. Délka záměr bude určována elektronicky při nivelaci. Výpočet a vyrovnání sítě vztažných bodů. Testování stability vztažných bodů, popř. nové vyrovnání. Výpočet výšek pozorovaných bodů se zavedením opravy ze sklonu záměrné přímký. Aposteriorní rozboř přesnosti. S výjimkou základní etapy – výpočet výškových posunů pozorova-

ných bodů na podlaze haly a testování nulové hypotézy. Tabelemární a grafické zpracování výsledků. Prokázáno posunutí v oblasti kolem trhliny v podlaze se zobrazí v trojrozměrném digitálním modelu s izoliniemi a dále v profilech přes trhlinu. Vyhotovení technické zprávy s hodnocením stavu a chování konstrukce podlahy v hale z geodetického hlediska.

Závěr

Specifikace při geodetickém měření posunů staveb jsou dokumentací, která má předem sloužit potřebám objednatele a správnému průběhu zakázky. Specifikace jsou nedílnou součástí managementu kvality dané zakázky a také propojují technické normy oboru geodézie na systém norem řady ISO 9000 [3], [16], [17]. Z uvedeného příkladu rovněž vyplývá, že geodetické měření podložené specifikacemi přispívá k zajišťování správné funkce a bezpečnosti dané stavební konstrukce. Ještě dodejme, že specifikace mají širší souvislost s navrhováním geodetických prací [18], metrologii [19] a s hodnocením shody [20].

Článek vznikl za podpory výzkumného záměru MSM 6840770001, dílčí část „Geodetické monitorování pro zajištění spolehlivosti staveb“.

Literatura

- [1] ČSN 73 0212-1 až 7: 1996 Geometrická přesnost ve výstavbě. Kontrola přesnosti
- [2] ČSN 73 0405: 1997 Měření posunů stavebních objektů
- [3] ČSN EN ISO 9001: 2009 Systémy managementu kvality – Požadavky
- [4] Vyhláška Českého úřadu zeměměřického a katastrálního č. 311/2009 Sb., kterou se provádí zákon č. 200/1994 Sb., o zeměměřictví a o změně a doplnění některých zákonů souvisejících s jeho zavedením
- [5] ČSN 73 0212-1: 1996 Geometrická přesnost ve výstavbě. Kontrola přesnosti. Část 1: Základní ustanovení
- [6] Matochová, Z.: Porovnání metod určování svislosti výtahových šachet. [Diplomová práce], ČVUT – Fakulta stavební, Praha, 2009.
- [7] Křepínský, D.: Kontrolní geodetické měření podlahy v hale. [Diplomová práce], ČVUT – Fakulta stavební, Praha, 2007.
- [8] Zákon č. 200/1994 Sb., o zeměměřictví a o změně a doplnění některých zákonů souvisejících s jeho zavedením, v platném znění
- [9] Zákon č. 183/2006 Sb., o územním plánování a stavebním řádu (stavební zákon)
- [10] ČSN 73 0202: 1995 Geometrická přesnost ve výstavbě. Základní ustanovení
- [11] ČSN 73 0210-2: 1993 Geometrická přesnost ve výstavbě. Podmínky provádění. Část 2: Přesnost monolitických betonových konstrukcí
- [12] ČSN ISO 7077: 1995 Geometrická přesnost ve výstavbě. Měřické metody ve výstavbě. Všeobecné zásady a postupy pro ověřování správnosti rozměrů
- [13] ČSN 73 0212-3: 1997 Geometrická přesnost ve výstavbě. Kontrola přesnosti. Část 3: Pozemní stavební objekty
- [14] ČSN ISO 17123-7: 2005 Optika a optické přístroje – Terénní postupy pro zkoušení geodetických a měřických přístrojů. Část 7: Optické provažovací přístroje
- [15] ČSN ISO 4463-2: 1999 Měřicí metody ve výstavbě – Vytýčování a měření. Část 2: Měřické značky
- [16] ČSN EN ISO 9000: 2006 Systémy managementu kvality – Základní principy a slovník
- [17] ČSN EN ISO 9004: 2002 Systémy managementu kvality – Směrnice pro zlepšování výkonnosti
- [18] Vorel, V.: Zabezpečování jakosti služeb inženýrské geodézie metodou Design Review. Geodetický a kartografický obzor, **45**, 1999, č. 5, s. 97-99.
- [19] Zákon č. 505/1990 Sb., o metrologii, v platném znění
- [20] Zákon č. 22/1997 Sb., o technických požadavcích na výrobky a o změně a doplnění některých zákonů, v platném znění

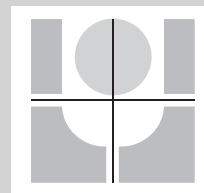
Vorel, V. – Línková, L.: Specification in Geodetic Check Surveying and Measurement of Shifts of Constructions

Geodetic check surveying in the construction industry is governed by a set of standards [1] and measurement of shifts complies with the standard [2]. Although these standards influence the content of the plan of checks and the project of the measurement of shifts, it does not determine the need to work out specification of the geodetic task proper in accordance with [3]. Therefore, this article specifies these measurements and presents sample examples.

Vorel, V. – Línková, L.: Spezifizierung bei einer geodätischen Kontrollmessung und der Messung von Verschiebungen von Bauwerken

Eine geodätische Kontrollmessung beim Bau richtet sich nach einem Normenkomplex [1] und Messungen der Verschiebungen nach der Norm [2]. Diese Normen regeln zwar den Inhalt des Kontrollplans und des Projektes der Verschiebungsmessungen, bestimmen jedoch nicht den Bedarf zur Ausarbeitung der Spezifizierung der betreffenden geodätischen Leistung in Übereinstimmung mit [3]. Der Artikel behandelt deshalb die Spezifizierung dieser Messungen, und es sind in ihm auch Musterbeispiele angeführt.

ČVUT v Praze – Fakulta stavební
Katedra urbanismu
a územního plánování



pořádá konferenci

Člověk, stavba
a územní plánování

23. května 2011
Thákurova 7, Praha 6

<http://csup.fsv.cvut.cz/>

STAVEBNÍ OBZOR

ROČNÍK 20 ČÍSLO 5/2011

Navigace v dokumentu

OBSAH

Máca, J. – Rokoš, O. Zatížení a dynamická analýza tribun	129
Studničková, M. – Král, J. – Makovička, D. – Makovička, D., jr. Ověření lávek od dynamického zatížení chodci	135
Svoboda, L. – Novák, J. – Zeman, J. – Kurilla, L. – Růžička, M. – Florián, M. – Otýpka, O. – Díaz, F. Mechanická odezva tvarově složitých konstrukcí v prostředí integrovaného návrhu	142
Novotná, E. – Jarušková, D. – Šejnoha, J. Zvýšení spolehlivosti malých datových souborů pomocí doplňujících informací	148
Maděra, J. – Kočí, J. – Kočí, V. – Černý, R. – LU, Xinying Vliv prostředí na životnost tepelně izolačních systémů	153
Zákoutský, J. – Tydlitát, V. – Černý, R. Studium hydratace rychlovazného cementu měřením hydratačního tepla cementové pasty, cementové malty a betonové směsi	158

Zatížení a dynamická analýza tribun

prof. Ing. Jiří MÁČA, CSc.
Ing. Ondřej ROKOŠ
ČVUT – Fakulta stavební
Praha

Diváci nacházející se na konstrukci na jedné straně dynamické zatížení vyvolávají, na straně druhé jej pohlcují. Snahou článku je přiblížit problematiku kmitání nejen tribun a poskytnout základní popis s ohledem na nedostatek informací v českých normách. V neposlední řadě pak předložit nástroj pomáhající při řešení obdobných problémů.

Úvod

Moderní sportoviště se stále častěji stávají součástí denní zábavy. Se záměry investorů a vlastníků stoupají požadavky na ziskovost objektů, které jsou pak komplexně využívány. Kromě sportovních se na stadionech konají i jiné akce, plně využívající prostor, zejména hudební koncerty. S tím vzniká nový druh aplikovaného zatížení. Změny využití ve spojení s cílem pojmout co největší počet diváků vedly k navrhování konzolových tribun, které umožňují nerušený výhled spolu s úsporou místa. Následkem jsou měkčí konstrukce s nižšími vlastními frekvencemi, což může vést ke stavu blízkému rezonanci. Zvukové vjemy při poslechu hudby jako součást koncertů či sportovních utkání mohou stimulovat a koordinovat pohyb davu, který následně vyvoluje nezanedbatelné dynamické účinky. Nejnepříznivější situace nastává, může-li dav koordinovaně skákat. Vyvolané síly mnohonásobně převyšují ostatní druhy zatížení nastávající při jiných příležitostech. Zajištění bezpečnosti a poskytnutí příslušného komfortu jsou hlavní cíle návrhu jakýchkoliv objektů, nicméně normy týkající se problematiky tribun neposkytují příliš podrobné informace. Nespecifikují druh a způsob zatížení či přípustnou odezvu. Ve výpočetních modelech se většinou užívá statického zatížení a přítomnost diváků při výpočtu vlastních tvarů reprezentují pevné hmoty, což nemusí být vždy výstižné.

Obecně můžeme dav na tribunách rozdělit na aktivní a pasivní. Aktivní se pohybuje rytmicky či chaoticky, zatímco pasivní zůstává v klidu. Dynamickou analýzu, především konzolových tribun, která se zabývá interakcí davu s konstrukcí, lze rozdělit do následujících částí:

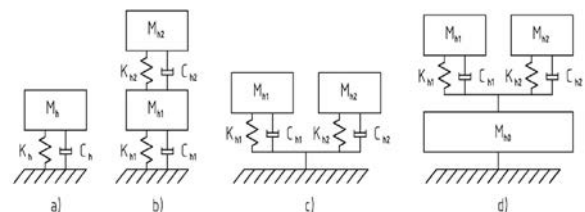
- modelování pasivního davu a změn vlastního kmitání konstrukce;
- popis dynamického zatížení vyvolaného aktivním davem;
- analyzování interakce pasivního davu s konstrukcí při aplikaci dynamického zatížení;
- vyhodnocení výsledných deformací, zrychlení a posouzení použitelnosti.

Biodynamické modely člověka

Biodynamický model člověka je matematická abstrakce znázornění lidského organismu jako dynamického systému, která pomáhá pochopit vzájemnou interakci člověka s konstrukcí. Původně byly modely vyvíjeny ke sledování odezvy lidského organismu ve strojním a leteckém inženýrství, kde je špičkové zrychlení mnohonásobně vyšší než u stavebních konstrukcí. Nicméně při návrhu pozemních staveb se již dostáváme na takovou úroveň podrobnosti, že bychom měli tyto vlivy uvážit.

Diskrétní rovinné modely lineární

Mohou být netlumené či tlumené, s jedním nebo více stupni volnosti, zapojenými sériově, resp. paralelně (obr. 1). Reflektují chování lidského organismu při vibracích v jednom směru – zpravidla svislém, a charakterizují je parametry hmotnosti, tuhosti a útlumů příslušných daným stupňům volnosti. Hodnoty získáváme laboratorním měřením přenosových funkcí fiktivních hmot či mechanických impedancí. Můžeme zmínit i hojně užívanou pevnou hmotu, která vystihuje člověka jako hmotný bod tuze spojený s konstrukcí.



Obr. 1. Diskrétní dynamické modely člověka
a – 1 stupeň volnosti (SDOF), b – sériový 2 stupně volnosti (2DOF),
c – paralelní 2 stupně volnosti (2SDOF), d – paralelní s pevnou hmotou

Diskrétní prostorové modely lineární

Při výskytu prostorových vibrací používáme modely aproximující chování lidského organismu v jednotlivých směrech. Experimenty však prokázaly i přítomnost nezanedbatelných vodorovných sil vznikajících v důsledku svislých vibrací. Abychom postihli tento jev, jsme nuceni použít trojrozměrný model. Takový nalezneme např. v [1].

Nelineární modely rovinné, prostorové

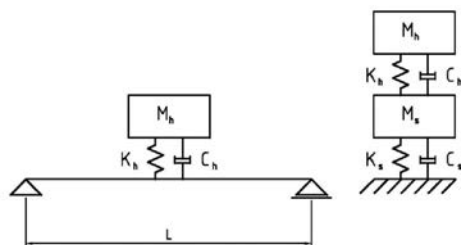
V případě velkých rozdílů úrovní vibrací bychom měli použít nelineární model. Ten odráží skutečnost, že dynamické parametry lidského těla se mění v závislosti na úrovni buzení, jemuž je vystaveno. Se zvyšujícím se zrychlením klesá tuhost, tedy i vlastní frekvence, zatímco při snižujících se amplitudách zrychlení dochází ke ztužení organismu. Tyto otázky však v rámci pozemních staveb, čili v oboru

relativně nízkých přípustných zrychlení, nemusí být znepokojivé.

Vliv člověka na kmitání konstrukce

Nyní se pokusíme vysvětlit některé změny vlastních frekvencí a tlumení zaznamenaných měření konstrukcí obsazených diváky. Pokusíme se tedy odpovědět na otázku, jak a kdy působí dav na dynamické vlastnosti konstrukce.

Diváci často, ale ne vždy, snižují vlastní frekvence. Mohou mít také potenciál k jejich zvýšení či k přidání nových globálních tvarů kmitání. Člověka lze reprezentovat jako pevnou hmotu, ale od tohoto přístupu můžeme očekávat pouze snížení frekvencí. Jak vyplývá z předchozího textu, lze lidské tělo úspěšně modelovat také diskretním systémem jednoho stupně volnosti s určitou tuhostí k_h , hmotou m_h a útlumem c_h , resp. poměrným útlumem ξ_h . Samotná konstrukce může být v nejjednodušším případě nahrazena taktéž jedním stupněm volnosti s parametry k_s , m_s , c_s , resp. poměrným útlumem ξ_s . Kombinace těchto dvou modelů vede k vytvoření systému popisujícího interakci člověka s konstrukcí na elementární úrovni (obr. 2).



Obr. 2. Prostý nosník za přítomnosti člověka a výpočetní model

Připojení tlumeného či netlumeného SDOF (Single Degree of Freedom) systému ke kmitajícímu systému odpovídá připojení laděného tlumiče TMD (Tuned Mass Damper), který se často používá na konstrukcích ke snížení vibrací (hmotnost má většinou výrazně menší než tlumená konstrukce s vlastní frekvencí blízkou nebezpečné frekvenci, kterou chceme tlumit). V případě modelu člověka nemůžeme jeho parametry kontrolovat, čili vznikají jisté rozdíly – hmotnost davu může být téměř stejná, jako je hmotnost konstrukce samotné, vlastní frekvence modelu člověka, resp. davu a konstrukce, mohou být zcela odlišné. Zdůrazňujeme důležitý fakt, že stavba sama o sobě vykazuje velmi nízký útlum, poměrný útlum řádově $\xi_s \leq 0,05$. Dav, resp. divák, je tlumen výrazně $\xi_h = 0,3-0,5$.

Modelovat konstrukci obsazenou davem soustavou se dvěma stupni volnosti (2DOF) můžeme pouze za předpokladu nezávislosti diváků a konstrukce na čase a v případě, že jsou diváci v neustálém kontaktu s podkladem. Požadavky můžeme obecně považovat za splněné, jelikož konstrukce pozemních staveb dosahují relativně nízkého zrychlení, čili neovlivňují linearitu biodynamického modelu, a dav na tribuně je v zásadě stacionární. Pro další výpočet byl vybrán model dle Coermanna [5], konkrétní parametry jsou uvedeny v tab. 1.

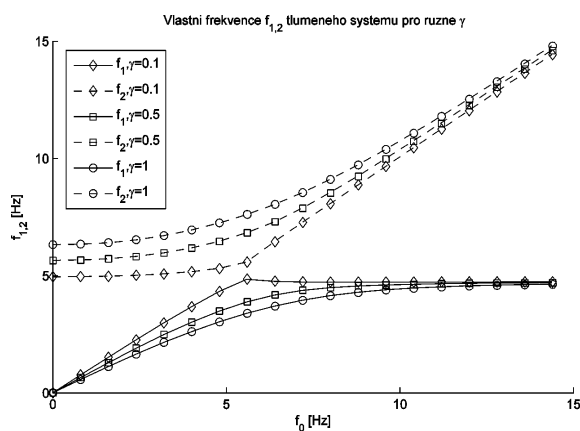
Tab. 1. Charakteristiky biodynamického modelu dle Coermanna

Tlumený systém, 1 stupeň volnosti					
m_h	86,2	kg	f_h	5	Hz
k_h	85,25	kN·m ⁻¹	ξ_h	32	%
c_h	1,72	kNs·m ⁻¹	–	–	–

Konstrukce je charakterizována proměnnými parametry vlastní frekvence f_0 tribuny nezatižené diváky, hmotností prostřednictvím součinitele $\gamma = m_h/m_s$, kde m_h značí hmotnost člověka a m_s hmotnost konstrukce, dále poměrným útlumem $\xi_s = 0,05$. Frekvenční pásmo zkoumání s ohledem na problémovou oblast volíme v rozsahu 0-15 Hz. Výpočet vlastních frekvencí a tvarů je proveden numericky v programu Matlab®.

Vlastní frekvence

Vlastní frekvence tlumeného systému jsme určili pro vstupní parametry f_0 v rozsahu 0-15 Hz a γ v intervalu 0-1 (obr. 3). Pro nízké frekvence $f_0 = 0-5$ Hz je závislost $f_{1,2}$ na f_0 téměř lineární a snižuje se pro vrůstající parametr γ . Stupeň volnosti reprezentující diváka se v tomto případě chová spíše jako tuhá hmota, což se shoduje s očekáváním. Pro jakýkoli systém, který má $f_0 > 5$ Hz, již f_1 zůstává konstantní.



Obr. 3. Průběh vlastních frekvencí pro poměr hmotností $\gamma = 0,1; 0,5; 1,0$

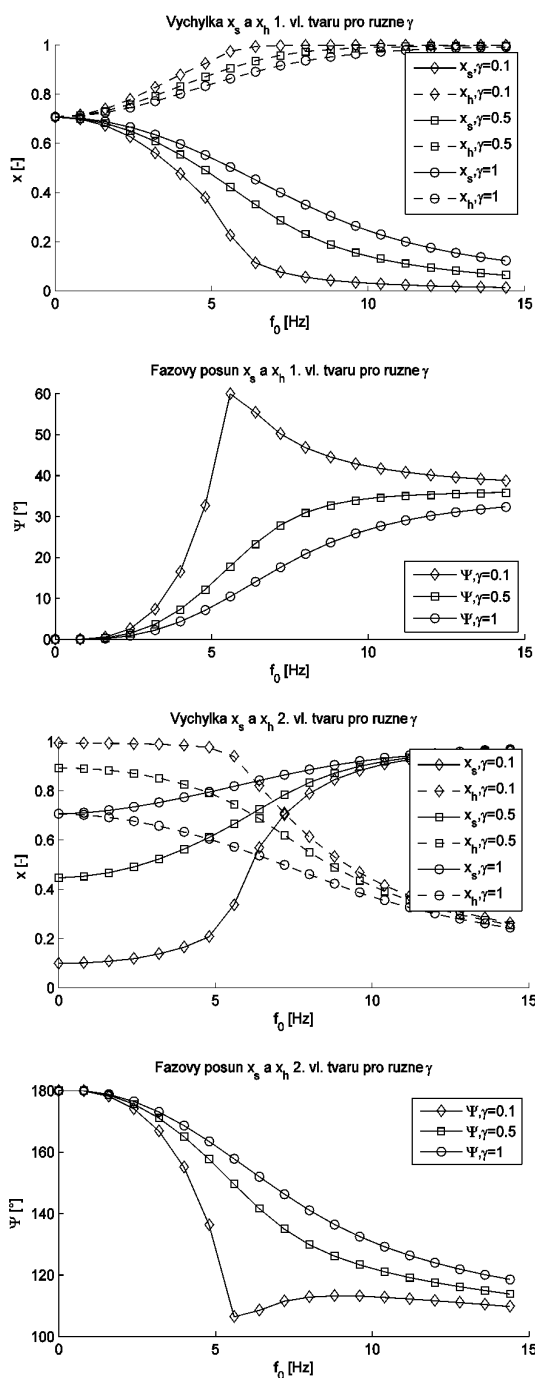
Toto je sice na první pohled překvapující, ale potvrzuje měření provedené Ellisem a Ji [2], kteří zaznamenali také významnou redukci – měřený úbytek vlastní frekvence f_1 tribuny z $f_0 = 16$ Hz na přibližně $f_1 = 5$ Hz. To znamená, že vlastní frekvence systému f_1 je vždy menší než f_0 odpovídající prázdné konstrukci. V tomto okamžiku poznamenejme, že odezva konstrukce obsazené davem může být řízena druhým vlastním tvarem, nikoli prvním. Vlastní frekvence konstrukcí často leží blízko 5 Hz, což odpovídá vlastní frekvenci lidského těla. V takovém případě jsou si obě hodnoty velmi blízké a lze obtížněji rozlišit první a druhý vlastní tvar.

Vlastní tvary

V případě tlumeného systému jsou obecně komplexní. V grafech je vyjadřujeme velikostí a fázovými posuny. Složky výchylek x_s a x_h prvního a druhého vlastního tvaru, normované pouze vlastní velikostí, nikoli s váhami matice hmotnosti, a jejich vzájemný fázový posun vidíme na obr. 4. Z něj zjistíme, že lidský stupeň volnosti x_h vykazuje v prvním tvaru vždy větší výchylku než stupeň volnosti konstrukce x_s . S rostoucí vlastní frekvencí prázdné konstrukce f_0 klesá pořadnice x_s rychle k nule. Lze říci, že v prvním vlastním tvaru kmitá zejména lidský stupeň volnosti s frekvencí blízkou frekvenci lidského těla f_h , což také vysvětluje konstantní průběh hodnoty f_1 ve druhé části diagramu. Pro nižší f_0 , řekněme $f_0 < 5$ Hz a vyšší poměr γ , což odpovídá těžšímu davu, resp. lehčí konstrukci, je odezva konstrukce v prvním vlastním tvaru výraznější. V tom případě oba stupně volnosti kmitají ve fázi s přibližně stejnou amplitudou jako systém

s jedním stupněm volnosti a vlastní frekvence f_1 se nachází lehce pod hodnotou f_0 . Fázový posun nepřekračuje 90° ve všech případech a při malém poměru hmotností γ a f_0 blízké f_h odchylka rychle narůstá.

Fázové posuny druhého vlastního tvaru vždy převyšují 90° . Konstrukce a divák se pohybují prakticky v protifázi zhruba při $f_0 < 2$ Hz a konstrukce má menší výchylku než divák. Při rostoucím f_0 zjišťujeme rychlý nárůst hodnot x_s . To značí, že odezva ve druhém vlastním tvaru je převážně řízena pohybem konstrukce a vlastní frekvence f_2 se blíží f_0 , převyšuje zhruba pro $f_0 > 5$ Hz. Všimněme si také výrazné změny výchylky konstrukce pro malé poměry γ při frekvenci f_0 vyšší než f_h .



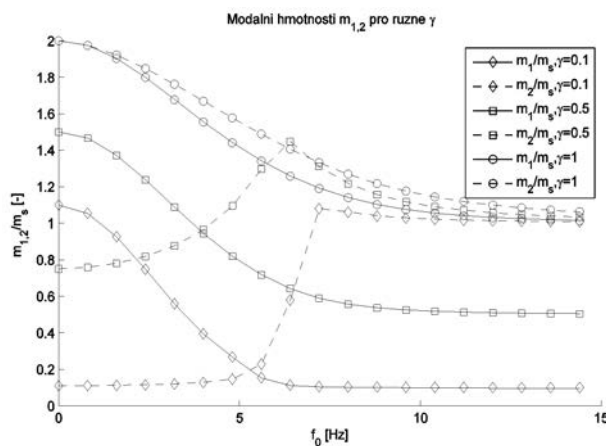
Obr. 4. Výchylky x_s , x_h a jejich fázový posun prvního a druhého vlastního tvaru

Modální hmotnost a poměrný útlum

Modální hmotnosti m_1, m_2 systému byly vypočteny pomocí vlastních tvarů normovaných svou největší složkou a následně vyděleny hmotností konstrukce dle vzorce

$$m_{(j)} = \frac{1}{m_s} \sum_{i=1}^n m_i \phi_{i(j)}^2 \tag{1}$$

Z předcházející části vyplývá, že v prvním vlastním tvaru kmitá převážně lidský stupeň volnosti. Hmotnost m_1 má tedy (obr. 5) m_h jako svou nejnižší hranici a $m_h + m_s$ jako nejvyšší hranici. Spodní limit odpovídá situaci, kdy se diváci nacházejí na konstrukci s vysokou vlastní frekvencí. V takovém případě se první vlastní tvar skládá pouze z pohybu diváků a konstrukce vykazuje téměř nulový pohyb. V případě tribuny s velmi nízkou vlastní frekvencí se diváci a konstrukce pohybují společně, modální hmotnost m_1 se tudíž rovná jejich součtu. Hmotnost m_2 druhého vlastního tvaru pak vykazuje komplikovanější závislost na frekvenci (obr. 5).



Obr. 5. Modální hmotnost m_1 a m_2 pro různé poměry γ normované hmotností konstrukce

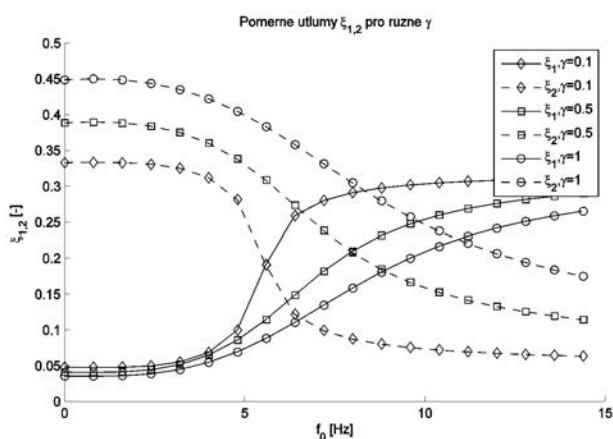
Nyní krátce k poměrným útlumům. V prvním vlastním tvaru konstrukce s vysokou vlastní frekvencí kmitá převážně lidský stupeň volnosti, čili poměrný útlum ξ_1 takového systému by měl odpovídat hodnotou ξ_h , tedy pro $f_0 \rightarrow \infty$ máme $\xi_1 = \xi_h$. V opačném případě, $f_0 < f_h$ lidé na konstrukci působí spíše jako tuhá hmota a v důsledku toho narůstá její pohyb. Je zajímavé, že tato konfigurace může z teoretického hlediska mít za následek dokonce menší útlum, než odpovídá útlumu prázdné konstrukce ξ_s , tedy $\xi_1 < \xi_s = 0,05$, přestože biodynamické modely vykazují tak vysoké hodnoty útlumů. Situace nastává u konstrukce s přibližně $f_0 < 2,5$ Hz a efekt nabývá na významu pro vyšší hodnoty γ (obr. 6). Největší změny útlumů probíhají v pásmu $f_0 = 3-10$ Hz, které tvoří střed zájmu, a takové konstrukce budou nejvíce náchylné k rozkmitání. Poměrný útlum ξ_2 je důležitý pro frekvence vyšší než 8 Hz, kdy začíná převládat ve druhém vlastním tvaru pohyb konstrukce. Za zmínku také stojí, že ξ_2 pro nízké vlastní frekvence a vysoké hmotnostní poměry γ přesahuje $\xi_h = 0,32$. To však z hlediska návrhu není podstatné, protože jde o útlum příslušný lidskému stupni volnosti.

Dynamické zatížení vyvolané člověkem

Při dynamické analýze tribun je podstatná role aktivního davu. Ten se pohybuje rytmicky či chaoticky v důsledku

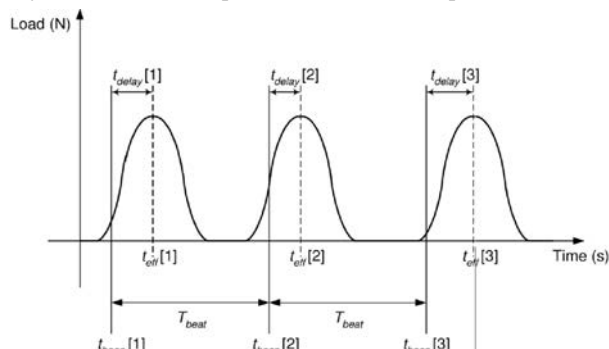
hudebních, resp. vizuálních podnětů, a tím vyvolává periodické zatížení. U konstrukcí tribun předpokládáme, že se divák nachází stále na jednom místě.

Pro analytické potřeby můžeme nejnvýznamnější zatížení rozdělit podle toho, zda je subjekt v kontaktu s podkladem neustálém, pak jde o houpání, nebo v přerušovaném, pak jde o skákání. Z hlediska frekvencí lze zatížení považovat za periodická, která se mohou měnit v závislosti na frekvenci, pohybu okolí (vizuální stimul, propojení s okolím, fyzický kontakt apod.). Dále také v závislosti na odezvě konstrukce s ohledem na působení na tuhém, resp. poddajném podkladu. Z popisu vyplývá určitá nahodilost, je tudíž přirozené zatížení modelovat statistickými metodami.



Obr. 6. Poměrný útlum ξ_1, ξ_2 pro různý poměr γ

K dominantnímu zatížení vyvolanému člověkem, což je skákání, můžeme obecně přistupovat jako k náhodnému procesu. Sím se spolupracovníky [2] statisticky zpracovali data uvedená v práci [2], jejíž autoři měřili síly generované skákajícími jednotlivci na tuhém podkladu pro frekvence 1,5; 2; 2,67; 3 Hz a skupinu 100 osob. Ke každému časovému záznamu zatížení přistupovali jako k náhodnému procesu, který charakterizovali periodou a tvarem impulsu (obr. 7).



Obr. 7. Historie zatížení a schematický popis náhodných parametrů [2]

Cílem bylo zavést soubor náhodných parametrů pro modelování individuálních historií zatížení, následně použít metodu Monte Carlo k simulaci celého davu. Při popisu fázové odchylky použili autoregresní koeficient, který zohledňuje délku předchozího impulsu jako důsledek toho, že jde o statisticky závislé proměnné. Každý impuls popsalí funkcí \cos^2 , která lépe aproximuje zatížení pro vyšší frekvence s tím, že impulsy pro frekvence 1,5 Hz vynechali z důvodu rozvoje-

ní vrcholu a komplikovanějšího popisu. Fourierovy koeficienty funkce \cos^2 pro první tři harmonické v porovnání s experimentálně stanovenými mají relativní chybu menší než 10 %. Jinou, jednodušší možností, je rozvinout dané zatížení ve Fourierovu řadu a použít pouze několik jejích prvních členů (zpravidla dva), nicméně tento způsob může být příliš zjednodušující, a zanedbat jisté faktory.

Kritérium použitelnosti

Další otázkou, která není v normách příliš rozebrána, je použitelnost tribun. Ta může být rozdělena do kategorií:

- komfort,
- zachování funkčnosti konstrukce a jejích technologií,
- zdraví a bezpečnost uživatelů.

Pouze pro případ technologie zpravidla výrobci předepisují kritické hodnoty špičkových rychlostí, při nichž mohou daná zařízení pracovat.

Pro pohodlí diváků není v současnosti mnoho informací týkajících se přijatelných úrovní vibrací. Fyzické vnímání pohybu konstrukce závisí jak na amplitudě, tak na frekvenci. Například britské normy udávají frekvenční váhy aplikovatelné v pásmu 0,5-80 Hz [4]. Vibrace můžeme dále rozdělit na spojitě, přerušovaně a příležitostně impulsy. Posuzovány jsou většinou podle maximálních špičkových zrychlení, resp. posunů, popř. pomocí hodnoty RMS, definované vztahem

$$RMS = \sqrt{\frac{1}{T} \int_T a^2(t) dt}, \quad (2)$$

kde $a(t)$ značí zrychlení redukované v důsledku frekvenčně závislého vnímání vibrací a T časovou periodu [4]. Pro přerušované vibrace se používá kritérium velikosti vibrační dávky, tzv. VDV (Vibration Dose Value). Ta je určena vztahem

$$VDV = \sqrt[4]{\int_T a^4(t) dt}, \quad (3)$$

kde $a(t)$ značí opět redukované zrychlení, T celkovou periodu dne [s], při které se vibrace mohou vyskytovat. Přijatelné hodnoty vibračních dávek specifikují normy, např. pro obytné místnosti doporučuje britská norma BS 6472 mezní hodnotu $0,4 \text{ m}\cdot\text{s}^{-1.75}$ v čase od 7:00-23:00 h [6]. Tato metoda postihuje přerušované chvění v jinak klidném prostředí s ohledem jak na velikost, tak časové délky. Pro tribuny nicméně tyto hodnoty nejsou stanoveny. Použitelnost většinou měříme ve smyslu zrychlení špičkových či RMS, resp. posunů.

Někteří autoři stanovili na základě průzkumů subjektivního vnímání vibrační limitní hodnoty výchylek a zrychlení konstrukcí tribun. Uvedme např. hodnoty zrychlení dle [3]: 5 % g ($0,491 \text{ m}\cdot\text{s}^{-2}$) pro rušivé vibrace, 18 % g ($1,767 \text{ m}\cdot\text{s}^{-2}$) pro nepřijatelné, > 35 % g (> $3,4 \text{ m}\cdot\text{s}^{-2}$) způsobující paniku. Maximální výchylka konstrukce 10 mm. Kanadská norma doporučuje pro tribuny zrychlení 10-18 % g ($0,981$ až $1,767 \text{ m}\cdot\text{s}^{-2}$). Požadavky kladené na konstrukce jsou však většinou realizovány skrze prahové hodnoty první vlastní frekvence svislého ohybového tvaru kmitání, které by dle britské normy měly být vyšší než 8,4 Hz, abychom se vyvarovali rezonance se zatížením (jiné normy mají jisté odchylky od této hodnoty i v závislosti na předpokládaném druhu zatížení). Tento přístup však může být někdy, s ohledem na

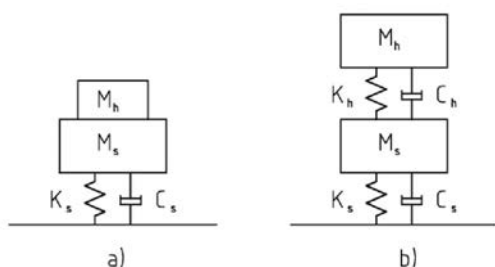
schopnost davu výrazněji ovlivnit vlastní frekvence, zavádějící.

Odezva systému dav/konstrukce na zatížení vyvolané člověkem

Osvědčenou praxí při výpočtu vlastního kmitání je modelovat diváky na tribunách pouze přidanou hmotou. Nevýhody takového přístupu z hlediska vlastního kmitání jsme již diskutovali. Nyní se podíváme, do jaké míry ovlivňuje tento přístup odezvu konstrukce v porovnání s modelem člověka jako dynamickým systémem.

Odezva jednoduchých systémů

Jak jsme již uvedli, konstrukci i člověka lze uspokojivě modelovat jedním stupněm volnosti. I nyní provedeme stejná zjednodušení a nahradíme celý systém dvěma stupni volnosti v závislosti na parametrech γ, f_0 . Objeví se však navíc parametr f vyjadřující frekvenci harmonické budící síly. Model SDOF s tuze přidanou hmotou, reprezentující diváka, porovnáme s modelem 2DOF, kde diváka zavedeme jako druhý stupeň volnosti. Rozdíly hodnotíme prostřednictvím dynamického součinitele DMF (Dynamic Magnification Factor). Ten totiž přímo vyjadřuje velikost výchylky, jež popisuje odezvu systému a společně s kruhovou frekvencí i zrychlení. Vzájemným porovnáním dojdeme k závěru, kdy jsme oprávněni použít model tuhé hmoty bez závažnějších odchylek a kdy bychom měli použít biodynamický model člověka. Schéma konstrukce s divákem jako přidanou hmotou v porovnání s 2DOF systémem vidíme na obr. 8.



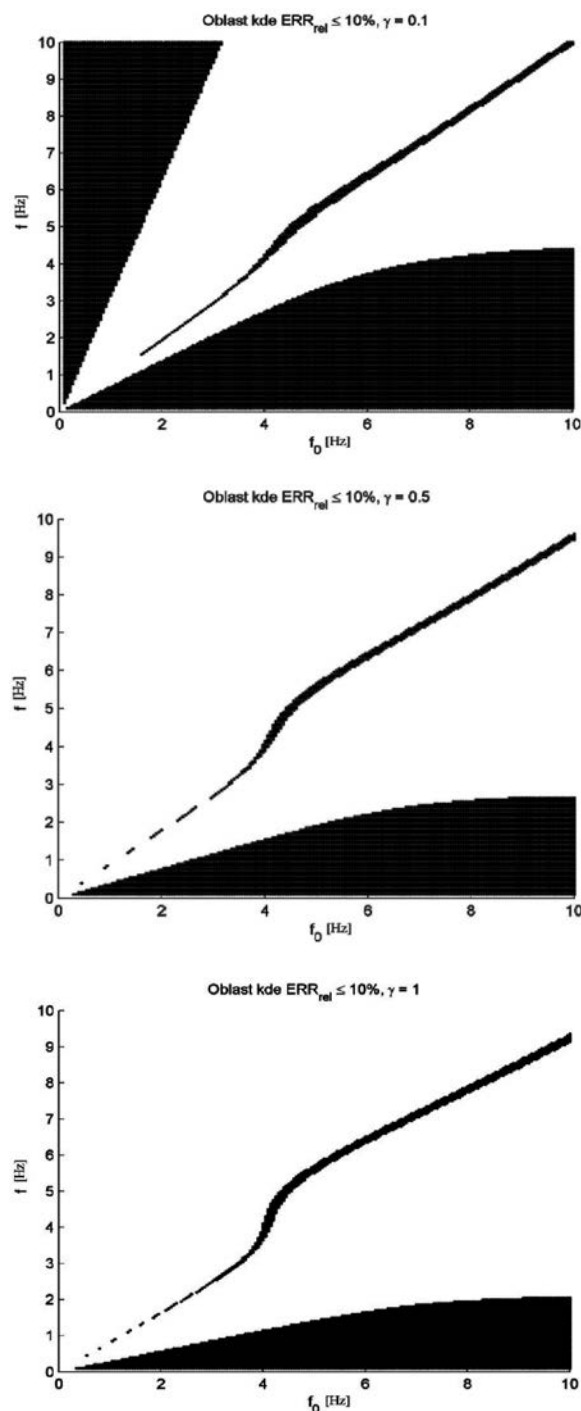
Obr. 8. Modely zatížené harmonickou budící silou
a – konstrukce s tuze přidanou hmotou SDOF, b – konstrukce s biodynamickým modelem člověka 2DOF

Výpočet dynamických součinitelů provedeme pro vlastní frekvenci konstrukce f_0 v intervalu 0-10 Hz, frekvenci zatížení f v rozsahu 0-10 Hz a pro hmotnostní poměry $\gamma = 0,1; 0,5; 1,0$. Biodynamický model byl použit shodně s výpočtem modálních charakteristik, tedy dle Coermanna (tab. 1) či [5], konstrukce charakterizována proměnným poměrným útlumem $\xi_s = 0,005-0,050$. Z průběhu DMF jednotlivých modelů, které zde neuvádíme, bylo možné vyčíst, že se vzrůstajícím hmotnostním poměrem γ se zvyšuje vliv přidaného stupně volnosti, který se chová jako TMD. Největšího efektu je dosaženo při konfiguraci $f_0 \sim f$. K zásadním rozdílům dochází zejména proto, že s rostoucím poměrem γ se špička DMF posouvá pro SDOF systém k nižším hodnotám v důsledku větší hmotnosti. S odkazem na analýzu vlastního kmitání 2DOF systému však dochází ke snížení frekvenční špičky odpovídající zhruba tuze přidané hmotě pouze pro $f_0 < f_h$. Pro oblast $f_0 \sim f_h$ dochází k výraznějšímu posunu vrcholu DMF k nižším hodnotám – systém kmitá jako jeden stupeň volnosti v prvním tvaru. V případě $f_0 > f_h$ však již model kmitá ve druhém tvaru, a dochází tedy naopak ke zvýšení vlastních

frekvencí a nárůstu odchylek. Výsledky uvedené v tomto oddílu pouze shrnují a potvrzují závěry vyvozené ve druhém oddílu, nyní s použitím dynamického součinitele.

Dále uvedme vzorec pro výpočet relativní chybové funkce

$$ERR_{rel} = \frac{|DMF_{SDOF} - DMF_{2DOF}|}{DMF_{2DOF}} 100. \quad (4)$$



Obr. 9. Oblasti, v nichž relativní chybová funkce nepřesahuje 10 % v závislosti na f_0, f vyznačeny černě

Pro jednotlivé hmotnostní poměry γ znázorňuje obr. 9 oblasti, v nichž relativní chybová funkce nepřesahuje 10 %. V těchto oblastech můžeme chybu přijmout a (bez větších odchylek) použít model člověka jako tuze přidanou hmotu.

Správnost výpočtu lze ověřit tím, zda pro $\gamma \rightarrow \infty$ platí $DMF_{SDOF} = DMF_{2DOF}$, což bylo splněno. Výpočet chybových oblastí, provedený pro různé poměrné útlumy příslušných konstrukcí $\xi_s = 0,005; 0,01; 0,02; 0,05$, nepotvrdil závažnou závislost jejich tvaru a velikosti na tomto parametru. Výraznějších rozdílů bylo dosaženo pouze při nárůstu $\xi_s > 0,1$, nicméně v kontextu pozemních staveb tato hodnota nebude pravděpodobně překročena.

Shrnutí a závěr

Z článku vyplývá, že lidské tělo je prostorový nelineární dynamický systém, který lze nicméně úspěšně modelovat jedním stupněm volnosti. Zkoumání vlastního kmitání systému se dvěma stupni volnosti pak poskytlo základní informace týkající se interakce konstrukce s člověkem. Změnou parametrů můžeme simulovat snížení či zvýšení vlastní frekvence, popř. změnu útlumů příslušných jednotlivým tvarům. V části věnované aktivnímu davu jsme nastínili přístup k modelování zatížení, na který navázal přehled způsobů stanovení kritérií použitelnosti. Závěrem jsme provedli analýzu vynuceného kmitání, která pomáhá určit oblast použitelnosti modelu člověka jako pevné hmoty.

Máca, J. – Rokoš, O.: Actions and Dynamic Analysis of Grandstands

Spectators on the structure can on the one hand induce dynamic load, on the other hand absorb a considerable amount of vibration. This article seeks to roughly describe problems concerning not only grandstands and to offer an elementary insight into this issue with respect to a lack of information in Czech technical standards. Further, this paper presents tools which help to solve this kind of issues.

Článek vznikl za podpory projektu č. 103/08/1642 GA ČR „Kmitání vyvolané osobami“.

Literatura

- [1] Nawayseh, N. – Griffin, M. J.: A Model of the Vertical Apparent Mass and the for-and-aft Cross-Axis Apparent Mass of the Human Body during Vertical Whole-Body Vibration. *Journal of Sound and Vibration*, Vol. 319, Iss. 1-2, 2009, pp. 719-730.
- [2] Sim, J. H.: Human-Structure Interaction in Cantilever Grandstands. [Ph.D. Thesis], The University of Oxford, 2006.
- [3] Browning, G. G. – Darby, A. P. – Walker, I.: Human Perception of Vibrations Due to Synchronised Crowd Loading in Grandstands. [Proceedings], Conference „Eurodyn 2008“, Southampton.
- [4] Mabon, L. – Brookes, C. L. – Vaughan, D. J.: Complete Floor Vibration Assessment. [Proceedings], Conference „Eurodyn 2008“, Southampton.
- [5] Sachse, R. – Pavic, A. – Reynolds, P.: Human-Structure Dynamic Interaction in Civil Engineering Dynamics: A Literature Review, University of Sheffield, 2003.
- [6] BS6472:1992, Appendix 9.4 Vibration Limits, 2004.

Máca, J. – Rokoš, O.: Belastungen und dynamische Analyse von Tribünen

Die sich auf der Konstruktion befindenden Zuschauer rufen auf der einen Seite eine dynamische Belastung hervor, auf der anderen Seite nehmen sie diese auf und schlucken sie. Das Anliegen des Artikels ist, die Problematik des Schwingens nicht nur von Tribünen knapp näher zu bringen und eine grundlegende Beschreibung mit Hinblick auf den Mangel an Informationen in den tschechischen Normen zu gewähren, nicht zuletzt sodann ein Instrument vorzulegen, das bei der Lösung ähnlicher Probleme hilft.

Ověření lávek od dynamického zatížení chodci

Ing. Marie STUDNIČKOVÁ, CSc.

Ing. Jaromír KRÁL, CSc.

doc. Ing. Daniel MAKVIČKA, DrSc.

ČVUT – Kloknerův ústav

Praha

Ing. Daniel MAKVIČKA, jr.

Statika a dynamika stavebních konstrukcí

Kutná Hora

Eurokódy neposkytují dostatečné podklady pro ověření přijatelnosti vibrací lávek od zatížení chodci. Francouzská příručka [6] uvádí vhodné modely zatížení chodci i kritéria přijatelnosti vibrací. V článku je uveden postup výpočtu zatížení chodci, odezvy na toto zatížení a porovnání s kritérii. Metoda byla aplikována na lávce o délce 84 m a byly porovnány výsledky výpočtu s výsledky dynamických měření na konstrukci lávky.

1. Úvod

Posouzení lávky pro chodce z hlediska mezního stavu použitelnosti, při němž se bere v úvahu pohoda chodců, je zpravidla založeno na splnění kritéria, že zrychlení kmitání konstrukce lávky musí být menší než stanovená hodnota. Toto kritérium bylo v průběhu let koncipováno, upravováno, a nakonec zakotveno do normových předpisů, např. do [1].

Dynamické modelování konstrukcí mostů a lávek pro chodce je dnes na velmi dobré úrovni a v podstatě každý statik má k dispozici výpočtový program, který dokáže provést dynamickou analýzu modelu konstrukce, tj. výpočet vlastního a vynuceného kmitání. Největším problémem při navrhování lávek z hlediska kmitání způsobeného chodci tak zůstává modelování dynamického zatížení od chodců. Modely zatížení chodci byly uvedeny v návrhu přílohy X [10], o které bylo podrobně referováno v [3]. Příloha X v konečném znění eurokódu [2] není. Tím jsme se dostali do situace, kdy eurokód [1] stanoví limitní hodnoty zrychlení vibrací, ale eurokód [2] nestanoví zatížení, jež je způsobuje.

Vhodný postup je uveden ve francouzské příručce [6]. Příručka vychází z podobných předpokladů jako nepublikovaná příloha X, konečné modely dynamických zatížení jsou formulovány obdobně, ale v příručce je zahrnuto více aspektů. Aplikaci [6] autoři tohoto článku porovnávali s výpočtem a s výsledky měření, které provedli na lávce přes řeku Berouнку, postavené v roce 2003 podle projektu firmy Malcon [15].

2. Kritéria přijatelnosti vibrací

Celou škálu kritérií přijatelnosti vibrací můžeme nalézt např. v [9], kde autoři shromáždili údaje z řady publikací. V evropské normě [1] se v čl. A2.4.3.2 doporučují následující maximální hodnoty zrychlení kmitání hlavní nosné konstrukce lávky:

- pro svislé kmitání $\alpha_{\max,v} \leq 0,7 \text{ ms}^{-2}$,
- pro vodorovné kmitání od běžného provozu $\alpha_{\max,h} \leq 0,2 \text{ ms}^{-2}$,

– pro vodorovné kmitání od výjimečného zatížení davem lidí $\alpha_{\max,h} \leq 0,4 \text{ ms}^{-2}$.

3. Vlastní frekvence kmitání lávek s ohledem na budící frekvence od chodců

Tato vlastnost závisí zejména na konstrukčním řešení lávky a jejích rozměrech a na dalších charakteristikách, zejména pak na tuhosti a rozložení hmot po konstrukci. Nejjednodušší způsob, jak se nadměrnému kmitání od chodců vyhnout, je navrhnout lávku tak, aby žádná z jejích vlastních frekvencí neležela v oblasti krokové frekvence chodců, případně v oblasti jejího dvojnásobku nebo poloviny. Chodci však také různým tempem běhají a pokud bychom se při návrhu lávky chtěli všem nebezpečným oblastem vyhnout, dostali bychom se často do neřešitelné situace. Eurokód [1] v článku A2.4.3.2 uvádí podmínku, že kritéria pohody chodců se mají ověřit v případech, kdy základní vlastní frekvence nosné konstrukce mostu jsou menší než 5 Hz pro svislé kmitání lávky a 2,5 Hz pro vodorovné příčné a pro kroutivé kmitání.

4. Zatížení chodci v evropských normách

4.1 Modely zatížení

Z hlediska chování lávky lze zatížení chodci modelovat několika způsoby. Pro standardizaci je zapotřebí použít jednoduchý, avšak výstižný model. Proto je snaha komplexní náhodný model zatížení nahradit několika modely deterministickými vhodnými pro různé typy kmitání lávky. Takové modely [3] byly např. uvedeny v návrhu přílohy X k EN 1991-2 [2]. V konečném znění EN 1991-2 však příloha X zahrnuta není a uživatel normy je pouze upozorněn na to, že problém existuje a že lávka musí splnit stanovená kritéria. To způsobí, že uživatel začne pátrat po informacích, a samozřejmě nejprve v dalších eurokódech.

V předběžném eurokódu ENV 1992-2 Betonové mosty se v kapitole pro mezní stav kmitání uváděl rozsah vlastních frekvencí, kterým je třeba se při navrhování lávek vyhnout (1,6-2,4 Hz a 2,5-4,5 Hz), dále bylo uvedeno kritérium přijatelnosti vibrací ($\alpha_{\max} \leq 0,5\sqrt{f_0}$) a také model svislého zatížení chodci

$$F(t) = 180 \sin(2\pi f_0 t) \quad [\text{N}].$$

Předpokládalo se, že tato pulsující síla se pohybuje po lávce rychlostí $0,9 f_0$ [ms^{-1}].

Stejný vzorec (5) se uvažuje i v publikaci [12], ačkoli ostatní vztahy byly zřejmě přejaty z nepublikované přílohy X zmíněné shora. Jako jednoduchý, ale vyhovující model zatížení od jednoho chodce, se zpravidla používá harmonicky

proměnná síla působící v místě největší amplitudy příslušného vlastního tvaru

$$F(t) = 280 \sin(2\pi f_t t) \quad [\text{N}].$$

Zřejmě s ohledem na nesoulad ustanovení eurokódu ENV 1992-2 s jinými dokumenty byla kapitola o mezním stavu kmitání z definitivního znění EN 1992-2 Betonové mosty [14] vypuštěna.

Nejpodrobněji informuje o kmitání lávek pro chodce Eurokód 5, a to jak v předběžném znění ENV 1995-2 Navrhování dřevěných konstrukcí Část 2: Mosty, tak v konečném znění [13].

V platném eurokódu [13] je kmitání způsobené chodci předmětem přílohy B. Tato příloha platí pouze pro prostě podepřené dřevěné lávky a uvádí vztahy pro zrychlení kmitání způsobené jedním chodcem, běžící osobou a skupinou chodců. Vše, co se týká jiných modelů zatížení od chodců, bylo z normy vypuštěno. I tak zůstává tento eurokód [13] prakticky jediným, který obsahuje aspoň určitý návod pro hodnocení lávky z hlediska přípustnosti vibrací.

4.2 Mezní stavy

Kromě běžné chůze a běhu po lávce mohou uživatelé lávky také úmyslně rozkmitat, a to v případech, kdy lávka má vlastní frekvence, jež jsou lidskou silou snadno vybuditelné. To je zejména v případech, kdy vlastní frekvence ve svislém směru kmitání leží v oblasti 1-4 Hz a vlastní frekvence příčného vodorovného, případně torzního kmitání leží v oblasti 0,5-2,0 Hz. Tyto případy zatížení, zvané vandalismus, lze považovat za mimořádná zatížení a je třeba s nimi podle toho nakládat. To znamená, že tato zatížení se objeví v mimořádných návrhových situacích a mimořádných kombinacích zatížení. Vzhledem k tomu, že u nízko tlumených konstrukcí stačí prakticky velmi malá dynamická síla, aby způsobila velké amplitudy kmitání, je třeba konstrukci navrhnout tak, aby byla dynamicky dostatečně odolná. U lávek, kde z hlediska vlastních frekvencí a z hlediska jejich umístění (např. v blízkosti škol, nádraží apod.) hrozí větší nebezpečí vandalismu, je vhodné volit konstrukci s nelineárním tlumením, které se zvětšuje s rostoucí amplitudou kmitání. Vhodné jsou konstrukce se systémovým útlumem, jako jsou např. zavěšené lávky s hustými závěsy. Účinky při zatěžovacích stavech v mimořádných návrhových situacích (vandalismus, řízený pohyb chodců po lávce v rezonanci s některou vlastní frekvencí konstrukce apod.) je třeba ověřit z hlediska mezního stavu únosnosti, pokud je to požadováno např. objednatel.

Pro ověření lávky z hlediska mezního stavu použitelnosti, kdy se přihlíží k pohodě chodců, se použijí modely zatížení, které způsobí odezvu srovnatelnou s odezvou od běžného provozu chodců. Ta je pro ověření komfortu rozhodující a toto ověření je normami požadováno. Vhodný postup je uveden v [6].

5. Výpočet pro ověření přijatelnosti vibrací

5.1 Zatěžovací třída lávky

Pro volbu modelu zatížení lávky doporučuje [6] předem stanovit zatěžovací třídu lávky. U nás se pro statické zatížení zatěžovací třídy lávek neuvažují, ale pro dynamické posouzení je vhodné předem stanovit, jaká zatížení chodci se mohou na lávce vyskytnout. V dokumentu [6] se doporučují čtyři zatěžovací třídy podle umístění lávky a předpokládaného zatížení chodci. Třídou zatížení by měl stanovit objednatel sám nebo po dohodě s projektantem:

- I. třída: lávka v zastavěné oblasti spojující místa s velmi vysokou koncentrací zalidnění (např. ve městě u vlakového nádraží nebo metra) nebo tam, kde se předpokládá časté využití, např. při demonstracích, oslavách. Hustotu provozu d lze uvažovat až hodnotou $d = 1$ osoba/m²;
- II. třída: lávka v zastavěné oblasti, která je velmi intenzivně využívána a někdy může být zcela zaplněna chodci. Hustotu provozu lze uvažovat hodnotou $d = 0,8$ osoby/m²;
- III. třída: lávka pro běžné používání, po které mohou občas přecházet velké skupiny chodců, ale nikdy nebude zcela zaplněna chodci. Hustotu provozu lze uvažovat hodnotou $d = 0,5$ osoby/m²;
- IV. třída: málo využívaná lávka spojující řídké osídlené oblasti nebo lávka přes dálnice a silnice pro motorová vozidla. U těchto typů se nepředpokládá, že by vznikly jakékoli problémy při běžném provozu a posouzení lávky na účinky od přecházejících osob se neprovádí.

5.2 Výpočet vlastního kmitání

Vhodným programem se provedou výpočty vlastního kmitání lávky bez proměnného zatížení a s proměnným statickým rovnoměrným zatížením 700 Nm⁻² (přibližně jedna osoba o hmotnosti 70 kgm⁻²), které simuluje statické zatížení lávky zaplněné chodci. Těmito dvěma výpočty získáme rozsah frekvencí, ve kterých se vlastní frekvence lávky budou zřejmě pohybovat. Při výpočtovém modelování je důležité věnovat zvýšenou pozornost zejména okrajovým podmínkám (podepření lávky) a také rozdělení tuhosti a hmotnosti na konstrukci lávky, které mohou významně ovlivnit vypočtené hodnoty vlastních frekvencí a jim odpovídajících vlastních tvarů kmitání.

5.3 Výběr nebezpečných frekvencí

Vypočtené vlastní frekvence se porovnají s *tab. 1* a *tab. 2* pro svislé i vodorovné kmitání. Pokud jsou vypočtené vlastní frekvence v oblastech 1 až 3, je nutné se kmitáním dále zabývat. Jednotlivé oblasti vyjadřují snižující se nebezpečí rezonance krokové frekvence chodců s vlastní frekvencí lávky. V oblasti 1 je největší nebezpečí rezonance; v oblasti 4 je toto nebezpečí zanedbatelné. Pro mezilehlé frekvence je nebezpečí střední nebo malé. Podle oblastí, do které vlastní frekvence spadají, se potom podle *tab. 3* stanoví, které zatěžovací případy pro příslušnou třídu zatížení lávky je nutné uvažovat.

5.4 Výpočet ekvivalentního počtu chodců

Pohyb chodců po lávce lze uvažovat jako náhodný proud, kde jednotliví chodci se po lávce pohybují v různých frekvencích a s různými fázovými posuny. Účinek od tohoto náhodného proudu lze simulovat ekvivalentním rovnoměrným dynamickým zatížením s frekvencí shodnou s vlastní frekvencí lávky. Toto zatížení způsobí stejný účinek jako náhodný proud chodců. Postupuje se tak, že podle zatěžovací třídy lávky se stanoví maximální počet chodců na lávce z výrazu $N = S \cdot d$, kde S je plocha mostovky lávky (délka \times šířka lávky) a d je intenzita zatížení chodci, jak je uvedeno u jednotlivých zatěžovacích tříd v odst. 5.1. Z hodnoty N se vypočte ekvivalentní počet chodců na lávce N_{eq} , kteří půjdou ve frekvenci shodné s vlastní frekvencí lávky i ve stejné fázi. Vzorce pro ekvivalentní počet chodců N_{eq} byly stanoveny

počítačovou simulací a hodnoty porovnány s výsledky testů.

Pro zatěžovací třídy lávek II a III lze použít pro výpočet ekvivalentního počtu chodců výraz

$$N_{eq} = 10,8 \sqrt{N \cdot \xi}, \quad (1)$$

kde ξ je hodnota kritického útlumu lávky. Pro zatěžovací třídu lávek I byl odvozen výraz

$$N_{eq} = 1,85 \sqrt{N}. \quad (2)$$

5.5 Dynamické zatěžovací stavy

Zatěžovací stavy se volí tak, aby jednoduše a prakticky vyjadřovaly účinek většího či menšího počtu chodců na lávce. Byly stanoveny pro jednotlivé vlastní tvary kmitání, jimž příslušející vlastní frekvence leží v oblasti krokových frekvencí chodců.

Zatěžovací případ 1

Uvažuje se u zatěžovací třídy lávek II a III, tak jak jsou definovány v odst. 5.1. Ekvivalentní počet chodců N_{eq} se stanoví z výrazu (1) a zatížení chodci se uvažuje jako rovnoměrně rozložené po celé ploše lávky. Vliv vlastní frekvence lávky ve vztahu ke krokové frekvenci se vyjadřuje redukčním součinitelem χ , který se stanoví z obr. 1 nebo obr. 2 podle toho, v jakém směru kmitání posuzujeme. Pro jednotlivé směry kmitání lze rozepsat dynamické zatížení podle schématu:

Směr kmitání	Zatížení [N·m ⁻²]
svislé v	$280 \cdot d \cdot \cos(2\pi f_v t) \cdot \chi \cdot 10,8 \sqrt{(\xi/N)}$
vodorovné podélné a	$140 \cdot d \cdot \cos(2\pi f_a t) \cdot \chi \cdot 10,8 \sqrt{(\xi/N)}$
vodorovné příčné h	$35 \cdot d \cdot \cos(2\pi f_h t) \cdot \chi \cdot 10,8 \sqrt{(\xi/N)}$

V uvedených vztazích jsou hodnoty 280 N, 140 N a 35 N amplitudami dynamických sil, kterými působí jedna osoba při chůzi ve svislém, podélném a příčném směru (např. [10], [11]). Pro stanovení amplitudy rovnoměrného dynamického zatížení od proudu chodců se tato hodnota vynásobí počtem chodců N_{eq} , vydělí plochou lávky S a vynásobí součinitelem χ . Rovnoměrné dynamické zatížení působí ve smyslu pořadnic vlastního tvaru kmitání lávky v rezonanci s frekvencí rovnou příslušné vlastní frekvenci.

Hodnoty f_v, f_a , resp. f_h , jsou vlastní frekvence [Hz] hlavní nosné konstrukce lávky ve směru svislém, vodorovném podélném (axiálním), resp. vodorovném příčném.

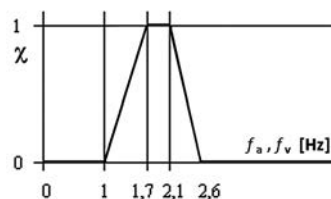
Uvedená zatížení se nepoužívají současně. Použije se vždy příslušné zatížení pro určitou vlastní frekvenci, která je v intervalu vyznačeném v tab. 1 a tab. 2. Účinek od jednotlivých zatížení se stanoví pro dostatečně dlouhý časový úsek, aby se dynamická odezva ustálila (zatížení simuluje ustálený proud chodců).

Zatěžovací případ 2

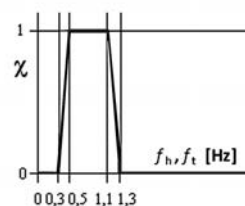
Tento případ se použije pro lávky s velmi hustým provozem chodců, tj. pro zatěžovací třídu lávek I, jak je definována v odst. 5.1. Podobně jako v předchozím případě se ekvivalentní proud chodců rozprostře po celé ploše lávky a působí v rezonanci s příslušným vlastním tvarem kmitání lávky. Po úpravě algebraických vzorců lze dynamická zatížení od proudu chodců v jednotlivých směrech vyjádřit takto:

Směr kmitání	Zatížení [N·m ⁻²]
svislé v	$280 \cdot d \cdot \cos(2\pi f_v t) \cdot \chi \cdot 1,85 \sqrt{(1/N)}$
vodorovné podélné a	$140 \cdot d \cdot \cos(2\pi f_a t) \cdot \chi \cdot 1,85 \sqrt{(1/N)}$
vodorovné příčné h	$35 \cdot d \cdot \cos(2\pi f_h t) \cdot \chi \cdot 1,85 \sqrt{(1/N)}$

Redukční součinitel χ se i v tomto případě stanoví z obr. 1 a obr. 2.



Obr. 1. Součinitel χ pro kmitání ve vodorovném podélném a svislém směru



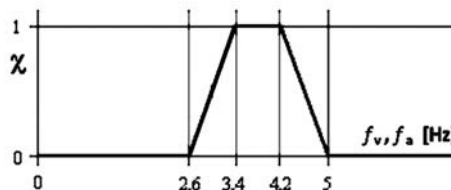
Obr. 2. Součinitel χ pro kmitání ve vodorovném příčném směru a pro kroucení

Zatěžovací případ 3

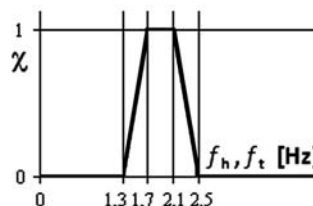
Tento případ vystihuje skutečnost, kdy 2. harmonická složka chůze je v rezonanci s některou z vlastních frekvencí lávky. Předpokládá se, že příslušné dynamické zatížení může způsobit výraznou dynamickou odezvu pouze v případě lávek s hustým provozem, kdy je amplituda zatížení dostatečně velká, a zároveň pro lávky s velmi nízkým útlumem. Druhá harmonická složka chůze má frekvence dvakrát vyšší než základní složka, a proto redukční součinitel χ má hodnoty odpovídající obr. 3 a obr. 4. Tento zatěžovací případ se uvažuje pouze u zatěžovací třídy lávek I a II.

Amplitudu 2. harmonické složky dynamické síly od jednoho chodce lze uvažovat těmito hodnotami pro jednotlivé směry:

Směr kmitání	Amplituda zatížení [N]
svislé v	70
vodorovné podélné a	35
vodorovné příčné h	7



Obr. 3. Součinitel χ pro kmitání ve svislém a ve vodorovném podélném směru



Obr. 4. Součinitel χ pro kmitání ve vodorovném příčném směru a pro kroucení

Způsob stanovení dynamického zatížení je stejný jako v předchozích případech.

5.6 Kritéria pohody chodců

Kmitání lávky způsobené pohybem chodců může způsobit nepříjemné pocity uživatelů lávky, pokud zrychlení kmitání přesáhne určité hranice. V zásadě lze definovat tři oblasti jejich pohody:

- maximální, kdy je zrychlení pohybu lávky prakticky nepostižitelné;
- střední, zrychlení jsou citelná, ale nejsou rušivá;
- minimální, při určitém zatížení, které se vyskytuje zřídka, jsou vibrace citelné, ale nejsou nesnesitelné.

Tab. 1. Oblasti zrychlení svislých vibrací [ms^{-2}]

Frekvence [Hz]	0	1,0	1,7	2,1	2,6	5,0
oblast 1						
oblast 2						
oblast 3						
oblast 4						

Tab. 2. Oblasti zrychlení vodorovných vibrací [ms^{-2}]

Frekvence [Hz]	0	0,3	0,5	1,1	1,3	2,5
oblast 1						
oblast 2						
oblast 3						
oblast 4						

Tab. 3. Uvažované zatěžovací případy

Zatěžovací třída	Oblast vlastních frekvencí		
	1	2	3
III	zatěžovací případ 1	neuvažuje se	neuvažuje se
II	zatěžovací případ 1	zatěžovací případ 1	zatěžovací případ 3
I	zatěžovací případ 2	zatěžovací případ 2	zatěžovací případ 3

Tab. 4. Obory zrychlení svislých vibrací pro stanovení pohody chodců

Obory zrychlení	Zrychlení [ms^{-2}] – oblast pohody			
	0	0,15	0,30	0,80
obor 1	maximální			
obor 2		střední		
obor 3			minimální	
obor 4				nepřípustná

Tab. 5. Obory zrychlení vodorovných vibrací pro stanovení pohody chodců

Obory zrychlení	Zrychlení [ms^{-2}] – oblast pohody			
	0	0,5	1,0	2,5
obor 1	maximální			
obor 2		střední		
obor 3			minimální	
obor 4				nepřípustná

Citlivost chodců na vibrace je velmi individuální, a lze ji obtížně zobecnit. Přesto je možné obory zrychlení pro jednotlivé oblasti přibližně stanovit. V tabulkách 4 a 5 jsou uvedeny tyto obory při svislých a vodorovných vibracích, jak je uvádí [6]. Jiné předpisy uvádějí jiné hodnoty, např. eurokód [1], jak již bylo uvedeno v odd. 2, stanovuje maximální hodnotu zrychlení vibrací ve svislém směru $0,7 ms^{-2}$, ve vodorovném směru $0,2$ v a $0,4 ms^{-2}$ od výjimečného zatížení davem lidí. Je zřejmé, že tyto hodnoty jsou velmi přísné a u mnoha lávek bude obtížné jim vyhovět.

Při návrhu lávky vycházíme z dynamických zatěžovacích modelů a odezvu lávky pak porovnáváme s kritérii pro pohodu chodců. Pokud se vychází z odezvy lávky na zatížení jedním chodcem (jako např. v [5]), jsou hodnoty uvedené v eurokódu přijatelné. Jestliže použijeme sofistikovanější modely zatížení, jako např. zde v odst. 5.5, je třeba použít i kritéria pohody stanovená měřením odezvy na dynamicky citlivých lávkách. Z těchto měření hodnoty uvedené v tab. 4 a tab. 5 vycházejí. Z těchto tabulek vyplývá, že pro účinek od náhodného proudu chodců, simulovaného zatěžovacími případy 1 až 3, lze připustit zrychlení u svislých vibrací výjimečně až $2,5 ms^{-2}$ a u vodorovných vibrací až $0,8 ms^{-2}$. Jde o hodnoty, které jsou několikanásobně vyšší než hodnoty uvedené v eurokódu.

Tab. 6. Poměrný útlum podle materiálu lávky

Materiál konstrukce lávky	Poměrný útlum ξ
železobeton	1,30 %
předpjatý beton	1,00 %
spřažený beton-ocel	0,60 %
ocel	0,40 %
dřevo	1,00 %

5.7 Útlum konstrukce

Pro stanovení ekvivalentního počtu chodců a odezvy od ekvivalentního dynamického zatížení je nutné znát útlum ověřované lávky. Pokud je známa hodnota útlumu z měření na obdobné konstrukci, použije se při výpočtu tato hodnota. Pokud tomu tak není, lze použít hodnoty útlumu z tab. 6 (např. u lávky v Berouně byl naměřený poměrný útlum $0,8 \%$).

6. Příklad

Postup uvedený v odd. 5 byl aplikován na lávku pro chodce v Berouně (obr. 5). Výpočetní model lávky byl sestaven na základě projektové dokumentace [15] a ověřen prohlídkou na místě.



Obr. 5. Pohled na lávku v Berouně

Tvar výpočetního modelu je uveden na obr. 6. Konstrukce lávky je ocelová a působí jako spojitý nosník o třech polích s rozpětím $21+42+21$ m. Nosnou konstrukci tvoří dva

hlavní obdélníkové uzavřené svařované nosníky 1120×315 mm, s proměnnou tloušťkou plechů stěn 15 mm a 8 mm a tloušťkou horních a dolních pásnic 20 mm. Mezi skříňovými nosníky je při spodní straně konstrukce mostovky lávky tvořena podlahovým ocelovým roštem výšky 50 mm, podepřeným podélnými obvodovými nosníky U 140, středním nosníkem IPE 180 a příčnými IPE 200, které jsou v polích vodorovně ztuženy trubkami $\varnothing 45$ mm. Pochozí část podlahového roštu mostovky je kryta podlahovými panely z Tahokovu FILS 21-S s oky 45×15×5 mm.



Obr. 6. Tvar konstrukce lávky

6.1 Stanovení zatěžovací třídy lávky

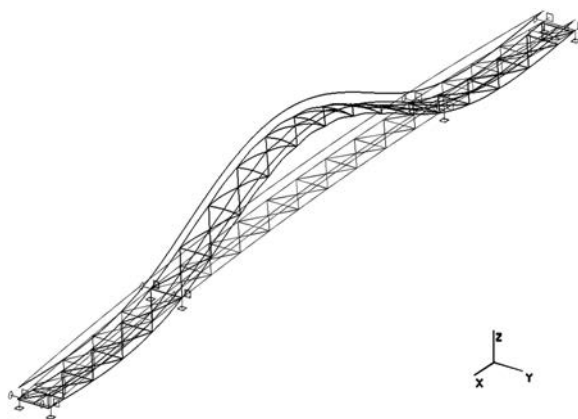
Podle odst. 5.1 lze lávku, která spojuje střed města s autobusovým nádražím, zařadit do zatěžovací třídy II s hustotou provozu $d = 0,8$ osoby/m². Provoz na lávce byl ve skutečnosti spíše menší, než je pro danou třídu definováno.

6.2 Výpočet vlastního kmitání

Výpočet byl proveden v programovém souboru Scia Engineer. Byly vypočteny vlastní tvary a jim odpovídající vlastní frekvence modelu lávky bez zatížení chodci, dále pro lávku s rovnoměrným spojitým zatížením 700 Nm⁻² po celé lávce, a nakonec se zatížením 700 Nm⁻² pouze ve středním poli lávky. Rovnoměrné zatížení simulovalo zatížení chodci. V tabulce 7 jsou uvedeny vypočtené vlastní frekvence a v posledním sloupci stanovené měřením na nezatížené lávce. Nejnižší vlastní tvar kmitání ve svislém směru je na obr. 7.

Tab. 7. Vlastní frekvence lávky

Číslo vlastní frekvence	Vlastní frekvence [Hz]			naměřené	Popis vlastního tvaru
	vypočtené pro rozložení hmot, odpovídající zatížení				
	stálé	stálé spolu s chodci	ve středním poli		
1	2,67	2,39	2,40	2,95	první ohybový tvar, svisle
2	2,70	2,47	2,47	2,75	kroucení v příčném směru a vodorovný ohyb
3	5,67	5,15	5,17	6,05	kroucení v příčném směru
4	5,82	5,29	5,31	6,18	kroucení v příčném směru
5	6,52	5,74	6,04	6,00	druhý ohybový tvar, svisle a ohyb zavětrování mostovky



Obr. 7. První vertikální vlastní tvar kmitání lávky

6.3 Výběr frekvencí pro ověření přijatelnosti vibrací

Z tabulky 7 vyplývá, že nejnižší vlastní frekvence lávky, která přísluší vlastnímu tvaru kmitání ve svislém směru, je $f_v = 2,67$ Hz pro nezatíženou lávku a $f_v = 2,39$ Hz pro lávku zatíženou proudem chodců na celé lávce. Do výpočtu použijeme frekvenci, která je nejbližší krokové frekvenci 2 Hz, tj. $f_v = 2,39$ Hz. Z tabulky 1 stanovíme, že vlastní frekvence se nalézá v oblasti 2 a z tabulky 3 pro zatěžovací třídu II je patrné, že lávku je nutné posoudit ve svislém směru na zatěžovací případ 1 uvedený v odst. 5.5.

Nejnižší vlastní frekvence lávky příslušející vodorovnému příčnému kmitání je 2,47 Hz. Vodorovným kmitáním se však nemusíme zabývat, protože pro $f_{h1} = 2,47$ Hz je součinitel χ prakticky nulový (obr. 4).

6.4 Výpočet ekvivalentního počtu chodců

Ekvivalentní počet chodců N_{eq} pro II. zatěžovací třídu vypočteme ze vzorce (1), kde 3,2 m je šířka lávky a N je maximální počet chodců na lávce, který se stanoví podle odst. 5.4,

$$N = S \cdot d = 84 \cdot 3,2 \cdot 0,8 = 215 \text{ osob,}$$

$$N_{eq} = 10,8 \cdot \sqrt{(N \cdot \xi)} = 10,8 \cdot \sqrt{(215 \cdot 0,008)} = 14,2 \text{ osoby.}$$

Hodnota 0,008 je průměrná hodnota poměrného útlumu zjištěná při měření na lávce v Berouně. Pokud neznáme hodnotu útlumu z měření obdobné konstrukce, použijeme při výpočtu hodnoty z tab. 6 (např. pro ocelovou konstrukci $\xi = 0,4$ %, tj. 0,004). Hodnota N_{eq} udává, že při lávce zaplněné chodci více než 14 osob půjde v rezonanci s vlastní frekvencí lávky 2,39 Hz a ve stejné fázi.

6.5 Výpočet dynamického zatížení lávky

Zatěžovací případ 1 ve svislém směru je definován v odst. 5.5 a zatížení se vyjádří ve tvaru

$$F_v(t) = 280 \cdot d \cdot \cos(2\pi f_v t) \cdot \chi \cdot 10,8 \sqrt{(\xi/N)}.$$

Hodnota součinitele χ je pro $f_v = 2,39$ Hz z obr. 2 rovna 0,42; po dosažení všech veličin vychází rovnoměrné dynamické zatížení ve svislém směru

$$F_v(t) = 6,2 \cos(2\pi \cdot 2,39t) \quad [\text{Nm}^{-2}].$$

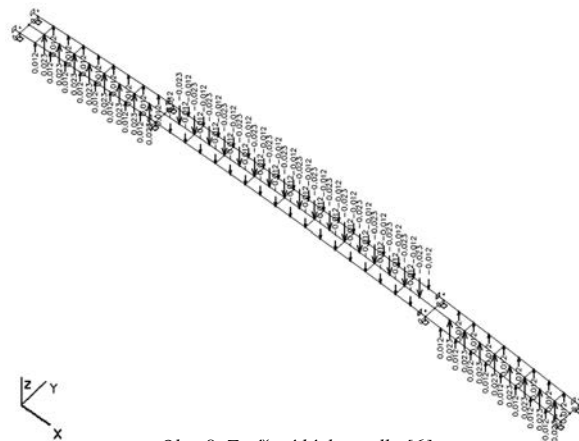
6.6 Výpočet dynamické odezvy

Vypočteným zatížením $F_v(t)$ zatížíme lávku tak, že směr zatížení kopíruje vlastní tvar uvedený na obr. 7. To zname-

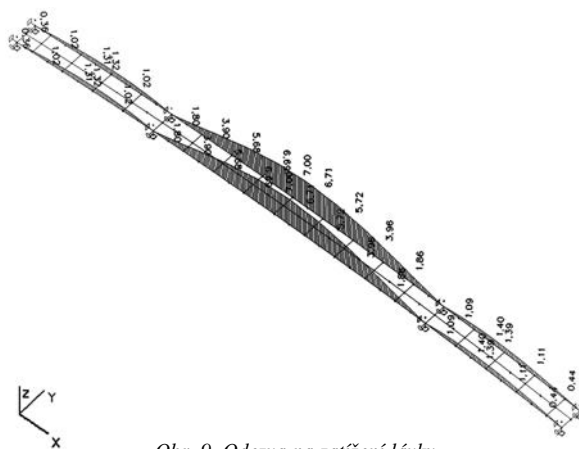
ná, že ve středním poli je směr zatížení opačný než v bočních polích. Zatížení a amplituda odezvy [mm] jsou uvedeny na obr. 8 a obr. 9. Největší zrychlení bude uprostřed mostu. Podle výpočtu vychází zrychlení $a_v = 1,58 \text{ ms}^{-2}$ ($a_v = (2\pi f_v)^2 \cdot u_z = (2\pi \cdot 2,39)^2 \cdot 0,007 = 1,58 \text{ ms}^{-2}$), kde $u_z = 0,007 \text{ m}$ je vypočtený průhyb.

Tab. 8. Porovnání vypočtených a naměřených amplitud kmitání

Zatížení	Výhybky ve středu rozpětí [mm]		zrychlení ve středu rozpětí [ms^{-2}]
	výpočet	měření	
pohyb 2 osob na místě (a)	4,56	1,47 až 1,75	0,52 až 0,87
běh 2 osob po lávce	–	4,15 až 4,59	1,61 až 1,79
běh 6 osob na místě (b)	14,64	8,34	2,41
běh 6 osob na místě (c)	13,89	5,78 až 6,67	1,62 až 1,91
běh 6 osob po lávce	–	2,59 až 6,35	0,98 až 1,97
běžný provoz	–	2,29 až 2,69	1,53 až 1,62



Obr. 8. Zatížení lávky podle [6]



Obr. 9. Odezva na zatížení lávky

6.7 Porovnání odezvy s kritériem pohody chodců

Vypočtená dynamická odezva $a_v = 1,58 \text{ ms}^{-2}$ podle [6] spadá podle tab. 4 do oboru střední nepohody a je z hlediska uživatelů přijatelná. Podle eurokódu je toto zrychlení při-

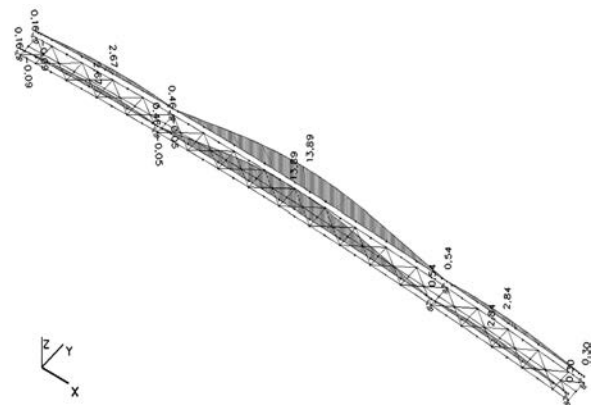
liš vysoké. Tato hodnota zrychlení je zároveň prakticky totožná s naměřenými maximálními hodnotami odezvy při běžném provozu na lávce, jak je uvedeno v tab. 8 v posledním řádku a posledním sloupci.

7. Vynucené kmitání lávky při vandalismu a porovnání s výsledky měření

S ohledem na počet osob přítomných při zkoušce lávky v Berouně byl i výpočet jejího vynuceného kmitání přizpůsoben počtu osob s průměrnou hmotností každého z nich 80 kg. Pro výpočet dynamické odezvy byly zvoleny tři zatěžovací stavy:

- dva chodci uprostřed lávky běží na místě synchronně s první vlastní frekvencí svislého kmitání lávky 2,67 Hz (vlastní frekvence nezaplňené lávky);
- šest chodců běží na místě ve střední části lávky v blízkosti jednoho z okrajů lávky s frekvencí 2,67 Hz;
- šest chodců běží na místě ve střední části lávky s frekvencí 2,67 Hz.

Odezva konstrukce lávky pro poslední zatěžovací stav pro ustálené periodické kmitání na frekvenci 2,67 Hz je uvedena na obr. 10.



Obr. 10. Vynucené kmitání šesti pohybujícími se osobami ve středu rozpětí ve střední části mostovky

Porovnáme-li výsledky výpočtu a měření, pak při běhu na místě dvou chodců jsou blíže výsledkům výpočtu naměřené hodnoty při synchronním běhu dvou osob po lávce. Zřejmě při běhu na místě je synchronizace pohybu osob problematická. Pokud alespoň jedna osoba se pohybuje nesynchronně, nebo dokonce v protifázi, pak její pohyb působí na lávce jako dynamický tlumič, který úroveň kmitání významně snižuje.

Výsledky výpočtu dynamické odezvy lávky odpovídají odezvě při periodickém ustáleném buzení konstrukce chodci, zatímco měření spíše odpovídá přechodovému jevu, jehož výhybky i zrychlení jsou nižší (v našem případě přibližně poloviční). Zajímavé je porovnání naměřených zrychlení při běžném provozu po lávce (chodci šli běžným tempem, nesynchronně a zatížení bylo spíše podobné spojitému zatížení na celé lávce). V tomto případě jsou naměřená zrychlení srovnatelná s účinky běhu, i když výhybky jsou nižší.

8. Závěr

■ Výpočet odezvy na náhodný proud chodců podle [6] poskytuje reálné výsledky odezvy. Přijatelné hodnoty zrych-

lení rozděluje do čtyř kategorií, přičemž hodnota, která nemá být nikdy překročena, je $2,5 \text{ ms}^{-2}$.

- Metoda je velmi citlivá na správné stanovení vlastních frekvencí. Při nevhodném výpočtovém modelu se může dostat do oblasti frekvencí, které neodpovídají skutečností.
- Ve výpočtovém modelu je velmi důležité dobře vystihnout okrajové podmínky a zavést správné hodnoty útlumu.
- Měření v Berouně prokázalo, že i při běžném provozu se uprostřed lávky vyskytovalo zrychlení až $1,6 \text{ ms}^{-2}$, které nebylo považováno veřejností za nadměrné. Limity pro zrychlení uvedené v eurokódu [1] jsou značně přísné a málokterá lávka tak přísnému kritériu vyhoví.
- Francouzská příručka [6] je vhodná pro stanovení přijatelnosti vibrací z hlediska použitelnosti při hodnocení pohody chodců. V současné době je to nejkomplexnější dostupný dokument, který se problematikou ověření přijatelnosti vibrací způsobených chodci zabývá a poskytuje přímé podklady pro ověření lávek. Doporučujeme jeho použití jako alternativu k postupu uvedenému v eurokódu, který neuvádí modely zatížení chodci a kritéria přijatelnosti vibrací jsou tam zbytečně velmi přísná.

Článek vznikl za podpory projektu č. 103/08/0859 GA ČR „Odezva konstrukcí při statických a dynamických zatíženích působených přírodní a lidskou činností“.

Literatura

- [1] ČSN EN 1990/A1: Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí. Příloha A2: Použití pro mosty. ČNI, 2007.
- [2] ČSN EN 1991-2 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou. ČNI, 2005.
- [3] Studničková, M.: Posouzení vibrací lávek pro chodce podle evropských norem. Stavební obzor, **10**, 2001, č. 10, s. 296-299. /ISSN 1210-4027/
- [4] Makovička, D. – Studničková, M. – Makovička, D. jr. – Korbelář, J.: Dynamický tlumič na lávce pro chodce. Stavební obzor, **12**, 2003, č. 5, s. 149-155. /ISSN 1210-4027/
- [5] Stráský, J. – Nečas, R. – Koláček, J.: Dynamická odezva betonových lávek. BETON-technologie, konstrukce, sanace, **9**, 2009, č. 4, s. 80-87. /ISSN 1213-3116/
- [6] Footbridges – Assessment of Vibrational Behaviour of Footbridges under Pedestrian Load. Technical Guide, Sétra 2006.
- [7] Design of Lightweight Footbridges for Human Induced Vibrations. JRC Scientific and Technical Report JRC 53442. /ISBN 978-92-79-13387-9/
- [8] ISO 10137 Bases for Design of Structures – Serviceability of Buildings and Walkways against Vibration. Geneva: International Organization for Standardization, 2007.
- [9] Živanović, S. et al.: Vibrational Serviceability of Footbridges under Human-induced Excitation: A Literature Review. Journal of Sound and Vibration **279** (2005), pp. 1-79.
- [10] Příloha X. Příloha k prEN 1991-2 (2001).
- [11] Studničková, M.: Posouzení vibrací lávek pro chodce podle evropských norem. Stavební obzor, **10**, 2001, č. 10, s. 296-299. /ISSN 1210-4027/
- [12] Guidelines for the Design of Footbridges. fib, Lausanne 2005. /ISBN 2-88394-072-X/
- [13] EN 1995-2 Eurocode 5: Design of Timber Structures – Part 2: Bridges. CEN 2004.
- [14] EN 1992-2 Eurocode 2: Design of Concrete Structures – Part 2: Concrete Bridges. CEN 2005.
- [15] Maivald, J. – Trnka, M.: Lávka pro pěší přes Berounku v Berouně. [Sborník], konference „Ocelové konstrukce a mosty 2003“, Praha, 2003.
- [16] Composite Version of BS 5400 Steel, Concrete and Composite Bridges, Part 2. BSI 2001.

Studničková, M. et al.: Assessment of Vibrational Behaviour of Footbridges

Structural Eurocodes do not include adequate specification to assess the vibrational behaviour of footbridges under pedestrian loading. The French guide [6] specifies useable pedestrian loading models and comfort criteria. The calculation procedure for pedestrian loading and the footbridge response is shown and comfort criteria are specified. The procedure was applied on an existing footbridge of the length of 84 m. The dynamic measurement data were compared with the calculation.

Studničková, M. u. a.: Prüfung von Fußgängerbrücken auf Vibrationen aus der dynamischen Belastung durch Fußgänger

Die Eurocodes gewähren keine ausreichenden Unterlagen für die Prüfung der Annehmbarkeit der Vibrationen von Fußgängerbrücken aus der Belastung durch Fußgänger. Das französische Handbuch [6] führt geeignete Modelle der Belastung durch Fußgänger und Kriterien der Annehmbarkeit der Vibrationen an. Im Artikel sind ein Verfahren für die Berechnung der Belastung durch Fußgänger, die Antwort auf diese Belastung und ein Vergleich mit den Kriterien angeführt. Das Verfahren wurde an einer 84 m langen Fußgängerbrücke angewandt, und es wurden die Berechnungsergebnisse mit den Ergebnissen dynamischer Messungen an der Brückenkonstruktion verglichen.




CTU in Prague
Faculty of Civil Engineering
Department of Concrete and Masonry Structures

invites to

6th International Conference

FIBRE CONCRETE 2011

Technology, Design, Application

8 – 9 September 2011
Masarykova kolej, Prague

<http://concrete.fsv.cvut.cz/fc2011>

Mechanická odezva tvarově složitých konstrukcí v prostředí integrovaného návrhu

Ing. Ladislav SVOBODA, Ph.D.

Ing. Jan NOVÁK, Ph.D.

doc. Ing. Jan ZEMAN, Ph.D.

ČVUT – Fakulta stavební, Praha

Ing. arch. Lukáš KURILLA

Ing. arch. Marek RŮŽIČKA

Ing. arch. Miloš FLORIÁN, Ph.D.

ČVUT – Fakulta architektury, Praha

Ing. arch. Ondřej OTÝPKA

CUBESPACE, s. r. o., Praha

MgA. Federico DÍAZ

VŠUP – Ateliér supermédiá, Praha

Článek prezentuje pilotní výsledky nově budované metodiky a programových nástrojů pro parametrický návrh tvarově složitých konstrukcí. Místo vývoje monolitického softwarového řešení je důraz kladen na propojení architektonických a statických programů, které nabízejí dostatečné možnosti rozšíření, a to díky otevřenosti zdrojového kódu a/nebo skriptování. Výsledky tří studií, získaných pomocí modeláře Rhinoceros® a programu OOFEM, prokazují, že navrhovaná metodika a vyvinuté programové prostředky umožňují dosáhnout větší flexibility a rychlosti při architektonickém návrhu, a tím i atraktivnějších a odvážnějších konstrukcí.

Úvod

Ve stavebním průmyslu se v současné době stále častěji prosazuje projektování založené na principu BIM (Building Information Model/Modelling) [1]. Často se hovoří o přechodu od navrhování založeném na CAD (Computer-Aided Design) k BIM, a to podobně jako se v minulosti odehrál přechod od manuálního kreslení s využitím rýsovacího prkna ke CAD. Pojem BIM zahrnuje proces vytváření a spravování dat o stavebním dílu během celého jeho životního cyklu. Výsledkem pak je „informační model budovy“, který integruje všechny informace o stavbě počínaje architektonickým návrhem (geometrií budovy, prostorové vztahy), konstrukčním návrhem (projektovou dokumentací, statické schéma) až po proces výstavby a údržby (prováděcí výkresy). Obvykle jde o trojrozměrný model vytvářený pomocí specializovaných CAD-BIM systémů. Díky tomuto integračnímu procesu mohou architekti, stavební inženýři, stavební firmy a vlastníci budov efektivněji vytvářet a koordinovat digitální dokumentaci k objektu tak, aby byla možná jeho změna v kterékoli fázi projektu. Cíleně byl pro potřeby BIM navržen datový model Industry Foundation Classes [2], který má usnadnit sdílení dat napříč různými počítačovými aplikacemi používanými ve stavebnictví.

Z uvedených faktů se zdá být zřejmé, že budoucnost spolupráce mezi stavebními profesemi spočívá v koncepci BIM. V jistých případech je nicméně tento přístup příliš těžkopádný. Jde hlavně o počáteční fázi architektonického návrhu (záměr, studie), které jsou charakteristické úzkou interakcí s objednatelům a ověřováním základních koncepcí projektu,

a BIM je tedy v tomto stadiu zbytečně složitý a obecný. Poznamenejme, že tato fáze trvá zpravidla několik měsíců (v extrémních případech i let) a vyžaduje nezanedbatelné finanční prostředky. Je tedy žádoucí, aby architekt již v této etapě navrhování ověřil, zda projektovaná konstrukce nemá zásadní prohřešky proti principům statického působení, které by bylo v pozdějších stádiích nesnadné a nákladné odstranit.

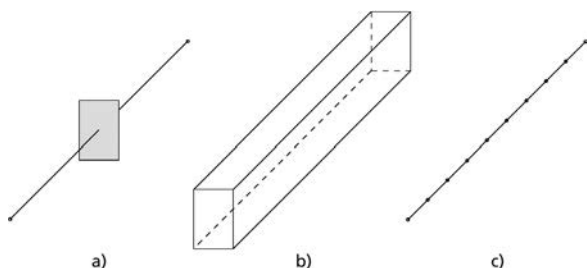
Z těchto důvodů se omezíme na zlepšení spolupráce pouze mezi dvěma subjekty, a to architektem (projektantem) a statikem ve fázi koncepčního návrhu objektu. Samozřejmě, že i v rámci takto omezené spolupráce je výhodné se držet základních myšlenek BIM, kdy je ke každému elementu přiřazena dodatečná informace o materiálu, zatížení a geometrických charakteristikách. Výsledný datový formát je poté využíván sadou jednoduchých nástrojů, umožňujících interaktivní výpočet mechanické odezvy topologicky složitě architektonického modelu. Důraz je přitom kladen na modulární strukturu nástrojů, která umožňuje kombinovat existující volně dostupné a komerční architektonické modeláře a výpočetní balíky [3]. To významně rozšiřuje jejich použitelnost v porovnání s nedávno vyvinutými produkty, které jsou založeny na monolitickém návrhu softwaru, např. [4], [5]. Celá sada těchto nástrojů je volně k dispozici [6] případným zájemcům ze ziskového i neziskového sektoru, zejména pak studentům s umělecko-technickým zaměřením.

Metodologie

Při spolupráci mezi architektem a statikem narážíme na zásadní nekompatibilitu obou profesí ve smyslu priorit kladených na počítačový model. Zjednodušeně lze říci, že zatímco architekt klade největší důraz na estetiku vnějšího pláště budovy, statik naopak zajímá především to, co se skrývá „pod skořápkou“. Provedení statického výpočtu přímo na architektonickém modelu, který představuje skutečný trojrozměrný tvar konstrukce, je ve většině případů nemožné, tak přinejmenším velmi složité a neefektivní. Proto je nezbytné model geometricky maximálně zjednodušit, samozřejmě při zachování staticky výstižného výpočetního schématu. Typicky tuto transformaci provádí inženýr-statik na základě svých zkušeností a profesních znalostí. Plná automatizace tohoto procesu je tedy velmi obtížná, a to i při důsledném využití metodiky BIM, jak bylo diskutováno výše.

Naším cílem je proto vývoj jednoduchého programového nástroje pro statickou analýzu hmotových nebo tvarových

studií. Předpokládá se přitom, že architektonický model reprezentuje pouze nosnou konstrukci objektu, a lze tudíž převést jeho (téměř) automatickou konverzi na výpočtové schéma (téměř) bez zásahu statika. V parametrickém modeláři, běžně používaném v moderní architektuře, lze takového předpokladu dosáhnout využitím skriptů (sekvencí příkazů), které na základě vytvářeného architektonického modelu generují odpovídající statické schéma. Ze základních nástrojů BIM se k takovému účelu nabízí možnost využití objektového modelování. Jeho výhody lze stručně demonstrovat na příkladu nosníku s obdélníkovým průřezem. V klasickém architektonickém modelu je nosník vykreslen na výstupním zařízení a udržován v paměti jako soustava dvanácti úseček topologicky svázaných s uzly umístěnými v jeho vrcholech (*obr. 1b*). V objektovém modelování však uživatel zkonstruuje pouze jedinou úsečku typu „prut“, jemuž přiřadí vlastnost „průřez“, v tomto případě obdélníkový (*obr. 1a*). Konstrukci z objektů pak můžeme zobrazit nebo exportovat v „návrhové módu“ zobrazujícím nosník jako trojrozměrné těleso (*obr. 1b*). Ve „statickém módu“ se tentýž nosník zpracovává pouze jako úsečka, která je při statické analýze nahrazena liniovými konečnými prvky s prostorovými stupni volnosti (*obr. 1c*).



Obr. 1. Objektový model prostého nosníku s obdélníkovým průřezem

Díky tomuto přístupu může architekt vizuálně kontrolovat skutečnou podobu namodelované konstrukce, a zároveň má k dispozici statický výpočtový model. Obdobně jako je prizmatickému prutu z *obr. 1* přiřazena úsečka reprezentující jeho výpočtový obraz, lze i jiným geometrickým prvkům (desce, stěně, skořepině atd.) přiřadit jejich výpočtové ekvivalenty. Koncepce zvoleného softwarového řešení je uvedena v *obr. 2*. Je dodržen modulární přístup, přičemž každý z modulů je odpovědný za část komunikace statik-designér.



Obr. 2. Sled programů použitých při analýze architektonického modelu

Zatímco zásuvné moduly (dostupné zatím pouze pro modelář Rhinceros®) a konvertor MIDAS [7] (Multifunctional Interface between Design and Mechanical Response Solver) jsou nově vytvářeny, zbylé součásti představují existující, převážně komerční, programy [8]. Výjimkou je otevřený konečněprvkový balík OOFEM [9], který byl v rámci této studie rozšířen o některé nové elementy a funkce. V popsaném řetězci chybí zmínka o generování sítě konečných prvků na výpočetním modelu, modely prezentované v této studii jsou totiž konstruovány pomocí NURBS (Non-Uniform Rational B-Spline) křivek, se kterými dostupné progra-

my neumějí pracovat. Proto byla síť konečných prvků vytvářena přímo v modeláři. Obecnější možností je předat konvertoru MIDAS pouze geometrii modelu a ten síť konečných prvků vygeneruje pomocí externího programu. Pak by byl řetězec zobrazený na *obr. 2* doplněn o buňku „Generátor sítě“ ležící mezi zásuvnými moduly a MIDAS.

Zásuvné moduly slouží primárně k obohacení existujícího objemového modelu o informace nezbytné pro statickou analýzu. Standardní průběh přípravy výpočetního modelu pomocí modulů:

1. vytvoření architektonického modelu;
2. úpravy modelu pro potřeby analýzy – odstranění detailů, nenosných prvků atd.;
3. generování sítě konečných prvků;
4. přiřazení průřezů (pomocí identifikačních čísel) daným částem (nosné) konstrukce;
5. přiřazení materiálů (pomocí identifikačních čísel) daným částem konstrukce;
6. podepření daných částí konstrukce zvoleným typem podpor;
7. zatížení daných částí konstrukce zvoleným typem zatížení (zpravidla dostáváje vlastní tíha konstrukce, aby byla odhalena většina slabých míst koncepčního návrhu [10]);
8. spuštění automatického zpracování a výpočtu.

Základní průřezové a materiálové charakteristiky jsou spravovány v externí databázi. Po spuštění automatického zpracování jsou data (vlastní geometrie a ostatní pomocné informace) předávány konvertoru MIDAS pomocí souborů ve formátu VTK [11] (Visualization ToolKit), ve stejném formátu jsou získány i výsledky statického výpočtu. Ty lze následně zobrazit přímo v modeláři nebo ve volně dostupných prohlížečích (Paraview, MayaVi [12]).

Hlavním programem z vytvářené sady nástrojů je MIDAS. V nejjednodušším případě (při úplné shodě statického a architektonického modelu) provede pouhou konverzi dat přijatých z modeláře na vstupní datový soubor pro statický program, tj. vybere z databáze materiály a přiřadí je konečným prvkům, předepíše požadovaná zatížení atd. Pro složitější scénáře jsou v programu implementovány i další funkce, jako je např. vyhledávání a slučování totožných uzlů a elementů v síti konečných prvků, detekce a mazání elementů nulových rozměrů, kontrola kvality sítě, detekce podoblastí separovaných od hlavní řešené oblasti, detekce nepodepřených konců příhradových prutů, integrace vyztužení do řešené konstrukce, možnost přípravy dat pro paralelní výpočet. Z výčtu vlastností programu MIDAS je zřejmé, že jde o nástroj s relativně jednoduchými, ale výkonnými funkcemi, které mohou být díky otevřenosti zdrojového kódu dle potřeby rozšiřovány, např. při řešení nestandardních úloh s komplikovanou geometrií a topologií.

Příklady

Navrhovaný koncept integrovaného návrhu je ověřen na třech příkladech. Studie byly vypracovány ve spolupráci architektonického ateliéru FLOW [13], [14] na Fakultě architektury ČVUT (FA ČVUT), architektonického studia CUBESPACE [15] a Federica Diaze [16]. Tyto ateliéry se zabývají tzv. digitální nebo též algoritmickou architekturou a ke generování tvarů budov primárně využívají počítačové algoritmy [17]. Stavby jsou pak většinou natolik vzdáleny od klasických schémat, že je bez počítačové podpory často obtížné kvalifikovaně odhadnout statické působení a případ-

ná slabá místa konstrukce. Všechny prezentované výsledky byly získány pomocí modeláře Rhinoceros a statického softwaru OOFEM.

První příklad skleněného rodinného domu představuje ideální situaci, kdy model hmotové studie skořepinové konstrukce přímo reprezentuje nosnou konstrukci a vlastní analýza může proběhnout automaticky. Konstrukce Annelida naopak představuje staticky a konstrukčně heterogenní strukturu kombinující systém prutů a skořepin. Poslední konstrukce Geometric Death Frequency-141 demonstruje především schopnost heuristických analýz modulu MIDAS převést velmi složitou prostorovou úlohu na mnohem jednodušší prutový systém, a tím výrazně požadovaný výpočetní čas redukovat.

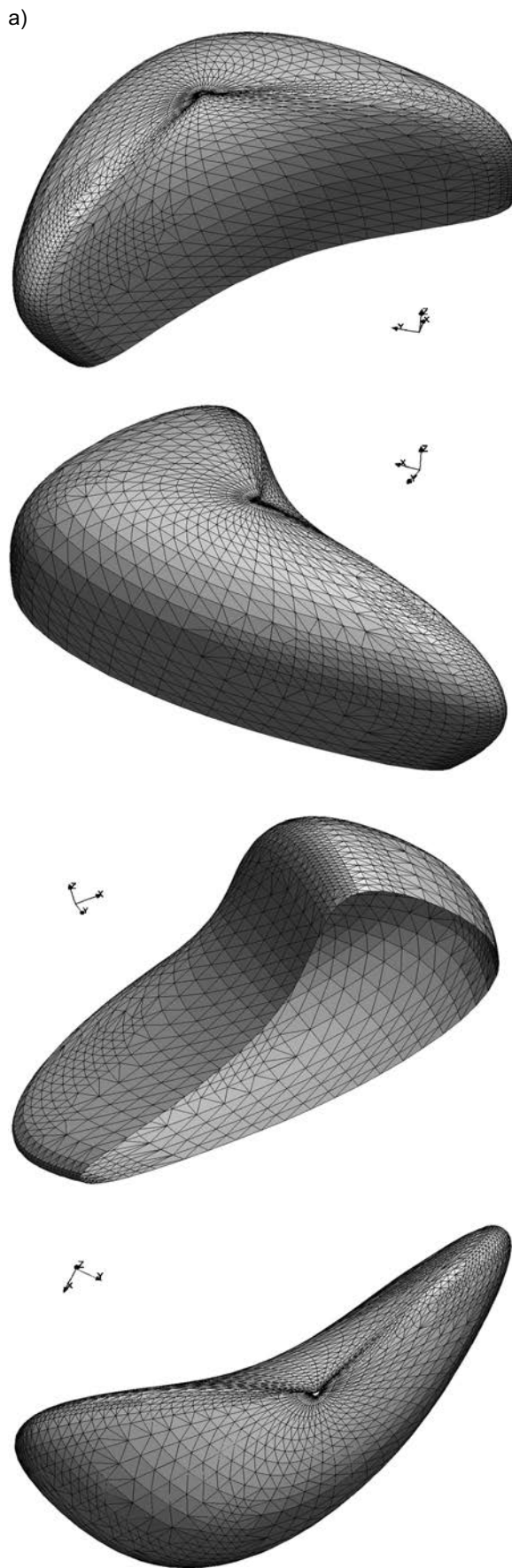
Příklad 1 – Skleněný rodinný dům

Stavbu navrhl Tomáš Tatýrek v rámci semestrálního projektu [18] na FA ČVUT jako soubor několika skleněných obytných buněk s označením SLC (space, light, curve – prostor, světlo, křivka). V této stavebnici si rozložení, velikost a počet buněk volí každý investor individuálně. Typicky se dům skládá z 5-8 buněk poskládaných do tvaru vějíře, v němž jedna buňka obvykle představuje jeden pokoj. Detailní návrh buňky (prostory skleněnou stěnou atd.) byl proveden až v dalších fázích návrhu. Posuzována byla jedna vybraná buňka (obr. 3a). Ze statického hlediska jde o samonosnou skořepinovou konstrukci o charakteristických rozměrech cca 12x9x4 m, navrženou z izolačního dvojskla a podepřenou pouze v místě styku se zemí. Architektonický model byl vytvořen v programu Rhinoceros pomocí jedné NURBS plochy. Požadavkem autora bylo ověřit, zda je zvolený tvar konstrukce vhodný vzhledem k zatížení vlastní tíhou, v opačném případě identifikovat kriticky namáhané oblasti pro jeho následnou optimalizaci.

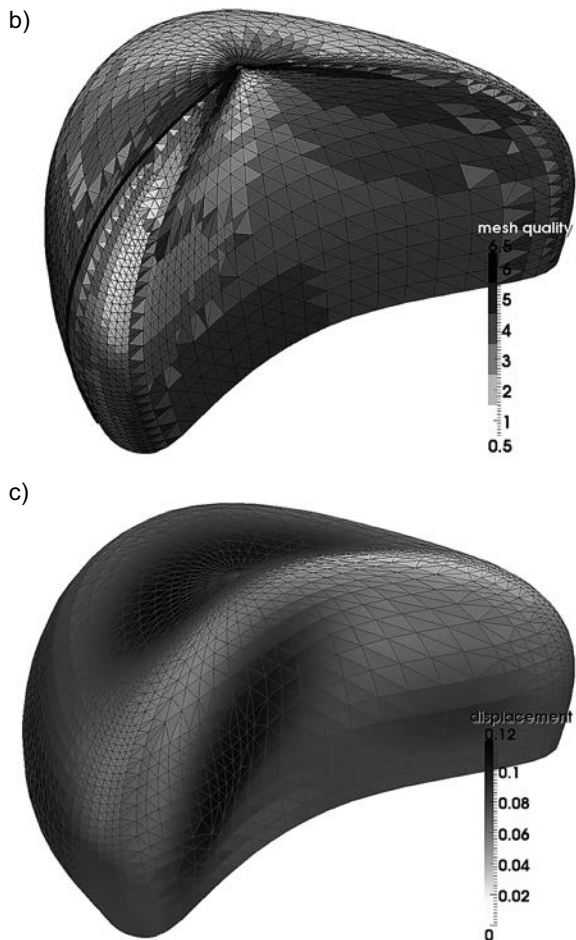
Model je tvarově čistý, konstrukčně jednotný a lze ho bez úprav použít pro statickou analýzu. Zadání tedy představuje modelový případ hmotové studie, v níž lze vzhledem k jednotnému konstrukčnímu systému předpokládat minimální zásahy uživatele-architekta a je možné přímo přistoupit k řešení statické odezvy. Za tímto účelem bylo nutné v modeláři provést tyto kroky (včetně generování sítě konečných prvků z důvodu použití NURBS plochy):

1. převést NURBS plochu na trojúhelníkovou síť a v oblasti jejího vertikálního „švu“ vynutit identickou polohu každého zdvojeného uzlu (obr. 3b);
2. zapnout požadavek na slučování zdvojených uzlů – plocha ve švu se spojí v celek;
3. označit uzly, ve kterých mají být podpory;
4. všem trojúhelníkům přiřadit shodné identifikační číslo tloušťky skořepiny a materiálu;
5. všem trojúhelníkům přiřadit zatížení vlastní vahou;
6. spustit výpočet.

Další kroky probíhají automaticky. Exportovaný VTK soubor byl zpracován konvertorem MIDAS přesně dle shora uvedených pokynů uživatele, tj. odstranění duplicitních bodů vzniklých na švu NURBS plochy, zatížení vlastní vahou, přiřazení tloušťek a materiálů jednotlivým konečným prvkům. Při zpracování byla v některých případech detekována špatná kvalita konečných prvků, a proto byl vytvořen nový VTK soubor s jejím ohodnocením pro případné úpravy sítě (obr. 3b). Po zpracování byla data předána řešiči OOFEM. Jako výsledek výpočtu byl vygenerován další VTK soubor s vypočtenými mechanickými veličinami (posuny a napětí, viz obr. 3c), které byly následně načteny programem Rhinoceros a vyhodnoceny uživatelem.



Obr. 3. Buňka SLC, architektonický a statický model a – pohledy na konstrukci



Obr. 3. Buňka SLC, architektonický a statický model
b – kvalita prvků; 1 – dobrá, 6 – špatná, vyznačena poloha „švu“ NURBS plochy), *c* – posunutí od vlastního zatížení [mm] na deformované konstrukci

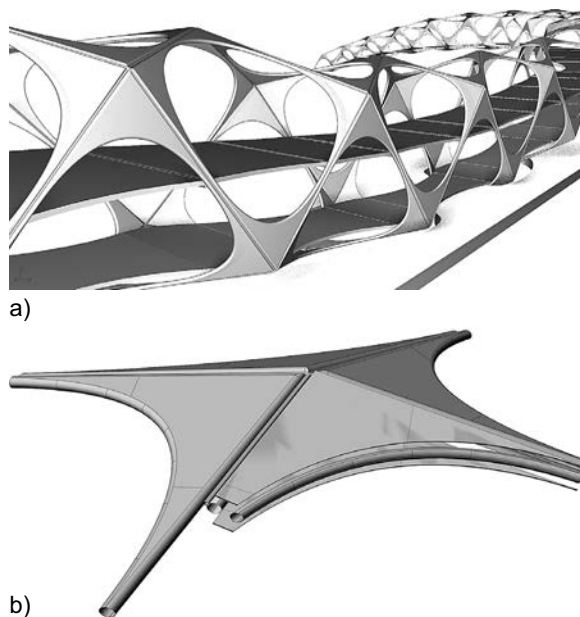
Příklad 2 – Annelida

Předešlý příklad demonstruje jednoduchou konstrukci, u níž bylo nezbytné vykonat pouze několik úkonů a vlastní model nebylo nutné jakkoli upravovat. Konstrukce Annelida naopak demonstruje jednu ze skupiny konstrukčně složitějších úloh, kde původní model bylo nutné zjednodušit pro následnou statickou analýzu. Zjednodušenou verzi ocelové lávky o rozměrech 44x8x12 m navrhl Lukáš Kurilla v rámci diplomové práce [19]. Kostra konstrukce je složena z ocelových trubek, kde přímé pruty vytvářejí okrajové hrany opakujícího se geometrického vzoru zborceného čtyřúhelníku (obr. 4a). Každý vrchol čtyřúhelníku je vyztužen obloukovým náběhem, a to ze dvou rovinných plechů, které jsou zarovnané s okrajem trubky (obr. 4b). Konstrukce je podepřena na obou koncích vždy ve dvou bodech. Architektonický model byl vygenerován automaticky pomocí parametrizovaného skriptu. Na základě výsledků statické analýzy pak dochází k úpravě těchto parametrů a následné optimalizaci tvaru.

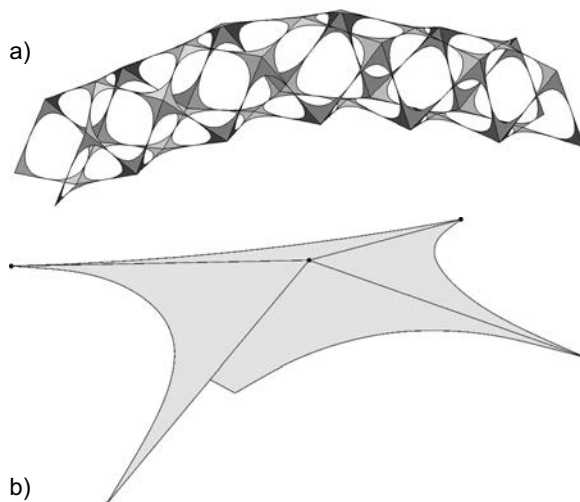
Jak je patrné z obr. 4, architektonický model je již vytvořen s ohledem na technologii provádění jednotlivých detailů. Hrany čtyřúhelníků jsou modelovány z prutů kruhového průřezu a dvojice plechů s odpovídající vzájemnou vzdáleností. Z takto koncipovaného modelu by samozřejmě bylo možné vygenerovat detailní síť skořepinových nebo objemových konečných prvků, jako např. v [5], tyto prvky by však na stěnách trubek byly nepřiměřeně malé. To by vedlo k velkému počtu stupňů volnosti úlohy a značným problémům

s výpočtem na běžně užívaných osobních počítačích. Nejednoznačný by v případě takového pojetí zůstal i způsob připojení dvojice souběžných přímých prutů, které jsou díky složitě topologii konstrukčních prvků lehce mimoběžné. V architektonickém návrhu jsou mezi nimi sice vloženy tenké pruty, ale mají pouze estetický význam. Z těchto důvodů bylo nutné upravit skript generující konstrukci tak, aby byly trubky modelovány pomocí křivek nulového průřezu a zdvojený plech jako přiléhající náběh reprezentovaný jednoduchou rovinnou plochou (obr. 5).

Další kroky jsou shodné s předchozím příkladem nesouměrné skořepiny, tj. výběr podpor, přiřazení materiálů, průřezů atd. Síť byla opět generována v programu Rhinoceros a na styku prutových a skořepinových prvků byly vynuceny souhlasné polohy uzlů, které byly sloučeny programem MIDAS.



Obr. 4. Annelida, architektonický model
a – celek, *b* – detail vyztuženého styčnicku



Obr. 5. Annelida, statický model
a – celek, *b* – detail vyztuženého styčnicku

Příklad 3 – Geometric Death Frequency-141

Na posledním příkladu předvedeme použití představené sady nástrojů na nestandardní konstrukci uměleckého díla

Geometric Death Frequency-141¹, instalovaného Fredericem Díazem v MASS MoCA (Massachusetts Museum of Contemporary Art) [20]. Konstrukce zde z období důvodů jako v případě lávky nemohla být posouzena automaticky, a navíc bylo třeba při jejím zpracování nutné obohatit MIDAS o další funkce. Jde o skulpturu představující vlnu, která vznikne proniknutím určitého množství tekutiny do ohraničeného prostoru ve tvaru kvádrů. Pohyb tekutiny byl simulován digitálně a z vytvořené animace byl vybrán jeden snímek tvaru vlny. Získaný prostorový tvar byl posléze vyplněn dutými kuličkami z plastu ABS Ø 47 mm s tloušťkou stěny 1 mm, sestavených v pravidelném rastru (obr. 6). V místech dotyku jsou kuličky navzájem slepeny a vytvářejí tak samonosnou prostorovou konstrukci složenou z přibližně 420 tisíc kusů. Toto množství vylučuje ruční úpravy a kontrolu detailů a celý proces musel být plně automatizovaný.

Pro potřeby statického posudku byla část konstrukce ve tvaru klenby čítající cca 250 tisíc kuliček převedena na síť složenou z prutových prvků, kde ve středu každé kuličky byl umístěn uzel sítě a každému lepenému spoji odpovídal jeden prut spojující odpovídající středy (obr. 6, obr. 7). Momentová únosnost a tuhost prutů byly určeny experimentálně, zatěžovací zkouškou konzoly vytvořené z 10 kuliček². Tuhost byla navíc ověřena detailní konečněprvkovou simulací v systému ANSYS. Podpory byly umístěny do uzlů příslušejících kuličkám přilepeným k pevnému podkladu. Konstrukce byla posouzena na zatížení vlastní tíhou a sněhem. Celý proces přechodu od vlny z homogenního materiálu ke konečněprvkové síti byl řízen sadou jednoúčelových skriptů v programu Rhinoceros. Pomocí konvertoru MIDAS byla síť nejprve validována, tj. byla kontrolována duplicita prvků a uzlů a uzly nespojené s hlavním celkem (kuličky vznášející se ve vzduchu) byly vyloučeny jak z výpočtu, tak z následné realizace [20]. Po geometrické úpravě sítě byly přidány podpory a zatížení a vytvořen VTK soubor. Ten byl vizuálně překontrolován, zda při automatickém zpracování nevznikla nějaká zásadní chyba, např. v podobě deformace vnějšího tvaru. Poté byla úloha předána statickému programu OOFEM a ze získaných výsledků byly do modeláře předány relevantní informace o překročení únosnosti struktury (obr. 7). Vzniklý výpočtový model měl přibližně 800 tisíc stupňů volnosti, a bylo proto nutné při analýze použít iterační řešič s předpokládáním IML [21]. Tento řešič však vykazuje špatnou konvergenci pro konstrukce s výrazně proměnnou tuhostí, což je právě analyzovaná konstrukce, kdy je změna její tuhosti způsobena dlouhými a tenkými výběžky stříkající kapaliny. Do programu MIDAS byla proto přidána funkce, která odstraňuje výběžky o tloušťce 1 až 2 kuliček. Při praktickém použití funkce bylo odstraněno přibližně 1 % uzlů a prutů, což nemělo vliv na celkovou únosnost konstrukce, zatímco čas výpočtu se výrazně zkrátil, někdy i na desetinu původní doby. Analýzou byla detekována slabá místa (obr. 7) a konstrukce byla následně upravena – byl vybrán jiný snímek z digitální animace a na vhodná místa byly přidány nebo ubrány kuličky zahuštěním rastru nebo lokální změnou tvaru kapaliny. Tento proces optimalizace se opakoval několikrát, než bylo dosaženo uspokojivého výsledku, tj. frekvence č. 141³.

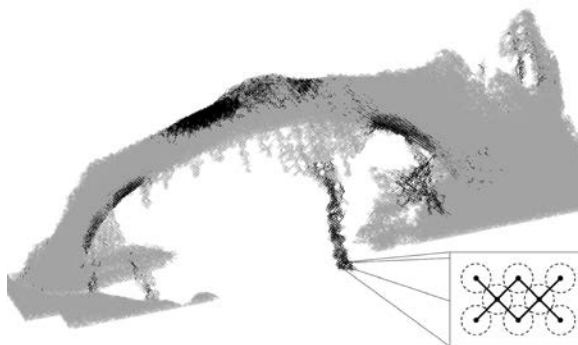
Závěr

Článek je věnován jedné ze součástí komplexního integrovaného návrhu tvarově složitých konstrukcí, a to výpočtu jejich mechanické odezvy ve fázi koncepčního návrhu. Soustředili jsme se na maximální možnou automatizaci procesu posouzení stavebně uměleckého díla v počátečních fázích návrhu a z ní vyplývající úsporu času. Byla představena jednoduchá, ale účinná metodika, založená na rozhraní s otevřeným kódem, která umožňuje propojit existující statické a architektonické nástroje. Poznatky získané z analýzy tří reprezentativních návrhů lze shrnout do následujících bodů:

- je-li architektonický návrh vytvořen se zřetelem na následné statické posouzení, je vlastní proces robustní, tj. probíhá zcela bez zásahu uživatele;
- při složitějším návrhu stavby, který primárně zohledňuje architektonické hledisko, je nutné provést zjednodušení vytvářené konstrukce; následná statická analýza nicméně může probíhat automaticky, bez zásahu statika;
- při řešení zcela unikátních a velmi rozsáhlých konstrukcí je naopak nutná spolupráce s odborníkem na statiku, numerické metody a programování;
- ve všech případech bylo dosaženo výrazné časové úspory v komunikaci statik-architekt (například při návrhu konstrukce Geometric Death Frequency-141 bylo 20 modifikačních modelů provedeno během 14 dnů).



Obr. 6. Geometric Death Frequency-141, vizualizace



Obr. 7. Geometric Death Frequency-141, statické schéma nevyhovujícího návrhu (černě jsou označeny pruty s přesazenou momentovou únosností)

¹ Viz http://www.massmoca.org/event_details.php?id=549; na <http://vimeo.com/16019145> lze zhlédnout vlastní proces výroby konstrukce. Pro ilustraci ohlasu, který instalace konstrukce dne 23.10.2010 vyvolala, uvedme, že vyhledávač Google.cz nalezl na frázi „Geometric Death Frequency-141“ 704 tisíc odkazů (údaj z 25.11.2010).

² Alternativně by k použitému diskretnímu modelu bylo možné použít víceúrovňového přístupu a modelovat konstrukci jako spojitě prostředí, s vlastnostmi materiálu odvozenými z analýzy reprezentativního objemu sestaveného z několika kuliček.

³ Frekvence č. 141 zde odkazuje na obraz proudící kapaliny ve 141. kroku simulace.

Na závěr zdůrazněme, že naším cílem je nabídnout tvůrcům staveb podporu pro získání lepší představy o statickém působení jejich návrhů. Taková statická analýza však v žádném případě nemá a ani nemůže nahradit funkci statického posouzení konstrukce v rozsahu požadovaném v pokročilých fázích projektu (dokumentace pro stavební povolení, dokumentace pro provádění stavby).

Článek vznikl za podpory projektů FR-TII/568 MPO a 1M 0579 MŠMT.

Literatura

- [1] Eastman, Ch. – Teicholz, P. – Sacks, R. – Liston, K.: BIM Handbook: A Guide to Building Information Modeling. 978-0-470-18528-5, 2008.
- [2] Bazjanac, V. – Crawley, D. B.: The Implementation of Industry Foundation Classes in Simulation Tools for the Building Industry. [Proceedings], Building Simulation Conference, 1997.
- [3] Svoboda, L. – Růžička, M. – Kurilla, L.: Shrnutí dostupných softwarových produktů pro parametrický návrh konstrukcí. [Technická zpráva], <http://mech.fsv.cvut.cz/~termit/MPO-TIP-iGenD>, 2010.
- [4] Lindemann, J. – Sandberg, G. – Damkilde, L.: Finite-Element Software for Conceptual design. [Proceedings], ICE – Engineering and Computational Mechanics, 2010.
- [5] www.scan-and-solve.com
- [6] <http://mech.fsv.cvut.cz/~da/MPO-TIP-iGenD/>
- [7] MIDAS, software, <http://mech.fsv.cvut.cz/~da/MIDAS/>
- [8] www.ansys.com, www.rhino3d.com, www.autodesk.com/autocad
- [9] Patzák, B. – Bittnar, Z.: Design of Object Oriented Finite Element Code. *Advances in Engineering Software*, 32, 759-767, 2001.
- [10] Sobotková, M.: Analýza konstrukce navržené pomocí principů digitální architektury. [Bakalářská práce], ČVUT v Praze, 2008.
- [11] www.vtk.org/VTK/img/file-formats.pdf
- [12] www.paraview.org, mayavi.sourceforge.net
- [13] www.studioflorian.com
- [14] Florián, M.: FLO(W). *Architekt*, 01, 66-69, 2010.
- [15] www.cubespace.eu
- [16] <http://www.fediaz.com>
- [17] Leach, Neil (ed.): *Digital Cities. Architectural Design*, 4, 1-136, 2009.
- [18] projekty.studioflorian.com/118-tomas-tatyrek-skleneny-rodinnym, projekty.studioflorian.com/50-tomas-tatyrek-slc-objects
- [19] Kurilla, L.: Annelida. *Architekt*, 01, 79-81, 2010.
- [20] Thompson, J. – Kipnis, J. – Heiss, A.: Federico Díaz Geometric Death Frequency-141. 978-88-8158793-3, 2010
- [21] <http://math.nist.gov/iml++/>

Svoboda, L. et al.: Mechanical Response of Dimensionally Complicated Structures in Integrated Design

This paper presents pilot results of newly developed methods and program tools for parametric design of dimensionally complicated structures. Instead of the development of a monolithic software solution, emphasis is laid upon the integration of existing architectural and structural programs, which offer ample opportunities for enhancement thanks to the openness of the source code and/or scripting. The results of three studies, gained with the help of the Rhinoceros® design software as well as the OOFEM program have proven that the developed methods and program tools make it possible to achieve higher flexibility and speed in architectural design thus creating more attractive and imposing structures.

Svoboda, L. u. a.: Mechanische Reaktion von kompliziert geformten Bauteilen im Umfeld des integrierten Entwurfs

Der Artikel präsentiert Pilotergebnisse einer neu geschaffenen Methodik und von Programminstrumenten für den parametrischen Entwurf von kompliziert geformten Bauteilen. Anstelle der Entwicklung einer monolithischen Softwarelösung wird Wert auf die Verknüpfung der bestehenden architektonischen und statischen Programme gelegt, die ausreichende Erweiterungsmöglichkeiten bieten, und zwar dank der Offenheit des Ursprungscode und/oder des Scriptings. Die Ergebnisse dreier mit Hilfe des Modellierungsprogramms Rhinoceros® und des Programms OOFEM erhaltener Studien weisen nach, dass die entworfene Methodik und die entwickelten Programmwerkzeuge es ermöglichen, größere Flexibilität und Schnelligkeit beim architektonischen Entwurf und damit auch attraktivere und gewagtere Konstruktionen zu erreichen.

materialvision techtextil

mezinárodní odborné veletrhy

24. – 26. května 2011, Frankfurt nad Mohanem



Zvýšení spolehlivosti malých datových souborů pomocí doplňujících informací

Ing. Eva NOVOTNÁ, Ph.D.
 prof. RNDr. Daniela JARUŠKOVÁ, CSc.
 prof. Ing. Jiří ŠEJNOHA, DrSc.
 ČVUT – Fakulta stavební
 Praha

V některých oblastech inženýrství je obtížné získat dostatečně velké soubory dat, které by byly spolehlivým podkladem k získání parametrů teoretických rozdělení potřebných pro spolehlivostní a rizikovou analýzu konstrukcí. Typickým příkladem je geotechnika. V článku je navržen jednoduchý postup, založený na spojení základního souboru s dalšími daty, popřípadě s doplňujícími informacemi získanými od experta.

Úvod

V oblasti geotechniky se často setkáváme s potřebou statisticky analyzovat materiálové parametry, jako je koheze, úhel vnitřního tření, tuhost v tahu a tlaku, lomová houževnatost hornin apod. Tyto parametry jsou zpravidla získávány laboratorními zkouškami, některé i zkouškami polními. Vždy však jde o poměrně malé soubory, které nemohou zajistit dostatečnou spolehlivost pravděpodobnostních výpočtů.

Je proto snahou doplnit získaná data o další informace. Na jednu z možností upozornil v konferenčním příspěvku již v roce 2004 Menčík [1] s odvoláním na [2]. Základní myšlenka spočívá v rozšíření souboru, který máme k dispozici, o doplňující data, jež lze získat např. z databanky laboratoře. Navržený postup pracuje pouze se střední hodnotou a rozptylem aktualizovaného souboru. Vzhledem k tomu, že v geotechnice jsou považována za nejvhodnější logaritmicko-normální a Weibullovo rozdělení – obě jsou tříparametrická, je v příspěvku aproximace dvou základních momentů rozšířena o návrh aproximace třetího momentu, resp. šikmosti.

Příspěvek je členěn do několika oddílů. První dva jsou věnovány připomenutí, jak se určují odhady výběrových charakteristik z datových souborů a popisu parametrických rozdělení včetně algoritmů [3], jimiž lze přejít k jejich parametrům. Třetí oddíl se zabývá samotnou aktualizací vstupního souboru. V prvním odstavci třetího oddílu je ukázán způsob sestavení histogramu relativních četností aktualizovaného souboru. V dalším pak je uveden výpočet jeho výběrových charakteristik. Poslední odstavec tohoto oddílu se věnuje možnosti využití matice spolehlivosti k hodnocení přesnosti experimentálních metod použitých k získání dat. K řešení soustavy nelineárních rovnic pro výpočet parametrů používaných rozdělení byly navrženy jednoduché programy v prostředí MATLAB.

Výběrové charakteristiky

Provedeme-li n -krát nezávisle na sobě měření téže veličiny, získáme realizaci n -tice nezávislých stejně rozdělených veličin, které říkáme náhodný vektor (X_1, \dots, X_n) . Tomuto

vektoru říkáme náhodný výběr. Náhodné veličině $T_n = T(X_1, \dots, X_n)$, kde T je funkce n náhodných proměnných, říkáme statistika. Ta je opět náhodnou veličinou a lze ji sestavit bez znalosti těchto veličin. Statistiku konstruované k přibližnému určení charakteristik viz [4].

Statistiky jsou určitými charakteristikami výběru. Nejčastěji používanou statistikou je výběrový průměr

$$M_1 = \bar{X} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_i, \quad (1)$$

který je prvním výběrovým obecným momentem a lze jej použít jako míru polohy dat.

Druhý centrální moment se obvykle definuje ve tvaru

$$M_2 = \sigma_n^2 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2 \quad (2)$$

a lze jej použít jako míru rozptýlenosti (variability) dat. Tato veličina je maximálně věrohodným odhadem rozptylu. Nejlepší nestranný odhad rozptylu je vyjádřen vztahem

$$S^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2, \quad (3)$$

který je v ČSN ISO 3534 uveden jako výběrový rozptyl.

Další dva vztahy určují k -tý centrální výběrový moment a obecný výběrový moment

$$M_k = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^k, \quad M'_k = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_i^k. \quad (4)$$

Pro určení míry nesymetrie lze využít koeficient šikmosti, který je dán vztahem

$$A_3 = \frac{M_3}{M_2^{3/2}}. \quad (5)$$

Jak již bylo zmíněno, statistika T je náhodná veličina a jako taková má své charakteristiky, a to střední hodnotu označovanou jako μ , rozptyl $V(X)$ a směrodatnou odchylku σ . Následující vztahy platí pro výběrový průměr. Střední hodnota výběrového průměru se dá zapsat jako

$$E(\bar{X}) = \mu \quad (6)$$

a rozptyl výběrového průměru

$$V(\bar{X}) = \frac{\sigma^2}{n}. \quad (7)$$

Pro střední hodnotu výběrového rozptylu a rozptyl výběrového rozptylu dle vztahu (2) platí

$$E(S^2) = \sigma^2, \quad V(S^2) = \frac{\mu_4}{n} - \frac{n-3}{n(n-1)} \sigma^2, \quad \text{pro } n \geq 3, \quad (8)$$

kde $\mu_4 = M_4 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^4$. Pokud použijeme vztah (3),

platí pro střední hodnotu

$$E(M_2) = \frac{n-1}{n} \sigma^2 \neq \sigma^2. \quad (9)$$

Vhodná parametrická rozdělení

V oblasti geotechniky se při statistické analýze často setkáváme s modelováním dat pomocí logaritmicke-normálního rozdělení [5], [6]; v případě, že analyzovaná data popisují pevnost materiálu, je užitečné Weibullovo rozdělení. V následujících dvou odstavcích je krátký popis obou rozdělení a jsou uvedeny algoritmy pro stanovení jejich parametrů z výběrových charakteristik.

Logaritmicke-normální rozdělení

Z definice má náhodná veličina X logaritmicke-normální rozdělení tehdy, jestliže náhodná veličina Y , pro niž platí

$$Y = \ln(X - x_0), \quad (10)$$

má normální rozdělení.

Pokud platí, že $X > x_0$, hustota veličiny X je vyjádřena vztahem

$$f_X(x) = \frac{1}{(x-x_0)\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(\ln(x-x_0)-\mu)^2}{2\sigma^2}}. \quad (11)$$

Pro použití logaritmicke-normálního rozdělení i pro případy se zápornou šikmostí, tedy jestliže $X < x_0$, je možno uvažovat $Y = \ln(x_0 - X)$ a vztah (11) je nutné upravit

$$f_X(x) = \frac{1}{(x_0-x)\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(\ln(x_0-x)-\mu)^2}{2\sigma^2}}. \quad (11')$$

Tři parametry logaritmicke-normálního rozdělení x_0 , $\mu = \mu_Y$ a $\sigma = \sigma_Y$ lze vyjádřit v závislosti na základních parametrech veličiny X , tj. střední hodnotě μ_X , směrodatné odchylce σ_X a šikmosti α_X ,

$$x_0 = \mu_X - \frac{1}{c} \sigma_X, \quad \mu_Y = \ln \sigma_X - \ln|c| - \frac{1}{2} \ln(1+c^2), \quad (12)$$

$$\sigma_Y^2 = \ln(1+c^2),$$

kde pomocná konstanta c je řešením kubické rovnice

$$c^3 + 3c = \alpha_X$$

a platí

$$c = \left(\sqrt{\frac{\alpha_X^2}{4} + 1} + \frac{\alpha_X}{2} \right)^{1/3} - \left(\sqrt{\frac{\alpha_X^2}{4} + 1} - \frac{\alpha_X}{2} \right)^{1/3}. \quad (13)$$

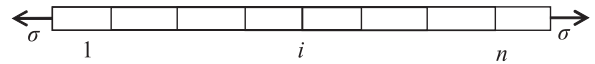
Při absenci výše uvedených parametrů vycházíme z dolního a horního $\alpha/2$ procentního kvantilu Q_1 a Q_2 a z modusu x_{mod} . Alternativně lze místo x_{mod} využít střední hodnoty μ_X . Řešením následující soustavy nelineárních rovnic

$$\left. \begin{aligned} x = x_0 + e^y &\Rightarrow \\ u = \frac{y - \mu_Y}{\sigma_Y} &\Rightarrow y = u\sigma_Y \pm \mu_Y \end{aligned} \right\} \begin{aligned} Q_2 &= x_0 + e^{(\mu_Y + u\sigma_Y)} \\ Q_1 &= x_0 + e^{(\mu_Y - u\sigma_Y)} \\ x_{mod} &= x_0 + e^{\mu_Y} \end{aligned} \quad (14)$$

vyplnou hledané hodnoty parametrů x_0 , μ_Y a σ_Y . Podrobné vztahy pro určení parametrů v tomto případě lze nalézt v [7].

Weibullovo rozdělení

Je odvozeno z modelu nejslabšího článku (obr. 1) a používá se např. pro modelování pevnosti. Další uplatnění nachází při výpočtech doby poruchy, nejčastěji u strojních součástek. Zde se zaměříme na tříparametrické Weibulovo rozdělení.



Obr. 1. Model nejslabšího článku

Vydeme z pravděpodobnosti, že k porušení jednoho prvku dojde s pravděpodobností P_1 , takže porucha řetězce nastane s pravděpodobností

$$P_f = 1 - (1 - P_1)^n = 1 - \left(1 - \frac{nP_1}{n}\right)^n = 1 - \exp\left[-\left(\frac{\sigma - \sigma_0}{\sigma_q}\right)^c\right]. \quad (15)$$

Při poslední úpravě jsme předpokládali, že P_1 je malé ($P_1 \rightarrow 0$) a n je velké ($n \rightarrow \infty$), přičemž $nP_1 \approx \text{konst.}$ Poté jsme zavedli označení

$$nP_1 = \left(\frac{\sigma - \sigma_0}{\sigma_q}\right)^c, \quad (16)$$

kde σ_0 , σ_q a c jsou parametry Weibulova rozdělení, a využili vztahu

$$\lim_{n \rightarrow \infty} \left[1 - \frac{a}{n}\right]^n \rightarrow \exp[-a]. \quad (17)$$

Snadno nahlédneme, že $P_f = [\Sigma < \sigma] = F_\Sigma(\sigma)$ je vyjádřením distribuční funkce pevnosti. Odtud vyplyne hustota rozdělení jako

$$f_\Sigma(\sigma) = \frac{(\sigma - \sigma_0)^{c-1}}{\sigma_q^c} \exp\left[-\left(\frac{\sigma - \sigma_0}{\sigma_q}\right)^c\right]. \quad (18)$$

Parametry rozdělení σ_0 , σ_q a c můžeme stanovit z výběrových charakteristik vstupního souboru za využití momentové metody [8], [9], [10]

$$\tau_X = \frac{\Gamma\left(\frac{3}{c} + 1\right) - 3\Gamma\left(\frac{2}{c} + 1\right)\Gamma\left(\frac{1}{c} + 1\right) + 2\left[\Gamma\left(\frac{1}{c} + 1\right)\right]^3}{\left\{\Gamma\left(\frac{2}{c} + 1\right) - \left[\Gamma\left(\frac{1}{c} + 1\right)\right]^2\right\}^{3/2}}, \quad (19)$$

$$\sigma_X = \sigma_q \sqrt{\Gamma\left(\frac{2}{c} + 1\right) - \left[\Gamma\left(\frac{1}{c} + 1\right)\right]^2} \quad \text{a} \quad \mu_X = \sigma_0 + \sigma_q \Gamma\left(\frac{1}{c} + 1\right), \quad (20)$$

kde $\Gamma(x) = \int_0^\infty t^{x-1} e^{-t} dt$.

Aktualizace pomocí druhého datového souboru

Výsledný soubor

Jak již bylo zmíněno v úvodu, stále častěji se setkáváme s nutností odhadnout charakteristiky parametrického rozdělení uvažované veličiny z malého množství dat. Pokud máme k dispozici jiný soubor dat, naměřený například v minu-

losti, je jednou z možností přidat jej k základnímu souboru, a rozšířit tak informace o hledaném rozdělení. Jednotlivé soubory mohou být obecně získány různými metodami. Teoreticky vzato, aby výsledky různých měřících metod byly porovnatelné, měly by být podloženy vzájemnou transformací [11]. Získáme tedy nový soubor Z , vytvořený ze základního souboru X o n prvcích a souboru Y o m prvcích. Předpokládáme, že jde o situace, kdy z předchozích zkušeností či ze znalosti expertů je dopředu znám vhodný typ parametrického rozdělení pro statistickou analýzu dané veličiny.

Je nutné upozornit, že pokud se budou vstupní soubory výrazně lišit, jde zřejmě o vzorky s odlišnými vlastnostmi, a nelze proto data ze souboru Y použít k aktualizaci původního souboru X . Názorně lze ověřit vhodnost použití souboru Y k upřesnění souboru X sestavením jejich společného histogramu relativních četností.

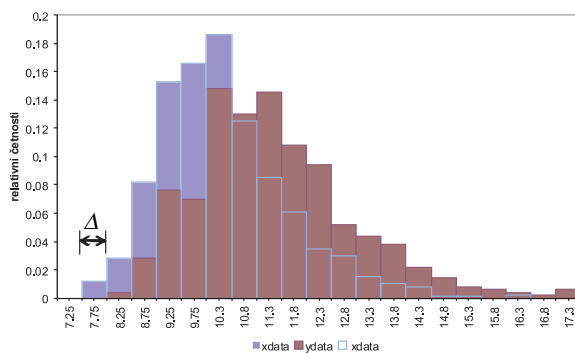
Váhy souborů, které jsou dány počtem prvků, mají význam pravděpodobnosti, s jakou bude hodnota ze společného rozdělení pocházet právě z původního souboru X , resp. Y ,

$$\frac{n}{n+m} = P[X] \quad \text{a} \quad \frac{m}{n+m} = P[Y]. \quad (21)$$

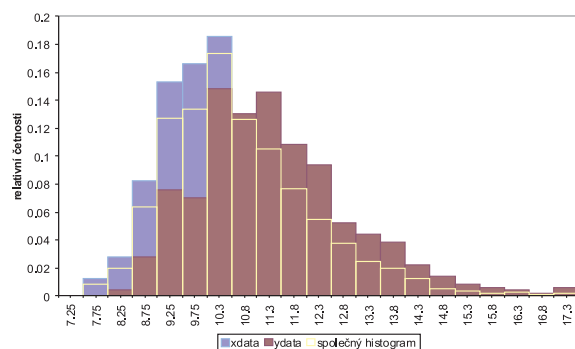
Relativní četnosti n_Z pro aktualizovaný soubor Z můžeme určit z histogramů relativních četností původních souborů při uvažování pravděpodobností $P[X]$ a $P[Y]$ jako

$$n_Z = n_X \cdot P[X] + n_Y \cdot P[Y], \quad (22)$$

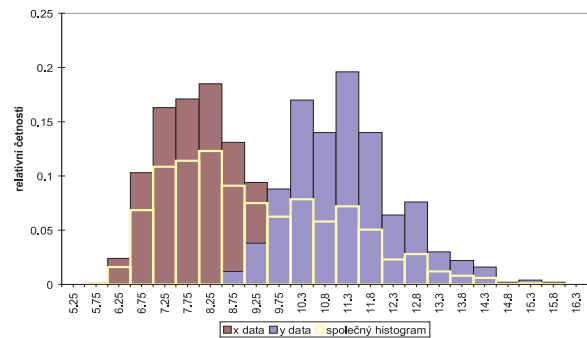
kde n_X , popř. n_Y , jsou relativní četnosti pro data ze souboru X , resp. Y . Histogramy relativních četností pro dva datové soubory jsou vyneseny na obr. 2, pro soubor Z (bílou čarou), který odpovídá rozdělení dat ve výsledném souboru, je vyznačen na obr. 3. Soubor Z můžeme aproximovat vhodným parametrickým rozdělením. Příklad kombinace nevhodných vstupních souborů je na obr. 4. Na první pohled je zřejmé, že výsledný soubor není možné aproximovat jednoduchým parametrickým rozdělením.



Obr. 2. Histogramy relativních četností pro dva datové soubory



Obr. 3. Výsledný histogram (bílá čára) relativních četností



Obr. 4. Výsledný histogram (bílá čára) relativních četností

Stanovení charakteristik aktualizovaného souboru

Nové výběrové charakteristiky pro soubor Z lze získat pomocí vztahů (23) až (27). Vztah (23) určuje odhad aktualizované střední hodnoty souboru Z . Za přesnější odhad je považován ten, který byl určen z více dat, a proto s uvažováním vztahů (21)

$$\bar{Z} = \bar{X} \frac{n}{n+m} + \bar{Y} \frac{m}{n+m}. \quad (23)$$

Pro druhý moment, tedy pro výběrový rozptyl, dostaneme dosazením (23) do (2) a úpravou toto vyjádření

$$S_Z^2 = S_X^2 \frac{n}{n+m} + S_Y^2 \frac{m}{n+m} + \bar{X}^2 \frac{n}{n+m} + \bar{Y}^2 \frac{m}{n+m} - \bar{Z}^2. \quad (24)$$

Vztah (25) určuje třetí moment, resp. koeficient šikmosti

$$A_{3Z} = \frac{M_{3Z}}{S_Z^3}, \quad (25)$$

kde M_{3Z} se určí ze vztahu (26), který vyplynul úpravou z (4) pro $k=3$,

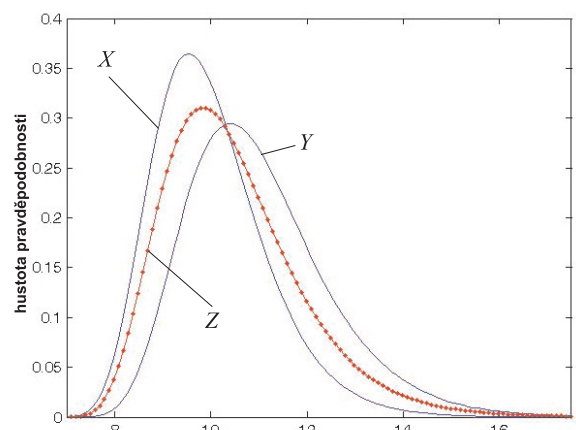
$$M_{3Z} = \frac{n}{n+m} M_{3X} + \frac{m}{n+m} M_{3Y} + 3(\bar{X} - \bar{Z}) \cdot \left(S_X^2 + \bar{X}^2 \right) \frac{n}{n+m} + 3(\bar{Y} - \bar{Z}) \cdot \left(S_Y^2 + \bar{Y}^2 \right) \frac{m}{n+m} - 2 \left[\frac{n}{n+m} \bar{X}^3 + \frac{m}{n+m} \bar{Y}^3 - \bar{Z}^3 \right]. \quad (26)$$

Momenty M_{3X} , popř. M_{3Y} , je možné určit takto

$$M_{3X} = A_{3X} \cdot S_X^3 \approx \alpha_X \sigma_X^3; \quad M_{3Y} = A_{3Y} \cdot S_Y^3 \approx \alpha_Y \sigma_Y^3. \quad (27)$$

Předchozí vztahy lze použít i tehdy, pokud k aktualizaci souboru X nemáme všechna data souboru Y , ale pouze střední hodnotu, směrodatnou odchylku a koeficient šikmosti.

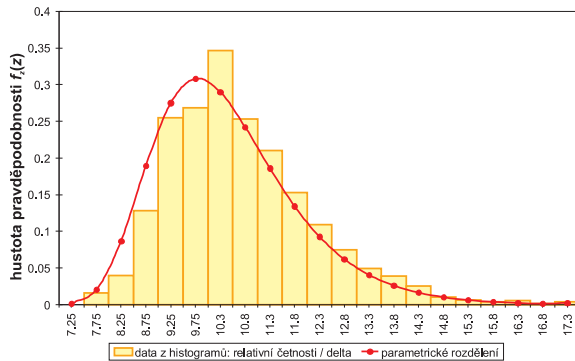
Samozřejmě, pokud je základní soubor dat dostatečně velký, lze ve vztazích (23) až (27) položit $m=0$, čímž tyto



Obr. 5. Aktualizované rozdělení Z (tečkovaná čára)

vztahy přejdou na výchozí vzorce (1) až (5). Parametrická rozdělení výchozích proměnných X , Y a aktualizované proměnné Z znázorňuje obr. 5.

Porovnání parametrického rozdělení a histogramu relativních četností aktualizovaného souboru Z ukazuje obr. 6. Byl proveden test χ^2 dobré shody, který v tomto případě prokázal oprávněnost použití parametrického rozdělení.



Obr. 6. Porovnání histogramu a parametrického rozdělení (relativní četnosti jsou děleny šířkou třídy Δ)

Aktualizace maticí spolehlivosti

Další informace lze do výpočtu zavést formou matice spolehlivosti vyjadřující výstižnost použitých metod. Můžeme mít například méně dat získaných metodou, která však dává přesnější výsledky, a naopak. Matici spolehlivosti je třeba sestavit expertním odhadem (tab.1). Prvky matice $P[ExX|X]$ a $P[ExY|Y]$ stanoví expert a vyjadřují jeho důvěru v kvalitu dat získaných příslušnou metodou. (Například $P[ExY|Y] = 0,9$ vyjadřuje, že 90 % dat ze souboru Y bude výstižně popisovat měřenou veličinu, v 10 % může jít o chyby.) Součet $P[ExX|X]$ a $P[ExY|X]$, popř. $P[ExY|Y]$ a $P[ExX|Y]$, musí být roven jedné. Původní pravděpodobnosti (21) potom aktualizujeme pomocí věty o úplné pravděpodobnosti.

Tab. 1. Spolehlivostní matice dvou metod stanovená expertem

Ex	X	Y
X	$P[Ex X X]$ 0,5	$P[Ex X Y]$ 0,1
Y	$P[Ex Y X]$ 0,5	$P[Ex Y Y]$ 0,9

Uvažujme, že máme 6 dat ze souboru X a 3 data ze souboru Y , pak podle (21)

$$P[X] = \frac{n}{n+m} = \frac{6}{6+3} = \frac{2}{3} = 0,6\bar{6}$$

a

$$P[Y] = \frac{m}{n+m} = \frac{3}{6+3} = \frac{1}{3} = 0,3\bar{3}$$

Potom zohledníme expertní matici spolehlivosti

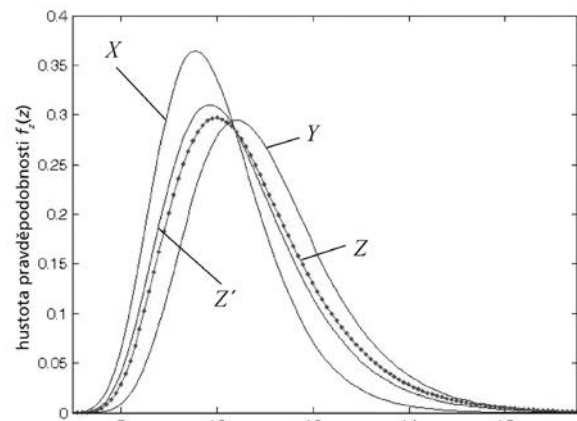
$$P[ExX] = P[ExX|X] \cdot P[X] + P[ExX|Y] \cdot P[Y] = 0,5 \cdot 0,6\bar{6} + 0,1 \cdot 0,3\bar{3} = 0,36\bar{6}$$

a

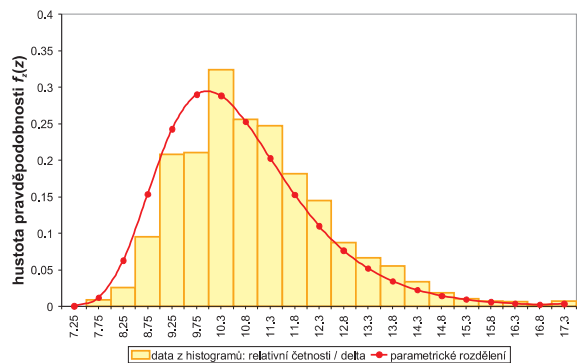
$$P[ExY] = P[ExY|X] \cdot P[X] + P[ExY|Y] \cdot P[Y] = 0,5 \cdot 0,6\bar{6} + 0,9 \cdot 0,3\bar{3} = 0,63\bar{3}$$

Stejně jako u původních vah je i součet aktualizovaných pravděpodobností roven jedné.

Vliv uplatnění aktualizovaných pravděpodobností na výsledné rozdělení proměnné Z je patrné z obr. 7. Dochází k poklesu maximální hodnoty hustoty pravděpodobnosti zvětšení rozptylu a posunu rozdělení doprava. Porovnání parametrického rozdělení (obr. 7) a histogramu relativních četností, určených pomocí aktualizovaných pravděpodobností $P[ExX]$ a $P[ExY]$, je na obr. 8.



Obr. 7. Změna aktualizovaného souboru po zahrnutí matice spolehlivosti do výpočtu (Z' – výsledný soubor bez zahrnutí matice spolehlivosti – viz obr. 4)



Obr. 8. Porovnání histogramu relativních četností s logaritmicko-normálním rozdělením (relativní četnosti jsou děleny šířkou třídy Δ)

Stejně jako v předcházejícím odstavci byl proveden test χ^2 dobré shody. I v tomto případě lze toto parametrické rozdělení použít pro další statistickou analýzu.

Závěr

V článku byla popsána možnost využití doplňujících informací k aktualizaci datového souboru pomocí vhodného doplňujícího souboru vztaheného k téže proměnné. Je ukázán způsob vytvoření výsledného histogramu z původních vstupních souborů. Aby výsledné parametrické rozdělení opravdu zohledňovalo skutečná data, je třeba posoudit vhodnost doplňujícího souboru právě pomocí kombinace histogramů. Při aktualizaci je možno uvážit i míru přesnosti metod, pomocí nichž byly jednotlivé soubory získány, a to pomocí spolehlivostní matice.

Alternativně lze druhý soubor nahradit expertním odhadem parametrického rozdělení. V tomto případě se doporučuje využít odhadu horního a dolního kvantilu a modu, popř. střední hodnoty. V článku jsou uvedeny výsledky aplikace popsaného postupu na jednoduchém příkladu.

Článek vznikl za dílčí podpory projektů 103/09/2016 GA ČR, 201/09/0755 GA ČR a 1M0579 MŠMT ČR v rámci činnosti Výzkumného centra CIDEAS.

Literatura

- [1] Menčík, J.: Použití bayesovských metod pro posuzování stavu a spolehlivosti konstrukcí. [Sborník], konference „Spolehlivost konstrukcí“, Ostrava, 2004, s. 41-46. /ISBN 80-248-0573-1/
- [2] Wonnacot, T. H. – Wonnacot, R. J.: Statistika pro obchod a hospodářství. Praha, Victoria Publishing 1993.
- [3] Leemis, L. M.: Reliability. Probabilistic Models and Statistical Methods. New Persey, Prentice Hall 1995.
- [4] Rektorys, K. a kol.: Přehled užití matematiky. Praha, Prométheus 1995. /ISBN 80-85849-72-0/
- [5] Šejnoha, M. – Šejnoha, J. – Kalousková, M. – Zeman, J.: Stochastic Analysis of Failure of Earth Structures. Probabilistic Engineering Mechanics, 2007, Vol. 22, No. 2, pp. 206-217. /ISSN 0266-8920/
- [6] Kalousková, M. – Šejnoha, M. – Blažek, J.: Porovnání dvou metod citlivostní analýzy zemních svahů, Stavební obzor, 17, 2008, č. 1, s. 11-15. /ISSN 1210-4027 /
- [7] Novák, J. – Kalousková, M.: Dokumentace programu Sperm. ČVUT Praha, 2009, www.cideas.cz/ke_stazeni/sperm/sperm_tutorial_20.pdf
- [8] Rao, S. S.: Reliability-Based Design. New York, McGraw-Hill 1992. /ISBN 0-07-051192-6/
- [9] Johnson, N. – Kot, S. – Kemp, A.: Univariate Discrete Distributions. New York, Wiley 1992.
- [10] Holický, M.: Reliability Analysis for Structural Design. Stellenbosch, SUN Press 2009. /ISBN 978-1920338-11-4/
- [11] Ditlevsen, O. – Madsen, H. O.: Structural Reliability Methods. Chichester, New York, Wiley 1996. /ISBN 0471960861/

Novotná, E. et al.: Reliability Improvements of Small Database Files Based on Additional Knowledge

In certain fields of engineering, such as geotechnics, it is rather difficult to obtain sufficiently large database files, which would make it possible reliably to assess certain parametric distributions of variables. In this paper, a simple procedure consists in conjunction of a given data file with a complementary one or with a piece of additional information delivered by an expert.

Novotná, E. u. a.: Erhöhung der Zuverlässigkeit kleiner Datenbestände mit Hilfe ergänzender Informationen

In manchen Gebieten des Ingenieurwesens ist es schwierig, ausreichend große Datenbestände zu erhalten, die eine zuverlässige Unterlage zur Gewinnung der für die Zuverlässigkeits- und Risikoanalyse notwendigen Parameter theoretischer Verteilungen wären. Ein typisches Beispiel ist die Geotechnik. Im Artikel wird ein einfaches Verfahren vorgeschlagen, das auf der Verbindung einer Basisdatei mit weiteren Daten beziehungsweise mit von einem Experten erhaltenen ergänzenden Informationen basiert.

● dizertace



Využití skupenských přeměn teplotnosných látek pro zvyšování efektivnosti soustav TZB

Ing. Josef Bahr

Práce se zabývá využitím materiálů se skupenskou změnou PCM k akumulaci tepelné energie. Při experimentálním měření byl použit prototyp akumulačního elementu PCM s teplotou skupenské přeměny +65 °C. Cílem je experimentální ověření použití PCM a návrh řešení, které umožní používání akumulace tepelné energie s využitím PCM v praxi.

Využití solární energie pro systémy TZB v nízkoenergetických budovách

Ing. Soňa Bártová

Dizertace analyzuje sluneční záření dopadající na území ČR se zaměřením na vnější okrajové podmínky a klimatická data. Na základě výpočetního modelu vybírá místa v republice vhodná pro umístění solárních kolektorů. V experimentální části práce se rozebírá měření na vybraném objektu a jeho hodnocení.

Inovace vybraných stěrkových a omítkových hmot druhotnými surovinami

Ing. Ondřej Horký

Zkoumá se možnost využití druhotných surovin při výrobě omítkových a stěrkových hmot. Důraz je kladen na substituci původních složek předem vybraných materiálů druhotnými surovinami při zachování odpovídajících fyzikálně mechanických a fyzikálně chemických vlastností.

Integrovaný systém znovuuzítí odpadních vod

Ing. Beáta Jánošová

Dizertace hodnotí potenciál opětovného použití odpadních vod v České republice. Na základě analýzy vybraných vodo-hospodářských dat a jejich modelování byly určeny regiony, které jsou vhodné pro aplikaci systémů recyklovaných odpadních vod. V těchto regionech byly navrženy ČOV připravené následnému použití čistěných odpadních vod.

Použití metod umělé inteligence při operativním řízení povodňových průtoků nádrží

Ing. Lubomír Jaroš

Řídicí algoritmus odtoku vody z nádrže v průběhu povodňové situace se pro deterministickou předpověď přítoku vody do nádrže navrhuje s využitím metod umělé inteligence. Byl ověřen stochastický přístup k řízení nádrže za povodňové situace, přičemž simulace chování nádrže za povodňové situace byla naprogramována v prostředí Matlab.

Vliv prostředí na životnost tepelně izolačních systémů

Ing. Jiří MADĚRA, Ph.D.
Ing. Jan KOČÍ
Ing. Václav KOČÍ
prof. Ing. Robert ČERNÝ, DrSc.
ČVUT – Fakulta stavební, Praha

prof. Xinying LU
Tsinghua University, Department of Civil Engineering
Beijing

Posouzení životnosti tepelně izolačních systémů včetně vnější omítky je provedeno pomocí počítačové analýzy. Pro popis transportu tepla a vlhkosti v porézních materiálech je zvolen difúzní model, který slouží k identifikaci zmrazovacích cyklů v konstrukci při použití různých klimatických dat – referenčního roku pro Prahu, Peking a Harbin. Počítačová analýza je provedena na pórobetonové nosné konstrukci opatřené tepelnými izolacemi na bázi minerální vlny a polystyrenu včetně aplikace vnější omítky.

Úvod

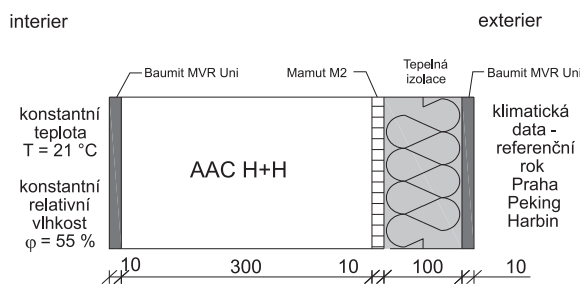
Návrh a posuzování zateplovacích systémů se provádí zpravidla na základě tepelně technických norem (české a evropské), kde je hlavním mechanismem a kritériem transport tepla. Šířením vlhkosti se normy zabývají pouze v rovině transportu vodní páry v ustáleném stavu. To představuje značné riziko při návrhu, neboť se neuvažuje např. transport kapalné vlhkosti, proudění vodní páry ve směsi se vzduchem ani sdružený přenos tepla a vlhkosti. Tyto zanedbané jevy mohou vést k podcenění množství kapalné vlhkosti v konstrukci nebo výskytu kondenzačních zón, které se mohou nacházet na jiných místech, než určuje normový výpočetní postup.

Nemalý vliv na správné zjištění teplotních a vlhkostních polí v konstrukci má i správná volba a interpretace klimatického zatížení. Není příliš výstižné brát v úvahu jen normové podmínky, které jsou v lepším případě prezentovány průměrnou měsíční hodnotou teploty a relativní vlhkosti, vhodnější je použít klimatická data, která popisují přesněji reálné klimatické zatížení, např. referenční rok, jenž obsahuje hodinové hodnoty teploty, relativní vlhkosti, intenzitu srážek, rychlost a směr větru, sluneční záření apod. za charakteristické, dostatečně dlouhé období.

Znalost teplotních a vlhkostních polí studovaných konstrukcí v dostatečném časovém rozsahu umožní také analýzu životnosti tepelně izolačních systémů včetně použitých vnějších omítek. Kombinace teplotních a vlhkostních parametrů konstrukce může vést k výskytu podmínek pro přechod vody obsažené v konstrukci v led a jeho následnou přeměnu v kapalinu. Tento jev se označuje zmrazovacím cyklem, který je v případě mrznutí doprovázen růstem objemu, což je jednou z hlavních příčin degradace stavebních materiálů.

Materiály a obvodový plášť

Pro výpočet byla uvažována konstrukce znázorněná na obr. 1. Nosná konstrukce byla vyrobená z autoklávaného pórobetonu P2-400 (H + H Česká republika), na kterou byly aplikovány tři různé zateplovací systémy. První dvě varianty zateplovacího systému byly na bázi minerální vlny (hydrofobní, hydrofilní), třetí varianta byla na bázi polystyrenu. Pro vnější a vnitřní omítky byla vybrána omítky Baumit MVR Uni, která je jednovrstvou omítkou určenou pro použití hlavně u konstrukcí z pórobetonu. Základní materiálové charakteristiky jsou uvedeny v tab. 1 a tab. 2 [2], [3], [4], [7], [9], [10]. Použity byly následující symboly: ρ – objemová hmotnost, ψ – pórovitost, c – měrná tepelná kapacita, μ – faktor difúzního odporu pro vodní páru, λ_{dry} – součinitel tepelné vodivosti v suchém stavu, λ_{sat} – součinitel tepelné vodivosti ve stavu plně nasyceném vodou, κ_{app} – průměrný součinitel vlhkostní vodivosti, w_{hyg} – hygroskopický obsah vlhkosti. Data pro maltu Mamut M2, měřená M. Jermanem v Laboratoři transportních procesů při Katedře materiálového inženýrství a chemie Fakulty stavební ČVUT v Praze, nebyla dosud publikována.



Obr. 1. Schéma obvodového pláště

Tab. 1. Základní materiálové charakteristiky pórobetonu a omítek

Parametr	Měřicí jednotka	AAC H+H P2-400	Omítky Mamut M2	Baumit MVR Uni
ρ	[kg m ⁻³]	412	1 430	1 402
ψ	[%]	80,3	42,6	44,4
c	[J kg ⁻¹ K ⁻¹]	1 250-1 385	1 020	1 020-1 780
μ	[-]	3,7-14,4	12,4	4,5-12,4
λ_{dry}	[W m ⁻¹ K ⁻¹]	0,094	0,481	0,443
λ_{sat}	[W m ⁻¹ K ⁻¹]	0,434	2,022	1,387
κ_{app}	[m ² s ⁻¹]	1,12E-09	1,07E-09	1,59E-09
w_{hyg}	[m ³ m ⁻³]	0,019	0,201	0,042

Tab. 2. Základní materiálové charakteristiky tepelných izolací

Parametr	Měřicí jednotka	Hydrofobní minerální vlna	Hydrofilní minerální vlna	Expandovaný polystyren
ρ	[kg m ⁻³]	270	71	50
ψ	[%]	88	96	97
c	[J kg ⁻¹ K ⁻¹]	630	810	1 300
μ	[-]	2,1-3,7	4,3	50
λ_{dry}	[W m ⁻¹ K ⁻¹]	0,045	0,043	0,04
λ_{sat}	[W m ⁻¹ K ⁻¹]	0,246	0,246	0,56
κ_{app}	[m ² s ⁻¹]	2,51E-10	8,40E-06	2,10E-11
w_{hyg}	[m ³ m ⁻³]	0,007	0,000046	0,001

Numerické řešení programem HEMOT

Výpočetní analýza byla provedena počítačovým programem HEMOT [1], který umožňuje simulaci teplotního a vlhkostního chování ve stavebních konstrukčních detailech (jednorozměrné i dvojrozměrné uspořádání). Tento program byl vytvořen s použitím programového balíku SIFEL [5].

Pro popis současného transportu tepla a vlhkosti byl použit Künzelův difúzní model [6]. Bilanční rovnice vlhkosti (1) a tepla (2) jsou formulovány vzorci

$$\frac{d\rho_v}{d\varphi} \frac{\partial \varphi}{\partial t} = \text{div} [D_\varphi \text{grad} \varphi + \delta_p \text{grad} (\varphi p_s)], \quad (1)$$

$$\frac{dH}{dT} \frac{\partial T}{\partial t} = \text{div} (\lambda \text{grad} T) + L_v \text{div} [\delta_p \text{grad} (\varphi p_s)], \quad (2)$$

kde ρ_v je parciální hustota vlhkosti, φ relativní vlhkost, δ_p permeabilita vodní páry, p_s tlak nasycené vodní páry, H hustota entalpie, L_v skupenské teplo výparné, λ součinitel tepelné vodivosti a T teplota. Koeficient transportu kapalné vlhkosti (3) je definován jako

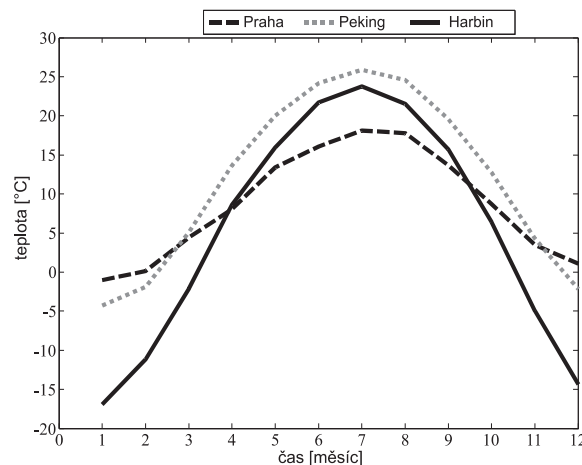
$$D_\varphi = \kappa \frac{d\rho_v}{d\varphi}. \quad (3)$$

Okrajové podmínky

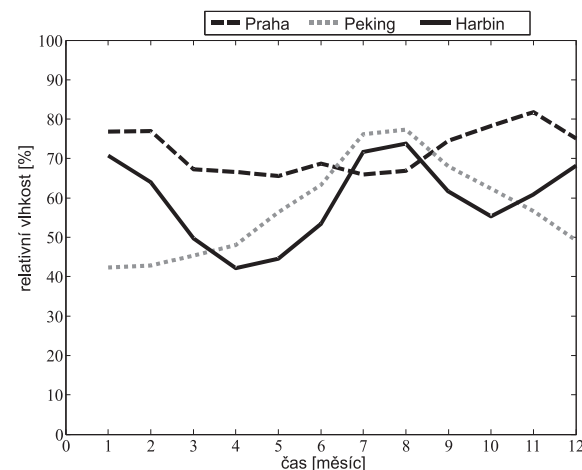
Klimatické podmínky jsou v různých částech světa rozdílné, a tím jsou rozdílné i požadavky na navrhované tepelné izolační systémy. Pro výpočty v tomto článku byla vybrána města Praha, Peking a Harbin. Praha patří do pásma oceánského klimatu s teplým létem a relativně chladnou zimou, Peking má i přes nevelkou vzdálenost od moře podnebí kontinentální s mrazivou zimou, díky sibiřské anticyklóně, a horkým vlhkým létem pod vlivem jižního monzonu. Harbin na rozdíl od Pekingu má velmi chladné zimy.

Vliv různého klimatu na navrhované skladby je vyjádřen vhodnou volbou okrajových podmínek. Aby okrajové podmínky modelu byly co nejpřesnější a nejvíce se přibližovaly skutečnosti, byl použit soubor meteorologických dat pro exteriérovou stranu, tzv. referenční rok. Referenční rok obsahuje statisticky zpracované hodinové hodnoty teploty, relativní vlhkosti vzduchu, směru a rychlosti větru, intenzity srážek, intenzity krátkovlnného a dlouhovlnného slunečního záření a další meteorologická data. Data pro referenční rok pro Prahu, Peking a Harbin byla získána pomocí softwaru Meteororm, verze 6.1 [8], který obsahuje meteorologickou

databázi s obslužným programem pro výpočet klimatických dat pro libovolné místo na Zemi. Pro porovnání jsou na obr. 2 a obr. 3 ukázány průměrné měsíční hodnoty teploty a relativní vlhkosti pro všechna uvažovaná města. Pro výpočty však byly použity hodinové údaje.



Obr. 2. Průměrná měsíční teplota



Obr. 3. Průměrná měsíční relativní vlhkost

Výsledky simulace

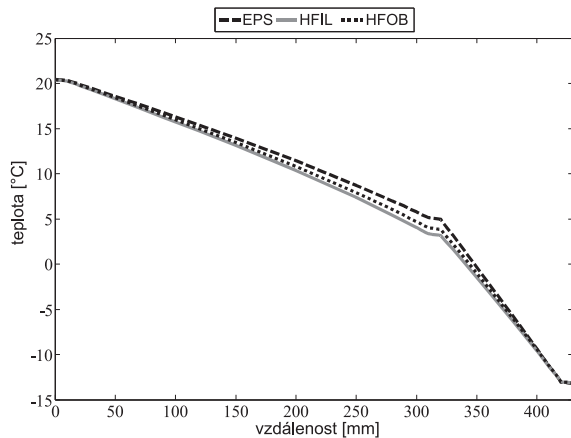
Výsledky simulací, provedených programem HEMOT pro různé skladby vstupních materiálů a okrajových podmínek uvedených výše, jsou shrnuty v obr. 4 až obr. 13. Všechny výpočty byly provedeny pro tři po sobě následující roky. Výsledky jsou uvedeny jako časový průběh teploty, relativní vlhkosti a objemové vlhkosti v konstrukci.

Průběh teplot

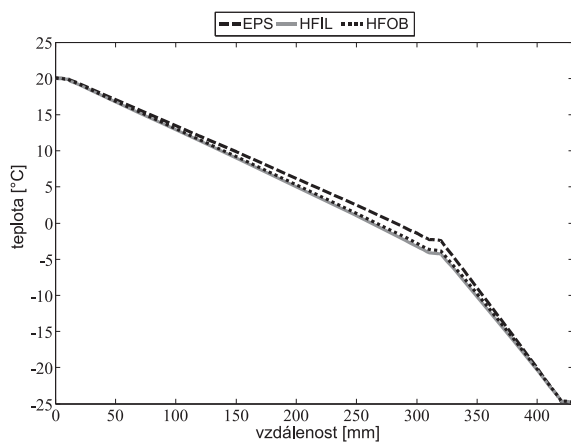
Díky velmi podobným hodnotám materiálových charakteristik izolačních materiálů, zejména pak hodnotám součinitele tepelné vodivosti, nedochází ve výsledcích k výraznějším rozdílům v rozložení teplotního pole, jak je patrné z obr. 4, kde je zachycen průběh teplot dne 12.1. třetího roku simulace. Jelikož se výsledky pro města Harbin i Peking velice podobají, prezentujeme na obr. 5 pouze výsledky pro Harbin.

Průběh relativní vlhkosti

Na rozdíl od porovnání tepelných izolací z hlediska vedení tepla jsou rozdíly z hlediska vedení vlhkosti už značné.

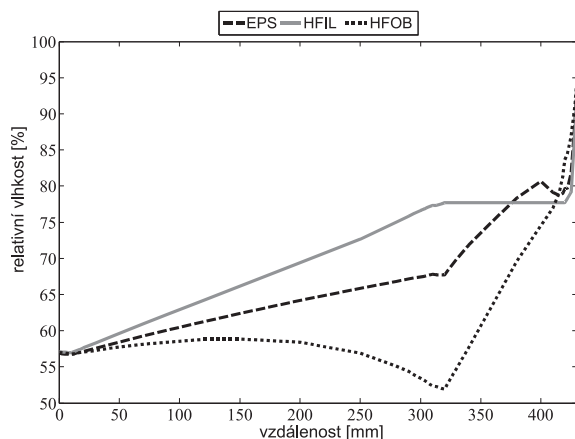


Obr. 4. Průběh teploty v konstrukci, Praha, 12. ledna, 3. rok

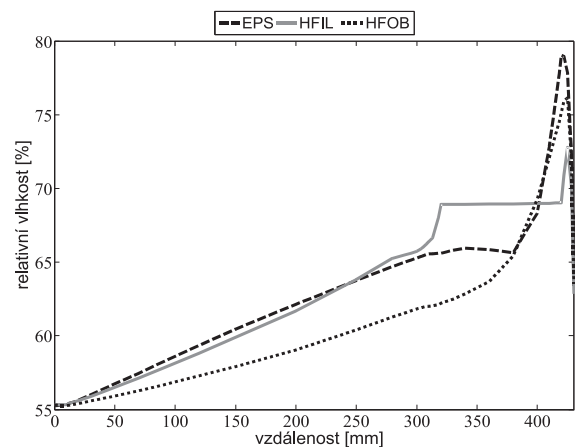


Obr. 5. Průběh teploty v konstrukci, Harbin, 12. ledna, 3. rok

Porovnání profilů relativní vlhkosti v celé konstrukci v klimatických podmínkách Prahy je znázorněno na obr. 6. Výsledky jsou pro 12. leden, typický den zimního období, třetí rok simulace. Je zřejmé, že nejlepší výsledky byly získány u hydrofobní minerální vlny. Expandovaný polystyren a hydrofilní minerální vlna dávají horší výsledky. Hydrofilní minerální vlna díky nízkému faktoru difúzního odporu pro vodní páru je schopna tuto vlhkost snížit odparem do venkovního prostoru, který byl prokázán v průběhu letního období (obr. 7). Expandovaný polystyren má poměrně vysoký faktor difúzního odporu pro vodní páru, a proto u něj v letních měsících nedochází k výraznějším změnám.

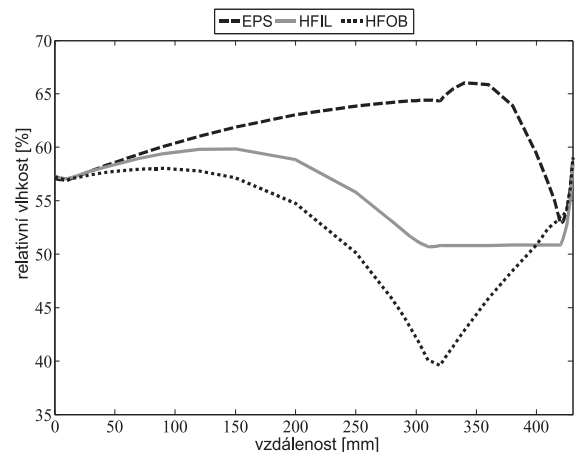


Obr. 6. Průběh relativní vlhkosti v konstrukci, Praha, 12. ledna, 3. rok

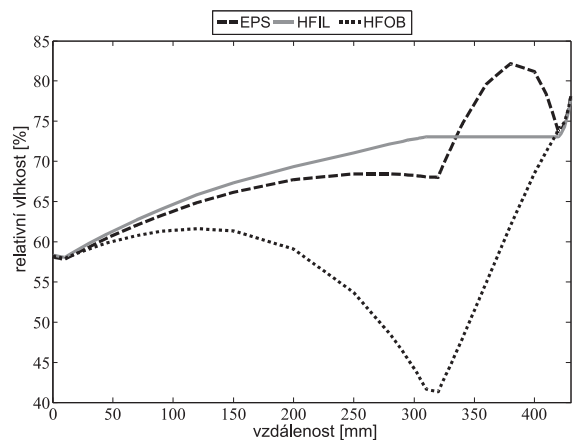


Obr. 7. Průběh relativní vlhkosti v konstrukci, Praha, 24. srpna, 3. rok

Výsledky simulací pro čínská města Peking a Harbin v zimním období jsou uvedeny na obr. 8 a obr. 9. Nejlepší výsledky dává stále hydrofobní minerální vlna, ale na rozdíl od Prahy zde izolace z expandovaného polystyrenu vychází nejhůře. Relativní vlhkost je vyšší téměř o 30 % proti hydrofobní minerální vlně.



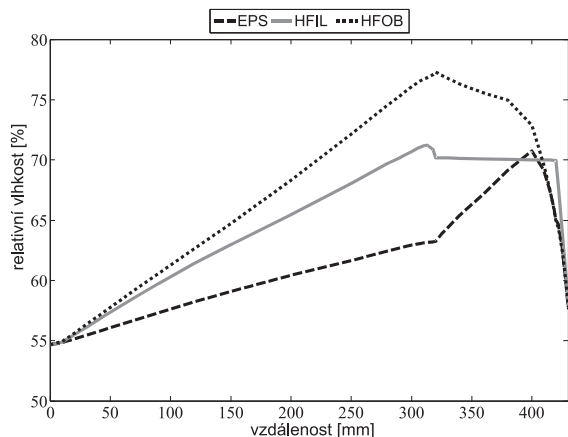
Obr. 8. Průběh relativní vlhkosti v konstrukci, Peking, 12. ledna, 3. rok



Obr. 9. Průběh relativní vlhkosti v konstrukci, Harbin, 12. ledna, 3. rok

Relativní vlhkost v expandovaném polystyrenu v letním období je sice výrazně nižší než u variant s minerální vlnou (obr. 10), i přesto je použití expandovaného polystyrenu pro

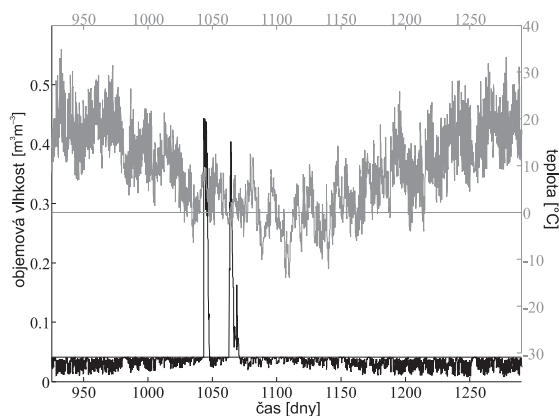
čínská města nevhodné. Je to dáno vysokou vlhkostí v zimním období, která představuje vysoké riziko kondenzace vodní páry a následného vzniku zmrazovacích cyklů. Tento výskyt vlhkosti je dán vysokým faktorem difúzního odporu pro vodní páru a malým součinitelem vlhkostní vodivosti.



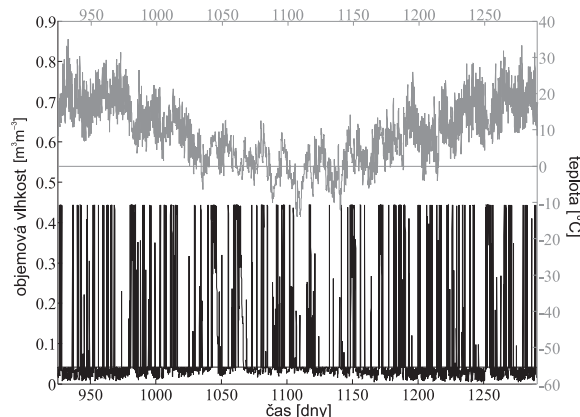
Obr. 10. Průběh relativní vlhkosti v konstrukci, Peking, 24. srpna, 3. rok

Mrazuvzdornost

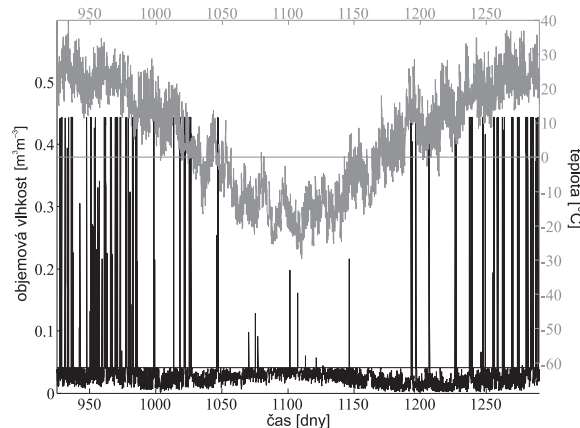
Životnost navrhovaného tepelně izolačního systému byla posouzena na základě počtu zmrazovacích cyklů. Zmrazovací cyklus vznikne při současném splnění dvou podmínek. První podmínkou je překročení teplotní meze, která odpovídá teplotě 0 °C, druhou je překročení vlhkostní meze, jež odpovídá maximální hygroskopické objemové vlhkosti daného materiálu. V grafech jsou tyto meze vyznačeny vodorovnou čarou příslušné barvy. V první fázi byl zjišťován počet zmrazovacích cyklů v bodě 2 mm od vnější strany externí omítky. V této fázi byly nalezeny zmrazovací cykly při použití klimatických dat pro Prahu. Hydrofilní minerální vlna neměla žádný zmrazovací cyklus. U hydrofobní minerální vlny bylo zjištěno 6 zmrazovacích cyklů a nejhůře dopadlo použití expandovaného polystyrenu, kde bylo nalezeno 12 cyklů. Posouzení mrazuvzdornosti konstrukce s hydrofobní minerální vlnou vystavené klimatickým okrajovým podmínkám pro Prahu je patrné z obr. 11. U čínských měst nebyl v této fázi nalezen zmrazovací cyklus, proto druhá fáze měla ukázat, zda jsou použité klimatické podmínky příhodné pro vznik zmrazovacích cyklů jinde. Zkoumaný bod byl posunut na hranu vnější omítky s přímým stykem s klimatickým zatížením (obr. 12, obr. 13).



Obr. 11. Průběh teploty a objemové vlhkosti, hydrofobní minerální vlna, 2 mm pod povrchem omítky, Praha



Obr. 12. Průběh teploty a objemové vlhkosti, hydrofobní minerální vlna, povrch omítky, Praha



Obr. 13. Průběh teploty a objemové vlhkosti, hydrofobní minerální vlna, povrch omítky, Harbin

Tab. 3. Zmrazovací cykly na vnějším povrchu obvodového pláště budovy

Klimatická zóna	Expandovaný polystyren	Hydrofilní minerální vlna	Hydrofobní minerální vlna
Praha	45	46	45
Peking	2	2	2
Harbin	7	3	7

Výsledky druhé fáze jsou uvedeny v tab. 3. Nejvíce zmrazovacích cyklů bylo zjištěno při použití klimatických dat pro Prahu. Tento rozdíl lze vysvětlit klimatickým pásmem. Oceánské klimatické pásmo se vyznačuje vlhkou a chladnou zimou, zatímco kontinentální klima velmi suchou zimou bez většího počtu srážek.

Závěr

Tento článek se zabýval vlivem prostředí na životnost zateplovacích systémů. Z výsledků je patrné, že správná volba materiálů zateplovacích systémů musí být provedena také s ohledem na klimatické zóny, v nichž bude konstrukce používána. Správná volba materiálů je rozhodující pro životnost celé konstrukce. Dále jsme ukázali podstatný vliv vnější omítky na ochranu tepelné izolace před kapalnou vlhkostí, která se ukázala nejdůležitější ve střední Evropě, kde jsou zimy vlhké a chladné a výskyt zmrazovacích cyklů je velmi častý.

Pokud jde o materiál tepelné izolace, ideálním řešením se zdá být hydrofobní minerální vlna, která ukázala velmi dobré výsledky bez ohledu na klimatické zóny. Použití expandovaného polystyrenu v čínských městech bylo nevhodné, zejména kvůli špatným vlhkostním charakteristikám.

Článek vznikl za podpory projektu ME10112 MŠMT ČR.

Literatura

- [1] Černý, R.: Complex System of Methods for Directed Design and Assessment of Functional Properties of Building Materials: Assessment and Synthesis of Analytical Data and Construction of the System. CTU in Prague, 2010, pp. 192-201.
- [2] Fučíková, L.: Moisture Properties of AAC Blocks in Dependence on the Environment Focused on Problems with Durability. [Diploma Thesis], CTU in Prague, 2009.
- [3] Jerman, M. – Maděra, J. – Černý, R.: Computational Modeling of Heat and Moisture Transport in a Building Envelope with Hydrophilic Mineral Wool Insulation. [Proceedings], Symposium on Building Physics in the Nordic Countries, Lyngby, Technical University of Denmark, BYG.DTU, 2008, pp. 449-456.
- [4] Jiříčková, M. – Černý, R.: Effect of Hydrophilic Admixtures on Moisture and Heat Transport and Storage Parameters of Mineral Wool. Construction and Building Materials, 20, 2006, pp. 425-434.
- [5] Kruis, J. – Koudelka, T. – Krejčí, T.: Efficient Computer Implementation of Coupled Hydro-Thermo-Mechanical Analysis. Mathematics and Computers in Simulation, 80, 2010, pp. 1578-1588.
- [6] Künzel, H. M.: Simultaneous Heat and Moisture Transport in Building Components. [PhD Thesis], Stuttgart, IRB Verlag 1995.
- [7] Maděra, J. – Kočí, V. – Vejmelková, E. – Černý, R.: Influence of Material Characteristics of Concrete and Thermal Insulation on the Service Life of Exterior. Renders, Computational Methods and Experimental Measurements XIV, C. Brebia (Ed.), Southampton, WIT Press 2009, pp. 13-23.
- [8] Meteororm Version 6, software version 6.1.0.20. METEOTEST, 2010.
- [9] Pernicová, R. – Pavlíková, M. – Pavlík, Z. – Černý, R.: Vliv metakaolinu na mechanické, tepelné a vlhkostní vlastnosti vápenných omítek. [Sborník], konference „Metakaolin“, VUT Brno, 2007, s. 70-77.
- [10] Výborný, J.: Stanovení tepelných parametrů a smrštění při vysychání vybraných pórobetonových tvárníc firmy H+H Česká republika, s. r. o., a Xella CZ. [Sborník], konference „Construmat“, ČVUT v Praze, 2009, s. 449-461.

Maděra, J. et al.: Impact of Environment on Durability of Heat-Insulating Systems

The durability of thermal insulation systems, including external plaster, is reviewed using computer analysis. For the description of heat and moisture transport in porous materials, a diffusion model is employed to help to identify frosting cycles in a structure while exploiting various climatic data, the reference year for Prague, Beijing and Harbin. The computer analysis is made on an aeroconcrete carrying structure fitted with heat insulation on the mineral wool and polystyrene basis, including application of the external plaster.

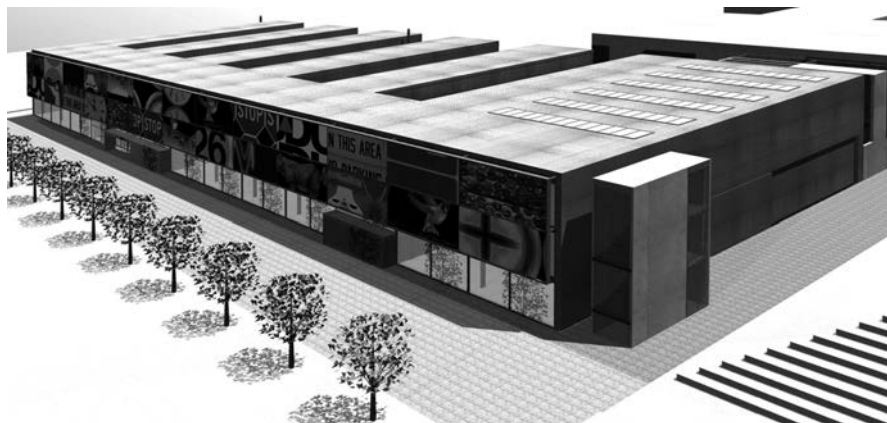
Maděra, J. u. a.: Einfluss des Milieus auf die Lebensdauer von Wärmedämmsystemen

Die Lebensdauer von Wärmedämmsystemen einschließlich des Außenputzes wird durch eine Computeranalyse beurteilt. Für die Beschreibung des Wärme- und Feuchtigkeitstransports in porösen Materialien wird ein Diffusionsmodell gewählt, das zur Identifizierung der Frost-Tau-Wechsel im Bauteil bei der Anwendung verschiedener Klimadaten – eines Referenzjahres für Prag, Peking und Harbin – dient. Die Computeranalyse wird an einer mit Wärmedämmungen auf Basis von Mineralwolle und Polystyrol versehenen Porobeton-Tragkonstruktion einschließlich Anwendung eines Außenputzes vorgenommen.

• projekty

Ústav umění a designu v Plzni

Základní kámen nové budovy Ústavu umění a designu Západočeské univerzity v Plzni byl položen v polovině prosince minulého roku. Architektonický návrh vytvořil architektonický a projektový ateliér APA – Ing. arch. Jan Štípek. Jde o novostavbu zhruba obdélníkového tvaru s rozměry přibližně 100 x 40 m. Styl budovy je industriální, s převládajícím šedým interiérem, v němž vyniknou expozice studentů. Uvnitř budou učebny, ateliéry, pracovny pedagogů včetně zázemí, vybudovány budou rovněž speciální komíny pro keramickou a výhledově i kovářskou pec. Handicapovaným návštěvníkům budovy bude



sloužit bezbariérový přístup. Investorem výstavby je Západočeská univerzita v Plzni, projektovou dokumentaci zpracoval HBH atelier, zhotovitelem je Divize 7 České Budějovice závodu Pozemní stavitelství OHL ŽS. Do nové budovy, která bude součástí univerzitního areálu na Borech, se Ústav umění a designu přestěhuje přibližně za dva roky.

Tisková informace

Studium hydratace rychlovazného cementu měřením hydratačního tepla cementové pasty, cementové malty a betonové směsi

Bc. Jan ZÁKOUTSKÝ
RNDr. Vratislav TYDLITÁT, CSc.
prof. Ing. Robert ČERNÝ, DrSc.
ČVUT – Fakulta stavební
Praha

V článku je popsáno porovnávací měření hydratačního tepelného výkonu a hydratačního tepla cementové pasty, cementové malty a betonové směsi s cementem CEM I 42,5R Mokrý speciálním kalorimetrem umožňujícím práci se vzorky o hmotnosti až 1 500 g. V rámci chyb měření není nalezen rozdíl mezi hydratačním teplem cementu v cementové pastě, maltě a betonové směsi za shodných podmínek. Ukazuje se tedy, že v daném případě vliv kameniva na hydratační teplo je zanedbatelný.

Úvod

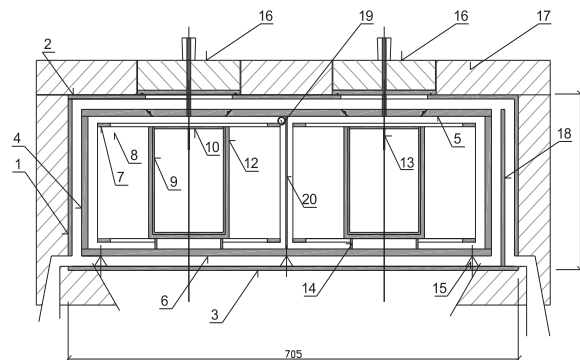
Účinky tepla uvolněného při hydratačním tunutí a tvrdnutí cementových malt a betonových směsí na výslednou stavební konstrukci jsou rámcově známé. Řada problémů ovšem zůstává otevřených a je tématem současných prací, viz např. [1]. V České republice platí dvě metody pro určení hydratačního tepla cementů v souladu s normami Evropské unie, a to metoda semiadiabatická [2] a metoda rozpouštěcí [3]. I v dalších zemích jsou standardizovány metody k měření hydratačního tepla. V USA se užívá [4], v Rusku [5], v Japonsku platí [6].

Nevýhodou většiny normovaných metod je, že jsou určeny pro několikagramové množství vzorku a neumožňují měřit hydrataci v hrubozrnných maltovinách a jejich směsích. Výjimkou je metoda [2], která není izotermická. Vzorkem je zde cementová malta zrnitostí do 4 mm a není dán způsob přepočtu výsledku ze semiadiabatického měření na izotermní data o hydrataci. Ruská norma [5] popisuje metodu izotermického měření. Navržený postup, využívající líniový analogový zapisovač a analogový integrátor k záznamu dat, nemá výstup v digitální formě. V roce 2008 jsme komentovali v Evropě normované způsoby měření hydratačního tepla [7] a uvedli výhodu izotermického měření metodou vodivostního kalorimetru. Připomeňme, že jeden z prvních izotermických vodivostních kalorimetrů zkonstruoval Calvet [8]. Šlo o velmi nákladný přístroj, který pracoval se systémem termosloupů, jež byly v kontaktu mezi měřicí celou a těžkým kovovým pláštěm elektricky izolovány. Soustavu termosloupů použili ve svém přístroji Oliew a Wieker [9]. Odvádění hydratačního tepla zajišťovaly galvanicky zhotovené termosloupy (měď/konstantan) prouděním a zářením do okolí. Přenos tepla vedením ze skleněné nádoby s hydratujícím vzorkem do těžké měděné nádoby kontaktní termosloupovou vrstvou vyrobenou z polovodičů použil např. Kuzel [10]. Evju [11] popsala použití polovodičové termosloupové destičky jako snímače tepelného toku v dife-

renčně zapojeném kalorimetru s měřicí a referenční částí. Kalorimetr TAM Air [12] je tvořen osmi takovými kalorimetry, popisovanými Evju, a umožňuje osm paralelních měření. Teplo se odvádí do přesně temperované hliníkové desky. V naší práci jsme rovněž použili metodu vodivostního kalorimetru.

Experimentální metoda

K měření hydratačních parametrů cementové pasty, malty a betonové směsi jsme použili přístroj KB01 pro měření hydratačního tepla hrubozrnných maltovin [13]–[15]. Řez měřicí částí kalorimetru, která je uzavřena ve vnějším a vnitřním plášti z dobře tepelně vodivé slitiny na bázi hliníku, je zřejmý z obr. 1. Prostorem mezi vnějším a vnitřním pláštěm je proháněn vzduch s regulovanou teplotou $\pm 0,15$ °C. Funkce kalorimetru spočívá v izotermickém snímání tepelného toku vyvolaného uvolňovaným hydratačním teplem ze vzorku umístěného ve vnitřní reakční nádobě. Teplo se odvádí do izotermního pláště žebry s termosloupy. Žebro má jedny spoje termosloupy izolovaně umístěné na nádobě snímače tepelného toku a druhé spoje na konci žebra v blízkosti vnitřní strany vnitřního pláště. Na nádobě každého snímače, měřicího i referenčního, tvoří 24 žebér hvězdicí, která přenosem přes vzduchovou mezeru předává vedením i zářením teplo do začerněného vnitřního pláště.



Obr. 1. Řez měřicí částí kalorimetru KB01

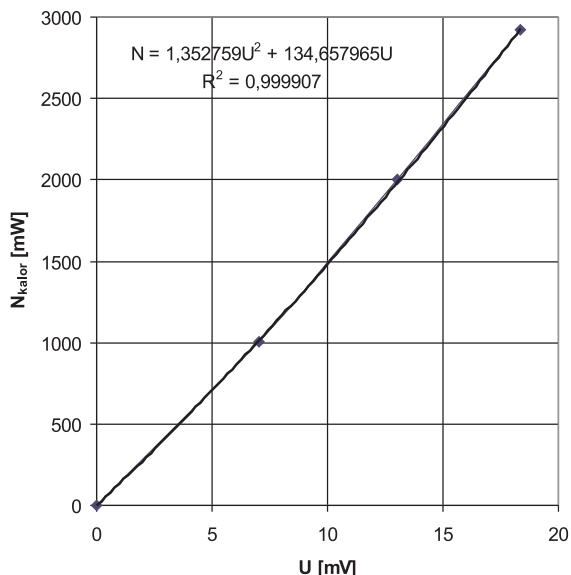
1, 2, 3, 18, 17 – vnější plášť; 4, 5, 6 – vnitřní plášť; 7, 8 – žebra s termosloupy; 9, 10 – vnitřní reakční nádoba; 12 – nádoba snímače tepelného toku, otvor pro teploměr; 13 – odporový teploměr; 14, 15 – podpěry nádoby snímače a vnitřního pláště; 16 – víka; 19 – vývod pro kabely, 20 – přepážka

Přístroj KB01 včetně komerčních přístrojů ke kalibraci Jouleovým teplem je na obr. 2 vlevo, měřící ústředna COMET a počítače vpravo. Pro jeho kalibraci byla zkonstruována kovová vložka ve tvaru reakční nádoby, na které je v drážkách navinut drát z konstantanu \varnothing 0,127 mm o celkovém odporu 72,1 Ω . Kalibrační vložkou bylo v kalorimetru gene-

rováno Jouleovo teplo o výkonu 1, 2 a 3 W. Kalibrační charakteristika, reprezentovaná polynomem 2. řádu, je mírně zakřivená a je uvedena na obr. 3.



Obr. 2. Kalorimetr připojený na ústřednu a počítač



Obr. 3. Kalibrační závislost tepelného výkonu uvolněného v kalorimetru na signálu na výstupu snímače (výstup se snímá měřicí ústřednou COMET)

Podstatnou částí procesu měření hydratačního tepelného výkonu v kalorimetru KB01 je první kalorimetrická perioda, ve které jsou v kalorimetru umístěny zvlášť tuhé složky a zvlášť voda. V této periodě probíhá vyrovnání teploty kalorimetru, tuhých složek suchého vzorku a vody před smícháním a dosáhne se počátečního izotermního stavu. V případě měření cementové pasty to byl cement, při měření cemento-

vé malty to byl zvlášť cement a zvlášť směs tří frakcí čistého křemenného normového písku, při měření betonové směsi to byl zvlášť cement a zvlášť směs tří frakcí kameniva (tab. 1).

Tab. 1. Hmotnostní poměr složek ve vzorcích cementové pasty, cementové malty a betonové směsi při hydrataci (normalizovaný písek, frakce PGI, PGII a PGIII [16])

Složení vzorku [g]	Cement	Voda	Normalizovaný písek zrnitosti [mm]			Kamenivo zrnitosti [mm]			Hmotnost vzorku [g]
			0,08-0,5	0,5-1	1-2	0-4	4-8	8-16	
cementová pasta	600	300							900
cementová malta	300	180	300	300	300				1 380
betonová směs	360	180				564	120	276	1 500

Materiály byly těsně uzavřeny v polyetylenových sáčcích pryžovým vláknem. Voda byla navážena do těsně uzavíratelné polyetylenové nádoby. Temperování a ustalování teploty složek v kalorimetru probíhalo současně v měřicí i referenční nádobě přibližně 24 h. Poté byly sáčky s tuhými frakcemi i nádoba s vodou z kalorimetru vyjmuty, jejich teplota změřena a vzorek včetně vody míchán ve zvážené polyetylenové nádobě třepáním po dobu 3 min. Smíchaný vzorek byl uložen do polyetylenového sáčku, utěsněn, zvážen a uložen do měřicí nádoby kalorimetru. Výstupní signál kalorimetru byl zaznamenáván během celého procesu vyjímání složek, míchání, vložení a uzavření. Hydratace – druhá kalorimetrická perioda – probíhala od okamžiku vložení do kalorimetru, nejvýše asi 3 min od přidání vody po dobu 120 h a déle (tab. 2). Třetí kalorimetrická perioda, tj. ustálení po vyjmutí vzorku, proběhla v první periodě dalšího měření.

Tab. 2. Závislost hydratačního tepla na době hydratace pro cementovou pastu, cementovou maltu a betonovou směs s rychlovažným cementem CEM I 42,5R

Maltovina	Cementová pasta			Cementová malta		Betonová směs	
Vzorek	KB01_1	KB01_2	KB01_3	KB01_4	KB01_6	KB01_7	KB01_8
Cement [g]*	590,7	599,9	599,8	298,1	298,0	359,2	330,1
Čas [h]	hydratační teplo Q [$J \cdot g^{-1}$]						
24	193,3	177,4	171,1	184,0	204,4	183,5	175,3
48	281,9		253	277,2	286,8	268,3	257,7
72	324,1		288,3	316,1	325,7	305,5	296,2
96	346,6		307,9	340,7	351,0	328,2	322,8
120	360,5		321,1		367,7	343,6	340,5
144						354,8	
168							
v/c	0,5			0,6		0,5	

* množství cementu ve vzorku měřeném v kalorimetru

Výstupní napětí U [mV] z diferenčně zapojených soustav termosloupů měřicího a referenčního snímače tepelného toku snímala s periodou 15 s ústředna COMET 5+. K ovládní a transformaci dat byl využit komerční program. Záznam výstupního napětí U se prováděl kanálem, který umož-

ňoval měření v rozsahu -2 až 100 mV. Současně byly zaznamenávány teploty měřicí a referenční nádoby měřené platinovými odporovými teploměry Pt100 \varnothing 3 mm. Data z ústředního počítače transformoval do programu Excel. Pro jedno měření byl rozsah dat asi 30 000 hodnot napětí U a stejně pro teplotu měřicí a teplotu referenční nádoby. Pro kontrolu byla zaznamenána do protokolu žádaná a skutečná teplota temperačního vzduchu kalorimetru s citlivostí $0,1$ °C.

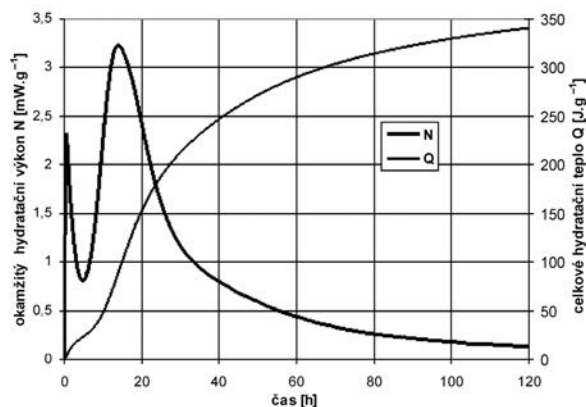
Údaje z měření, tj. datum, čas, teplota temperačního vzduchu, teplota laboratoře a údaje o grafických záznamech, se zaznamenávají do jednotného formuláře, který se archivuje. Průběh hydratačního výkonu se vypočítává pomocí kalibrační funkce (obr. 3) na hodnoty měrného hydratačního tepelného výkonu N [$\text{mW}\cdot\text{g}^{-1}$ cementu] z výstupního napětí U . Časová závislost (měrného) hydratačního tepla Q [$\text{J}\cdot\text{g}^{-1}$ cementu] se získá integrací hydratačního tepelného výkonu N v čase.

Experimentální výsledky

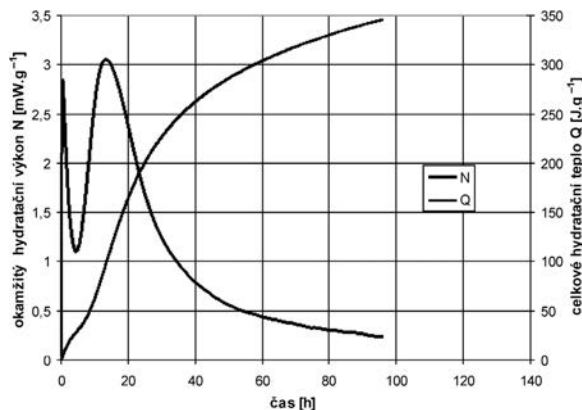
Byl naměřen několikadenní průběh výstupního napětí U [mV]. Pro výpočet měrných hydratačních výkonů N byl použit soubor dat se třemi hodnotami pro každý okamžik v patnáctisekundových intervalech od 3 min od přidání vody do nejméně 120 h. Z těchto údajů bylo vypočteno hydratační teplo Q tří maltovin s cementem CEM I 42,5R Mokrý do doby hydratace 120 h.

Předmětem experimentální práce bylo mimo jiné rozhodnout, do jaké míry se účastní základní silikátová plniva vývoje tepla při hydratační reakci. K tomuto účelu byla změřena data při hydrataci cementové pasty, při hydrataci cementové malty a betonové směsi. Složení měřených maltovin je uvedeno v tab. 1. Normový křemenný písek je charakterizován v protokolu [16].

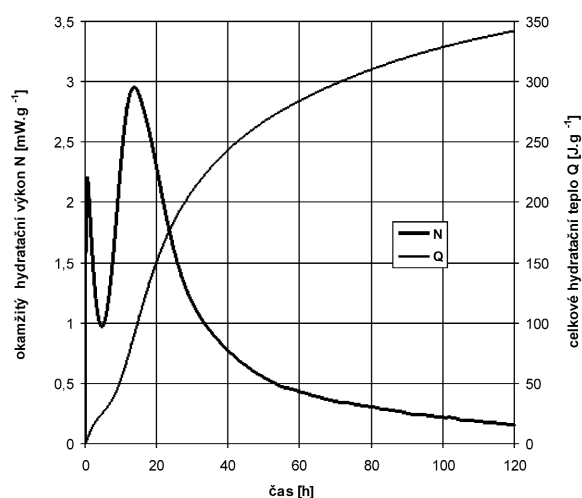
Výsledky měření jsou uvedeny na obr. 4 až obr. 6 a v tab. 2, kde jsou vztaženy na množství cementu v jednotkách hydratačního výkonu N [$\text{mW}\cdot\text{g}^{-1}$] a hydratačního tepla Q [$\text{J}\cdot\text{g}^{-1}$]. Z tabulky je patrný mírně odchylný průběh hydratačního výkonu N a hydratačního tepla Q pro cementovou maltu na rozdíl od pasty a betonové směsi. Pro pastu a betonovou směs byl použit vodní součinitel $v/c = 0,5$, malta byla namíchána při použití $v/c = 0,6$. V článku jsme možný rozdíl mezi hydratačními tepelnými výkony a hydratačními teplemi vlivem rozdílného vodního součinitele u cementové pasty a cementové malty nepředpokládali. Porovnání hodnot N a Q pro pastu a maltu při stejném vodním součiniteli bude provedeno v pozdějších měřeních, aby se tento možný problém vyjasnil.



Obr. 4. Hydratační tepelný výkon a hydratační teplo cementové pasty s CEM I 42,5R (střední hodnota ze 2 měření, vztaženo na 1 g cementu, $v/c = 0,5$, teplota 20 °C)



Obr. 5. Hydratační tepelný výkon a hydratační teplo cementové malty s CEM I 42,5R (střední hodnota ze 2 měření, vztaženo na 1 g cementu, $v/c = 0,6$, teplota 20 °C)



Obr. 6. Hydratační tepelný výkon a hydratační teplo betonové směsi s CEM I 42,5R (střední hodnota ze 2 měření, vztaženo na 1 g cementu, $v/c = 0,5$, teplota 20 °C)

Tab. 3. Porovnání středních hodnot naměřeného hydratačního tepla v cementové pastě a v betonové směsi ($v/c = 0,5$; 20 °C)

Doba hydratace [h]	Hydratační teplo		Rozdíl Q [%]
	cementové pasty	betonové směsi	
Q [$\text{J}\cdot\text{g}^{-1}$]			
24	180,6	179,4	0,7
48	267,5	263,0	1,7
72	306,2	300,9	1,7
96	327,2	325,5	0,5
120	340,8	342,1	-0,4

Porovnání střední hodnoty z měření hydratačního tepla Q cementové pasty a betonové směsi se shodnými vodními součiniteli uvádí tab. 3. Rozdíl mezi naměřenými hodnotami byl velmi malý, méně než 2 % z aktuální hodnoty Q .

Diskuze

Hydratační teplo betonové směsi s hrubým kamenivem nad velikost 4 mm měřené za izotermních podmínek jsme v literatuře nenalezli. Hydrataci maltoviny lze sledovat také

postupným měřením obsahu nehydratované vody. Takové měření provedli Matoušek a kol. [17]. Jejich výsledky byly ovlivněny měnící se teplotou velkého betonového kvádru. Porovnávání jiných fyzikálních parametrů než tepelných a vlhkostních mezi tuhnoucí cementovou pastou a betonovou směsí ovšem nepřináší odpověď na otázku chemické účasti hrubozrnného plniva v hydratačních dějích.

Omezenou účast hrubozrnného kameniva v hydratačních dějích lze odůvodnit jednak jeho nízkou rozpustností ve vodě, jednak podstatně menším povrchem proti povrchu pojiva. Jak je patrné z výsledků měření, cementová pasta a betonová směs s cementem CEM I 42,5R Mokrý vykazují při hydrataci v rámci chyb měření shodné hodnoty hydratačního tepla vztaženého na 1 g použitého cementu v podmínkách, kdy pasta i betonová směs měly shodný vodní součinitel a hydratace obou maltovin proběhla izotermně při 20 °C.

Příčinou zvýšení hydratačního tepelného výkonu a hydratačního tepla cementové malty proti cementové pastě a betonové směsi v tab. 2 může být rozdílně použitý vodní součinitel. U malty je $v/c = 0,6$, u cementové pasty a u betonové směsi je použita hodnota 0,5. Není vyloučena ani účast křemenného písku zrnitosti 0,08-2,00 mm na hydratačním ději. Tuto otázku bude ovšem třeba vyjasnit v dalších experimentech.

Závěr

V nově zkonstruovaném kalorimetru KB01 pro sledování hydratace hrubozrnných materiálů byl měřen hydratační tepelný výkon a hydratační teplo cementové pasty, cementové malty a betonové směsi s cementem CEM I 42,5R po dobu pěti dní. Byly použity vzorky maltovin o hmotnosti 0,9-1,5 kg. Z výsledků vyplývá, že kamenivo použité v betonové směsi nemělo na vývoj hydratačního tepla prokazatelný účinek při porovnání s vývojem tepla v hydratující cementové pastě.

Článek vznikl za podpory výzkumného záměru MSM 6840770031 MŠMT ČR.

Literatura

- [1] Valenta, R. – Šejnoha, J. – Šejnoha, M. – Krejčí, T.: Management of Hydration Heat Evolution. Engineering Mechanics, 2006 [CD-ROM], Inst. of Theor. and Appl. Mech. AS CR, Prague. /ISBN 80-86246-27-2/
- [2] ČSN EN 196-9, 722100 Metody zkoušení cementu – Část 9: Stanovení hydratačního tepla – Semiadiabatická metoda (EN 196-9-2003 Methods of Testing Cement – Part 9 Determination of Cement Hydration Heat – Semiadiabatic Method), 2004.
- [3] ČSN EN 196-8 722100 Metody zkoušení cementu – Část 8: Stanovení hydratačního tepla – Rozpouštěcí metoda (EN 196-8 Methods of Testing of Cement – Part 8 Heat of Hydration – Solution Method)
- [4] ASTM C186-05 Standard Test Method for Heat of Hydration of Cement. ASTM Annual Book of Standards, Vol. 04.01, ASTM, West Conshohocken, Pennsylvania, 2005.
- [5] GOST 310.5-88: Cementy. Metod opredelenija teplovydelenija. Ministerstvo promyšlenosti stroitelnykh materialov SSSR. Data vvedeniya 1.1.1989.
- [6] JIS R 5203:1995 Testing Method for Heat of Hydration of Cement. Japan Standard, Revised 20.2.2008.
- [7] Tydlitát, V. – Tesárek, P.: Comment to the Standardisation of Cement Hydration Heat Measurement. [Proceedings], Conference on Experimental and Computational Methods for Directed Design and Assessment of Functional Properties of Building Materials (Eds. E. Vejmelková, J. Maděra, P. Tesárek), CTU Prague, 2008, p. 241. /ISBN978-80-01-041084-0/
- [8] Calvet, E. – Prat, H.: Recent Progress in Microcalorimetry. Oxford, Pergamon Press, 1963.
- [9] Oliev, G. – Wieker, W.: Aufbau und Einsatzmöglichkeiten eines Differentialkalorimeters. Silkattechnik, 32, 1981, No. 3, s. 119-231.
- [10] Kuzel, H.-J.: Ein leistungsfähiges Wärmeleitungs-kalorimeter. TIZ-Fachberichte, Vol. 108, No. 1, 1984, s. 46-51.
- [11] Evju, C.: Initial Hydration of Cementitious Systeme Using a Simple Isothermal Calorimeter and Dynamic Correction. Journal of Thermal Analysis and Calorimetry, 71, 2003, pp. 829-840.
- [12] TAM Air An Eight Channel Isothermal Heat Flow Calorimeter. C3 Process - und Analysentechnik GmbH. Dr. Thomas Lemke. Haar bei Munchen, 2007.
- [13] Tydlitát, V. – Tesárek, P. – Černý, R.: Kalorimetr k měření hydratačního tepla betonu s hrubým kamenivem. [Užitný vzor], Úřad průmyslového vlastnictví, 20426. 2010-01-11.
- [14] Černý, R. (ed.): Complex System of Methods for Directed Design and Assessment of Functional Properties of Building Materials. CTU in Prague, 2010, pp. 127-129. /ISBN 978-80-01-04576-3/
- [15] Tydlitát, V. – Tesárek, P. – Zákoutský, J.: Kalorimetr k měření hydratačního tepla kompozitních materiálů. [Sborník], mezinárodní kalorimetrický seminář, Univerzita Pardubice, Líšeck u Bystřice nad Pernštejnem, 2010, s. 193-196. /ISBN 978-80-7395-259-4/
- [16] Normalizovaný písek CEN, ČSN EN 196-1, certifikát č. 040-033569 z 8.9.2009 vyd. Technický a zkušební ústav Praha pro firmu Filtrační písky, Chlum.
- [17] Kuráž, V. – Matoušek, J. – Litoš, J.: Měření vlhkosti a teploty v průběhu hydratace samozhutitelného betonu. Stavební obzor, 11, 2002, č. 6, s. 184-185. /ISSN1210-4027/

Zákoutský, J. et al.: Investigation of Hydration of Quick-Setting Cement by Means of Measurement of Hydration Heat of Cement Paste, Cement Mortar and Concrete Mix

This article describes comparative measurement of hydration thermal output and hydration heat of cement paste, cement mortar and concrete mix with CEM I 42.5R Wet cement using a special calorimeter facilitating handling of samples up to 1 500 g of weight. Assuming measurement errors, no difference between hydration heat of cement in cement paste, mortar and concrete mix has been discovered in identical conditions. Therefore, the effect of aggregate on hydration heat has proven negligible in this case.

Zákoutský, J. u. a.: Studium der Hydratation schnell bindenden Zements durch Messung der Hydratationswärme von Zementpaste, Zementmörtel und Betonmischung

Im Artikel wird eine Vergleichsmessung der Hydratationswärmeleistung und der Hydratationswärme von Zementpaste, Zementmörtel und Betonmischung mit Zement CEM I 42,5R Mokrý mit einem speziellen Kalorimeter beschrieben, das die Arbeit mit Proben mit einer Masse von 1 500 g ermöglicht. Im Rahmen der Messfehler wird unter übereinstimmenden Bedingungen kein Unterschied zwischen der Hydratationswärme des Zements in der Zementpaste, dem Zementmörtel und der Betonmischung gefunden. Es zeigt sich also, dass im gegebenen Fall der Einfluss des Zuschlags auf die Hydratationswärme vernachlässigbar ist.

STAVEBNÍ OBZOR

ROČNÍK 20 ČÍSLO 6/2011

Navigace v dokumentu

OBSAH

Beneš, M. – Štefan, R. Povrchové odštěpování betonových konstrukcí při požáru	161
Kočí, V. – Maděra, J. – Černý, R. Vliv okolních podmínek na životnost betonových konstrukcí s tepelnou izolací	167
Nováček, J. – Štenko, M. – Šťastník, S. Aplikace strukturálních hydrofobizérů v suchých maltových směsích	172
Šlezinger, M. – Pelikán, P. – Foltýnová, L. Vliv geosyntetických sítí na růst travin při založení zemního armovaného stabilizačního koberce	180
Hlavsa, T. – Jarský, Č. Návrh a dimenzování zařízení staveniště pomocí webové aplikace	183
Sýkora, J. – Pešková, Z. Hodnocení historického jádra venkovských sídel pro potřeby výuky	187

Povrchové odštěpování betonových konstrukcí při požáru

*Ing. Michal BENEŠ, Ph.D.
Ing. Radek ŠTEFAN
ČVUT – Fakulta stavební
Praha*

V článku jsou shrnuty dosavadní poznatky o tepelném odštěpování povrchu betonových konstrukcí vystavených extrémnímu teplotnímu zatížení při požáru. Na jednoduchém příkladu je ilustrováno kritérium pro předpověď povrchového odštěpování vycházející z matematického modelu sruženého transportu tepla a vlhkosti.

Úvod

Rozvoj metodiky navrhování konstrukcí na účinky požáru přispívá k návrhu ekonomičtějších a bezpečnějších staveb. Kromě možných požárních scénářů, metod stanovení požárního zatížení, postupů pro stanovení rozložení teploty v konstrukci a dalších parametrů ovlivňujících požární odolnost konstrukcí je třeba vyvíjet teoretické a z nich vyplývající výpočetní modely zdokonalující předpoklady odezvy konstrukce na požární zatížení. Výsledky získané pomocí numerického modelování přispívají k lepšímu pochopení složitých procesů probíhajících v betonu vystaveném extrémním teplotním podmínkám. Komplexní přístup popisující teplotní, vlhkostní, chemické a mechanické procesy poskytuje možnost zpřesnit odhad reálného nebezpečí při požáru a stanovit efektivněji prvky požární ochrany.

Požární odolnost konstrukcí patří mezi základní prvky požární ochrany a lze ji stanovit jednak na základě osvědčených návrhových řešení (tabulkové hodnoty, požární zkoušky), jednak zjednodušenými nebo zpřesněnými výpočetními metodami [12].

U výpočetních metod je důležitou součástí návrhu konstrukce na účinky požáru stanovení rozložení fyzikálních veličin v analyzované konstrukci, které výrazným způsobem ovlivňují její odezvu na požární zatížení. Beton se vyznačuje velmi dobrými vlastnostmi z hlediska požární odolnosti. To však neznamená, že při požáru nedochází vlivem působení vysokých teplot k jeho poškození. Jedním z negativních projevů, typickým pro betonové konstrukce, je povrchové odštěpování, které může v určitých případech způsobit i kolaps konstrukce. Jeho příčiny nejsou doposud dostatečně odůvodněny.

Plak investorů na prodloužení životnosti betonových konstrukcí vede k používání stále kvalitnějších betonů. Paradoxem zůstává, že právě vysokohodnotné kvalitní betony jsou v případě extrémního teplotního zatížení teplotním odštěpováním obecně mnohem více ohroženy. Jedním z moderních řešení je aplikace polypropylenových vláken do

struktury betonu [1], [8]. Tato technologie je známa již řadu let, avšak její praktické uplatnění bylo iniciováno sérií požárních katastrof v evropských tunelech (Channel, Montblanc, Great Belt Link, Tauern) na konci minulého století [9], [10]. Je třeba zdůraznit, že současné technologie vycházejí výlučně z laboratorních zkoušek. Jejich ekonomická náročnost však zvyšuje poptávku po využití efektivních výpočetních metod při protipožárním návrhu.

V článku jsou shrnuty dosavadní poznatky o tepelném odštěpování povrchu betonových konstrukcí vystavených extrémnímu teplotnímu zatížení při požáru. Na jednoduchém příkladu je ilustrováno kritérium pro předpověď povrchového odštěpování vycházející z matematického modelu sruženého transportu tepla a vlhkosti.

Chemické a transportní procesy v betonu při teplotním zatížení

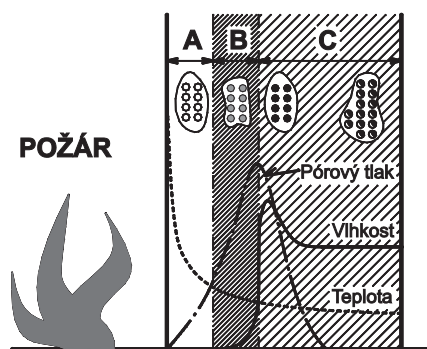
V průběhu vystavení betonu působení vysoké teploty se jeho vlastnosti z hlediska transportu tepla a vlhkosti významně mění v důsledku diferenciální teplotní roztažnosti způsobující rozevírání mikrotrhlin a změny pevné struktury spojené s chemickým rozkladem cementové pasty (dehydratace) a dalších složek včetně fázové přeměny křemene. Tyto procesy vedou ke snížení objemové hmotnosti betonu, zvýšení pórovitosti, následně pak k nižší tepelné vodivosti a zvýšení prostupnosti (permeability) z hlediska migrace vodní páry. Všechny tyto jevy je třeba uvažovat při analýze chování betonových konstrukcí za vysokých teplot.

Dosáhne-li teplota v betonu 105 °C, začíná dehydratace, tj. uvolňování vody při rozkladu hydrosilikátu vápenatého (C-S-H). Při dalším zvyšování pokračuje jeho rozklad za výrazného vzniku mikrotrhlin. Narušení vazeb mezi kame-nivem a zatvrdlou cementovou pastou v důsledku rozdílné teplotní roztažnosti a fázová změna křemene z triklinické soustavy na soustavu hexagonální (okolo 575 °C) vedou k dalšímu růstu pórovitosti betonové struktury. Dehydratační procesy pokračují až do 800 °C za rozkladu hydroxidu vápenatého (400-600 °C) a uhličitánu vápenatého (600-900 °C). Jde vesměs o endotermní reakce, které zpomalí růst teploty. Při vystavení betonu teplotám okolo 900 °C dochází k úplnému rozkladu zatvrdlé cementové pasty. Při teplotách okolo 1 000 °C dochází k celkové degradaci betonu [13].

Vlhkost v betonu je přítomna po celou dobu jeho předpokládané životnosti, a proto je třeba problém kombinovaného transportu tepla a vlhkosti, zahrnující transport vody v kapalně fázi i vodní páry, řešit komplexně. V obecném případě zahrnuje transport vlhkosti šíření směsí suchého vzduchu a vodní páry vyvolané konvekcí, infiltraci trhlinami a póry a

transport vody (volné či vázané) způsobený především difúzí, kapilárními procesy a gravitací. Pro beton, zvláště při vystavení vysokým teplotám, tak nelze předpokládat rozložení teploty pouze z tradičních teplotních charakteristik (tepelné vodivosti, měrné tepelné kapacity, objemové hmotnosti betonu apod.). Pohyb vlhkosti v betonu je doprovázen významným transportem energie spojeným s vývojem výparného tepla a teplem hydratačním a dehydratačním. Vzhledem k vysokým hodnotám pórového tlaku v případě vysokopevnostního betonu vystaveného požáru (obecně extrémním teplotním změnám) je nutné uvažovat konvekci včetně difúze [2].

Vystavíme-li povrch betonového prvku extrémním teplotním účinkům, jako například při požáru, teplota exponovaného povrchu velmi rychle vzrůstá. Část objemu vody v kapalné fázi se při nárůstu teploty odpaří a vlhkost (zahrnující jak vodu v kapalné fázi, tak vodní páru) prostupuje póry betonové struktury do míst s nižší teplotou, kde část vypařeného objemu opět zkondenzuje, což způsobí lokální nárůst vlhkosti. Část objemu vodní páry se pak dále absorbuje do pevné struktury betonu. Latentní teplo, potřebné k dosažení varu kapalné vody, lokálně zpomaluje růst teploty. Při lokálním překročení teploty nad cca 95 °C dochází v betonu k dodatečné hydrataci (přeměna volné vody v chemicky vázanou) s odpovídajícím množstvím uvolněné tepelné energie. Pokud teplota lokálně přesáhne 105 °C, začíná dehydratace, tj. uvolnění chemicky vázané vody s odpovídající spotřebou tepelné energie. Vlhkost dále postupuje do chladnějších částí. Vzhledem k tomu, že beton není příliš propustný pro transport vlhkosti (nízká permeabilita, řádově až 10^{-18} m²), nemůže voda v kapalné fázi ani vodní pára pronikat pórovou strukturou betonu tak rychle, jak rychle se uvolňuje v důsledku dehydratace a vypařování. Voda obsažená v pórech betonu v kapalné fázi tak tvoří „bariéru“ (moister clog) bránící dalšímu pohybu vlhkosti, což způsobuje podstatný nárůst pórového tlaku v blízkosti exponovaného povrchu, jak je schematicky znázorněno na obr. 1. Společně s teplotní roztažností bývá tomuto jevu přisuzována primární příčina povrchové degradace betonu projevující se povrchovým odprýsknutím při extrémních teplotních podmínkách.



Obr. 1. Schéma vývoje teploty, vlhkosti a pórového tlaku v průřezu stěny jednostranně vystavené účinkům požáru
A – suchá zóna, B – část průřezu s póry nasycenými vodní párou, C – vlhká část průřezu (plně či částečně saturovaná zóna zahrnující „moister clog“)

Povrchové odštěpování betonu při požáru

Beton se vyznačuje velmi dobrými vlastnostmi z hlediska požární odolnosti, mezi jeho přednosti patří zejména nehořlavost (v porovnání se dřevem) a relativně nízká tepelná vodivost (teplo nemůže snadno pronikat strukturou, např. při porovnání s ocelí). I přes tyto nesporné pozitivní vlastnosti

bývá beton při požáru poškozen. Mezi závažné negativní projevy betonu patří jeho povrchová degradace a odštěpování v důsledku působení extrémního teplotního zatížení. Předpověď tepelného odštěpování betonu je komplexní problém vzhledem k mnoha složitým vlastnostem a parametrům vstupujícím do tohoto procesu. Značná ztráta povrchové hmoty konstrukčních prvků v důsledku odštěpování vede obecně ke zmenšení plochy průřezu, ke zrychlování nárůstu teploty uvnitř konstrukce, ztrátě pevnosti betonu, obnažení výztuže, ztrátě její pevnosti vlivem vysokých teplot, následným dalším podpovrchovým trhlinám a odlupování, a tím ke ztrátě celkové únosnosti konstrukce. Tepelné odštěpování betonu ovlivňuje několik základních faktorů [9], [10]:

- rychlost tepelného zatížení a profil teplotní křivky,
- počáteční objem vlhkosti,
- objemová hmotnost betonu,
- velikost průřezu betonového prvku,
- rozložení napětí v betonu od vnějšího zatížení a předpětí betonového prvku,
- množství výztuže při exponovaném povrchu.

Podle způsobu odprýsknutí a jeho příčin dále rozlišujeme tyto základní typy:

– **explozivní odštěpování** se projevuje v úvodní fázi, v časovém rozmezí 7-30 minut po vzniku požáru (obecně závisí na typu betonu). Vyznačuje se prudkým odlupováním větších či menších částí betonu (plošný rozměr 100 až 300 mm, v hloubce 15-20 mm) z povrchové plochy. Může se projevit ojediněle, v pravidelných intervalech i v místech, kde již k odprýsknutí došlo. Závažnost tohoto vysoce negativního jevu spočívá v jeho náhodné a vysoké intenzitě, vedoucí až ke vzniku hlubokých výmolů a redukci průřezové plochy konstrukčních prvků a dále ke ztrátě jejich případné oddělovací funkce;

– **plošné odštěpování** se projevuje též v úvodní fázi tepelného zatížení, typickým projevem je vznik plošných podpovrchových puchýřů a dutin a jejich následné odprýsknutí. Je doprovázeno odlétáváním menších částí o rozměru cca 20 mm. Nebezpečí spočívá v možném celoplošném odstranění krycí vrstvy a celkovém obnažení výztuže;

– **štěpení a odprýsknutí částí kameniva** souvisí především s rozdílnou tepelnou roztažností jednotlivých složek betonové směsi a narušením vazby mezi kamenivem a zatvrdlou cementovou pastou v důsledku fyzikálních a chemických přeměn během tepelného zatížení;

– **oddělení hran a rohových částí** se projevuje v pokročilejší fázi tepelného namáhání, při němž se plně rozvinou trhliny v důsledku tahových napětí podél hran a rohů v místech uložení výztuže.

Současné výzkumy potvrzují, že nejnebezpečnějším typem tepelného odštěpování betonu je explozivní forma, která může vést až ke katastrofálním důsledkům, tj. ke kolapsu celé konstrukce. Plošné odštěpování, štěpení a odprýsknutí částí kameniva včetně oddělení hran a rohových částí není z hlediska bezpečnosti a bezprostředních důsledků požáru tak závažné, byť je není možné zanedbat.

Příčiny odštěpování

Odštěpování betonu vyvolané účinky vysokých teplot, jako například při požáru, nejsou dodnes z fyzikálního pohledu zcela vysvětleny. Obecně přijatá teorie uvádí následující základní příčiny.

Pórový tlak (tlakové gradienty)

Tato hypotéza je založena na předpokladu nízké permeability a týká se především vysokopevnostního betonu s vys-

kou objemovou hmotností, nízkou permeabilitou a pórovitostí. Nízká permeabilita vede k vysokým gradientům pórového tlaku. Dle předpokladu pórový tlak způsobuje selhání, které se projevuje explozivním odštěpováním. Tento defekt je tím výraznější, čím je rychlost tepelného zatížení vyšší. Tato teorie je v souladu s experimentálním pozorováním i numerickými výsledky. Bývá často uváděna jako hlavní a rozhodující faktor tepelného odštěpování ve většině případů.

Tepelné napětí (teplotní gradienty)

Tato hypotéza vysvětluje odštěpování v důsledku teplotní roztažnosti betonu a značného rozdílu teplot mezi chladnou a ohřátou částí, a tudíž rozdílem napětí od teploty. Vysoké teplotní gradienty v důsledku extrémní teploty, nízké teplotní vodivosti a vysoké tepelné kapacity betonu mají za následek vysoká tahová napětí až na mez pevnosti betonu v tahu při dosažené teplotě. Naopak pórovým tlakům přisuzuje tato hypotéza pouze sekundární roli. Tyto příčiny se uvažují jako primární (případně v kombinaci s pórovými tlaky) především u běžných betonů s vyšší pórovitostí a permeabilitou a způsobují především plošné odštěpování a oddělení hran a rohových částí betonových prvků. V případě rychlého nárůstu teploty se může podílet i na explozivní formě odprýsknutí.

Pórový tlak, tepelné napětí a trhliny od vnějšího zatížení

Někdy bývá uváděna jako příčina tepelného odštěpování kombinace předchozích mechanismů s uvážením výskytu trhlin od vnějšího zatížení situovaných paralelně s exponovaným povrchem [9]. Výskyt trhlin naopak zvyšuje pórovitost a permeabilitu betonu, čímž snižuje pórový tlak. Vliv trhlin může být dále zahrnut do empirického vztahu teplotní závislosti meze pevnosti v tahu betonu.

Matematický model transportu tepla a vlhkosti v betonu

Nechť Ω značí oblast v R^n , $n = 1, 2$ (v případě $n = 1$ Ω představuje otevřený interval, pro $n = 2$ je Ω rovinná oblast) vyplněnou betonem. Matematický popis transportních procesů v Ω vychází z klasické termodynamiky, konkrétně ze zákona zachování hmotnosti (transport vlhkosti) a zákona zachování energie (rovnice vedení tepla). Matematický model tvoří dvě parciální diferenciální rovnice bilance vlhkosti a tepla, doplněné stavovou rovnicí pórového tlaku a příslušnými okrajovými a počátečními podmínkami.

Bilanční rovnice vlhkosti a tepelné energie

Bilanční rovnice transportu vlhkosti a vedení tepla v betonu reprezentují soustavu nelineárních parciálních diferenciálních rovnic ve tvaru [2], [3], [4]

$$\frac{\partial w}{\partial t} - \nabla \cdot \left(\frac{a(w, \theta)}{g} \nabla P \right) = \frac{\partial m_{dehydr}(\theta)}{\partial t}; \quad (1)$$

$$\rho_s C_s(\theta) \frac{\partial \theta}{\partial t} - \nabla \cdot (\lambda(\theta) \nabla \theta) + C_w \frac{a(w, \theta)}{g} \nabla P \cdot \nabla \theta = -h_{dehydr} \frac{\partial m_{dehydr}(\theta)}{\partial t}. \quad (2)$$

V rovnicích (1)-(2) w , θ a P značí tři hledané neznámé fyzikální veličiny: vlhkost [$\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$], teplotu [K] a pórový tlak [Pa]. Pro ostatní fyzikální veličiny je zavedeno následující označení:

$$\begin{aligned} a(w, \theta) &- \text{permeabilita vlhkého betonu} [\text{m} \cdot \text{s}^{-1}], \\ \lambda(\theta) &- \text{tepelná vodivost betonu} [\text{W} \cdot \text{m}^{-1} \cdot \text{K}^{-1}], \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} g &- \text{gravitační zrychlení} [\text{m} \cdot \text{s}^{-2}], \\ \rho_s C_s(\theta) &- \text{tepelná kapacita betonového skeletu} [\text{J} \cdot \text{m}^{-3} \cdot \text{K}^{-1}], \\ m_{dehydr}(\theta) &- \text{množství dehydratované vody} [\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}], \\ C_w &- \text{specifické teplo vody v kapalně fázi} [\text{J} \cdot \text{kg}^{-1} \cdot \text{K}^{-1}], \\ h_{dehydr} &- \text{entalpie dehydratace} [\text{J} \cdot \text{kg}^{-1}]. \end{aligned}$$

Stavová rovnice pórového tlaku

Tři neznámé fyzikální veličiny w , θ a P jsou vzájemně svázány vztahem

$$w = \Phi(P, \theta), \quad (3)$$

tzv. rovnicí sorpční izotermy. Sorpční izotermy vyjadřují závislost mezi vlhkostí w a pórovým tlakem P při dané teplotě θ . Konkrétní tvar rovnice (3) lze nalézt například v [6]. Sorpční izotermy charakterizují ab/de-sorpční procesy, které odpovídají stavu rovnováhy mezi absorbovaným vlhkostním obsahem při specifické teplotě a množstvím vlhkosti obsaženém ve struktuře betonu. Nad 40% relativní vlhkosti začíná kapilární kondenzace v nejmenších mikropórech materiálu a při nárůstu vlhkosti dochází ke kondenzaci též v objemnějších pórech a mikrotrhlinách. Při relativní vlhkosti okolo 97% je možné uvažovat vlhkost již pouze ve formě kapalně fáze. Porézní materiál se obecně projevuje hysterezí (ireverzibilitou procesu). V obecném případě je tedy třeba uvažovat časový vývoj procesu v závislosti na jeho historii. Pro „dostatečně“ pomalé toky lze předpokládat absorpční (popř. desorpční) jevy určené ze sorpčních křivek měřených při ustáleném stavu. Pro beton vystavený působení vysoké teploty a pórového tlaku (a jejich náhlým změnám) je však sporné rozhodnout, zda je možné tento rovnovážný přístup uplatnit také v tomto případě.

Okrajové a počáteční podmínky

Soustavu rovnic (1)-(3) je třeba doplnit o příslušné okrajové a počáteční podmínky. Okrajové podmínky vyjadřují přestup tepelné energie a transfer vlhkosti přes hranici či její část uvažované oblasti Ω . V případě hranice nebo její části vystavené působení tepelného zatížení vlivem požáru uvažujeme okrajové podmínky ve tvaru

$$-\frac{k(w, \theta)}{g} \frac{\partial P}{\partial \mathbf{n}} = \beta_c (P - P_\infty), \quad (4)$$

$$-\lambda(\theta) \frac{\partial \theta}{\partial \mathbf{n}} = \alpha_c (\theta - \theta_{iso}) + e \sigma_0 (\theta^4 - \theta_{iso}^4), \quad (5)$$

kde α_c, β_c značí přestupní součinitele, e emisivitu a σ_0 je Stefanova-Boltzmannova konstanta. Na části hranice oblasti Ω , která je vystavena běžným okolním podmínkám (tj. část hranice není vystavena požáru a není tepelně a vlhkostně izolována) uvažujeme okrajové podmínky

$$-\frac{k(w, \theta)}{g} \frac{\partial P}{\partial \mathbf{n}} = \beta_c (P - P_\infty), \quad (6)$$

$$-\lambda(\theta) \frac{\partial \theta}{\partial \mathbf{n}} = \alpha_c (\theta - \theta_\infty). \quad (7)$$

Položíme-li v (6)-(7) $\beta_c = 0$ či $\alpha_c = 0$, získáme okrajové podmínky popisující izolovanou část hranice (proti přestupu tepla či vlhkosti).

Počáteční podmínky vyjadřují rozložení neznámých veličin w , θ a P na počátku studovaného procesu, tj. v našem případě v okamžiku vzniku požáru. S ohledem na vztah (3) jen dvě veličiny lze volit nezávisle, třetí veličinu je poté nutné vypočítat ze stavové rovnice (3). V našem případě volíme

teplotu θ [K] a pórový tlak P [Pa], tj.

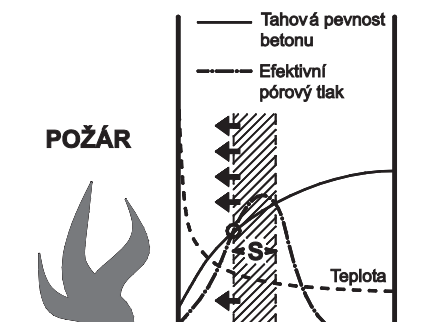
$$\begin{aligned} \theta(0) &= \theta_0 \\ \text{a } P(0) &= P_0 \text{ v oblasti } \Omega \text{ v počátečním stavu } t = 0. \end{aligned} \quad (8)$$

Numerické řešení a předpověď odprýsknutí

Vzhledem k nelinearitě matematického modelu, vyjádřeného soustavou rovnic (1)-(8), není možné nalézt jeho analytické řešení a je třeba přistoupit k numerickému řešení. Diskretizace dle prostorových proměnných je provedena metodou konečných prvků, časová diskretizace semiimplicitním schématem [5]. Numerický algoritmus byl implementován v prostředí matematického nástroje MATLAB [11]. Řešením získáme numerickou aproximaci neznámých veličin w , θ a P v jednotlivých časových krocích. Ze znalosti rozložení pórového tlaku P a teploty θ v oblasti Ω určíme předpověď odprýsknutí užitím kritéria [7]

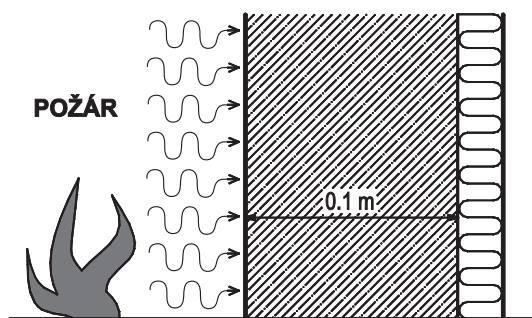
$$P_{ef} = \phi P > f_{ct}, \quad (9)$$

kde ϕ je pórovitost betonu, P_{ef} efektivní pórový tlak a $f_{ct} = f_{ct}(\theta)$ značí tahovou pevnost betonu při dané teplotě θ [7].



Obr. 2. Kritérium pro předpověď odprýsknutí povrchu betonového segmentu (vyšrafovaná část S průřezu značí oblast, v níž hodnoty efektivního pórového tlaku přesahují hodnoty tahové pevnosti betonu)

Kritérium je graficky znázorněno pro jednodimenzionální úlohu na obr. 2. Chování numerického modelu ukážeme na příkladu betonového vzorku (mechanicky nezátížená deska



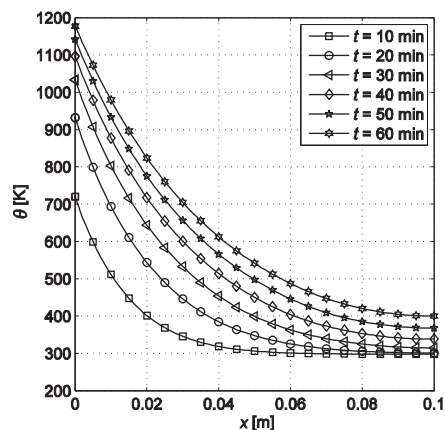
Obr. 3. Řez betonovým vzorkem jednostranně vystaveným působení požáru

či stěna) šířky $h = 0,1$ m, jednostranně vystaveného požáru (obr. 3). Povrch odvrácený od požáru uvažujeme tepelně izolován. Návrhový požární scénář je modelován pomocí normové teplotní křivky (ISO 834)

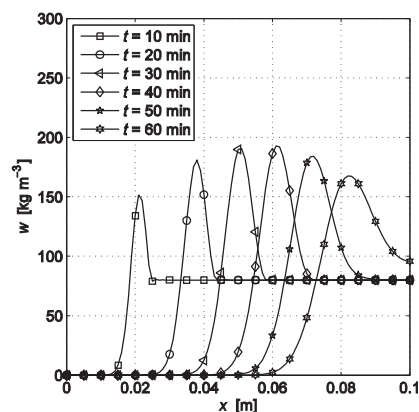
$$\theta_{iso}(t) = 298,15 + 345 \log(8t/60 + 1) \text{ [K]}.$$

V počátečním stavu má vzorek teplotu 298,15 K a pórovitost $\phi = 0,1$ [-].

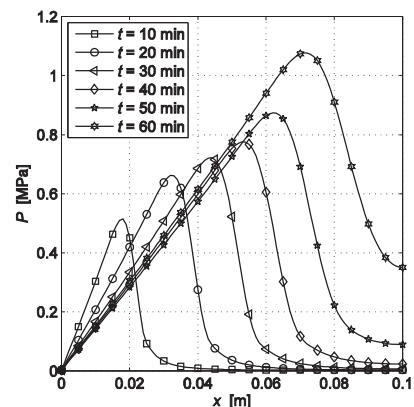
Typický průběh teploty, vlhkosti a pórového tlaku při počáteční relativní vlhkosti $RH_0 = 0,8$ a referenční hodnotě permeability $a_0 = 10^{-12} \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$ v čase 10-60 min znázorňují obr. 4a-4c. Numerické výsledky potvrzují stávající předpoklady. Teplota při povrchu vystaveném požáru velmi rychle vzrůstá a po deseti minutách dosahuje přes 700 K, po 60 min dosahuje na povrchu téměř 1 200 K. Vlhkost proudí směrem ke chladnějšímu povrchu, kde vytváří tzv. moisture clog, který brání dalšímu prostupu vlhkosti, což má za následek enormní nárůst pórového tlaku, jak je patrné z obr. 4b a obr. 4c.



Obr. 4a. Průběh teploty pro různé časy

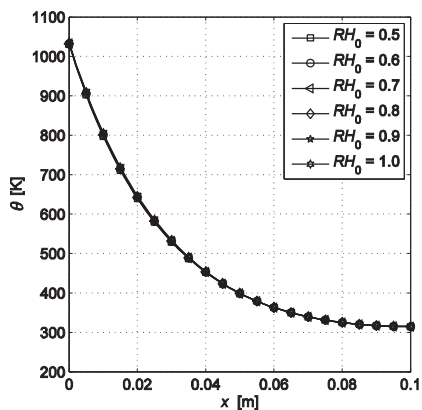
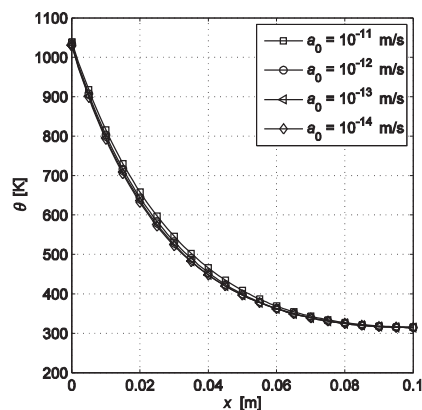
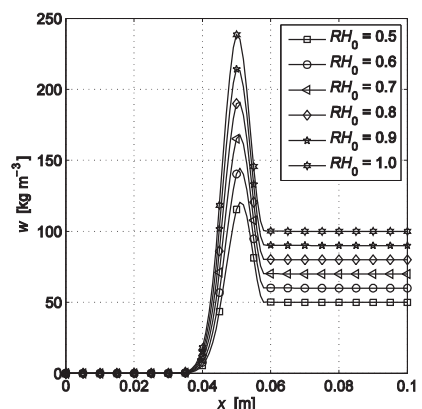
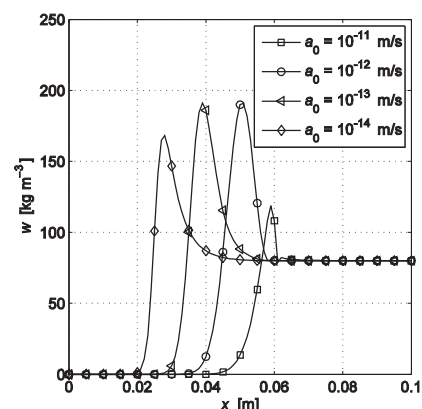
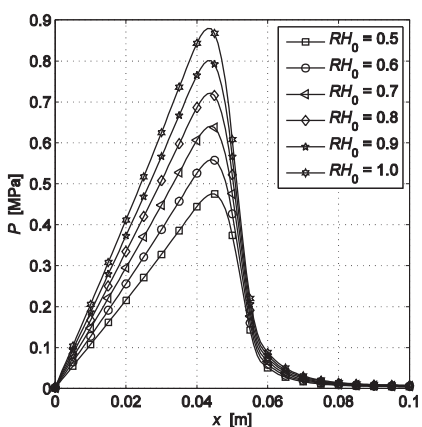
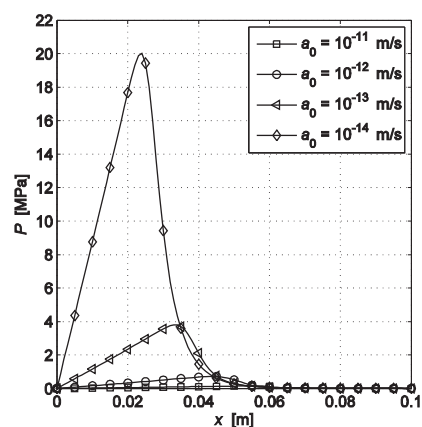


Obr. 4b. Průběh vlhkosti pro různé časy



Obr. 4c. Průběh pórového tlaku pro různé časy

Rozložení numerického řešení neznámých polí teploty, vlhkosti a pórového tlaku v čase $t = 30$ min s referenční hodnotou permeability $a_0 = 10^{-12} \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$ a pro různé počáteční hodnoty relativní vlhkosti $RH_0 = 0,5 \sim 1,0$ je zřejmé z obr. 5a-5c. Rozložení neznámých polí v čase $t = 30$ min při počáteční relativní vlhkosti $RH_0 = 0,8$ a pro různé referenční hodnoty

Obr. 5a. Průběh teploty pro různé hodnoty RH_0 Obr. 6a. Průběh teploty pro různé hodnoty a_0 Obr. 5b. Průběh vlhkosti pro různé hodnoty RH_0 Obr. 6b. Průběh vlhkosti pro různé hodnoty a_0 Obr. 5c. Průběh pórového tlaku pro různé hodnoty RH_0 Obr. 6c. Průběh pórového tlaku pro různé hodnoty a_0

permeability $a_0 = 10^{-11}$, 10^{-12} , 10^{-13} a 10^{-14} $\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$ znázorňují obr. 6a-6c. Z grafických výstupů je patrný nárůst pórových tlaků při snižování permeability, resp. zvyšování počáteční relativní vlhkosti betonu.

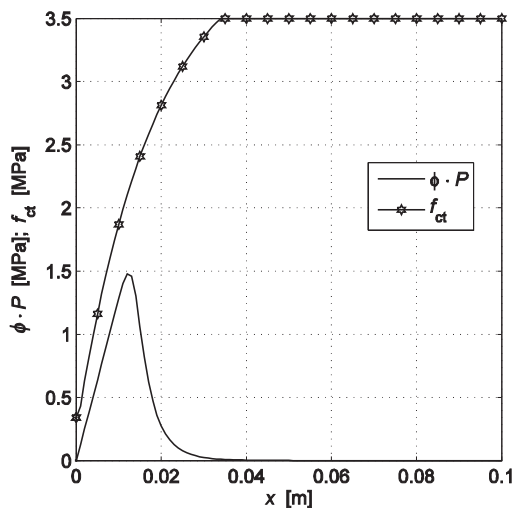
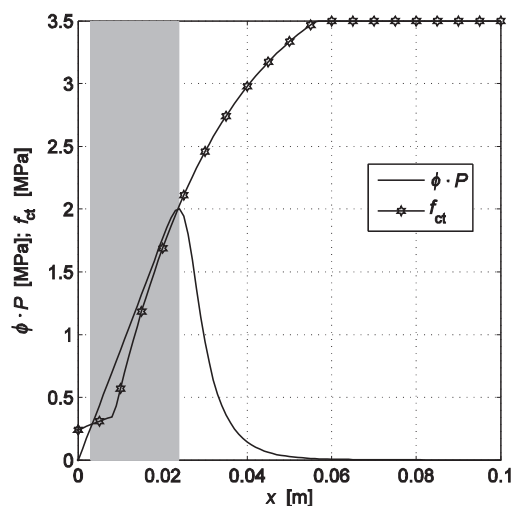
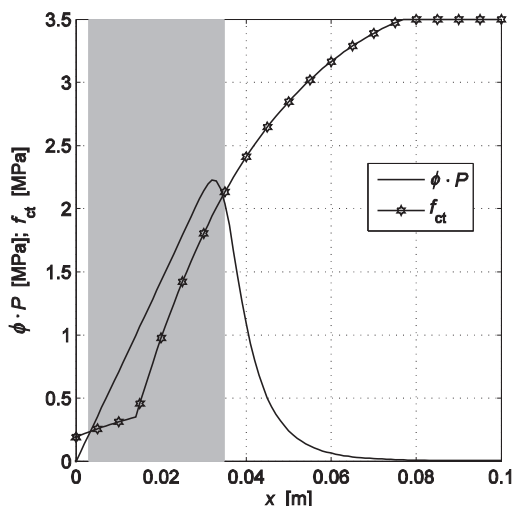
Předpověď odprýsknutí povrchu betonového prvku na základě výsledků numerického modelu a užitím kritéria (9) při $RH_0 = 0,8$, $a_0 = 10^{-14}$ $\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$, $\phi = 0,1$, $f_{ct,0} = 3,5$ MPa znázorňují obr. 7a-c. Šedá část průřezu značí oblast s rizikem teplotního odprýsknutí, tj. část průřezu, v níž hodnota efektivního pórového tlaku přesahuje hodnoty tahové pevnosti betonu při aktuální teplotě.

Závěr

Přestože se beton vyznačuje velmi dobrými vlastnostmi při vystavení účinkům vysokých teplot, projevuje se při požáru povrchovým odštěpováním s možnými až katastrofálními

mi důsledky a jeho příčiny nejsou dosud dostatečně odůvodněny. Pravidla pro návrh betonových konstrukcí z hlediska povrchové degradace v důsledku extrémního teplotního zatížení nejsou v normativních předpisech dostatečně zpracovány. Pomocí popsaného numerického modelu sdruženého transportu tepla a vlhkosti lze provádět teplotní a vlhkostní analýzu k získání předpovědi tepelného odštěpování průřezů betonových konstrukcí. V numerickém modelu byl na příkladu betonového vzorku (mechanicky nezátížená deska či stěna) jednostranně vystaveného požáru studován vliv počáteční relativní vlhkosti a referenční tahové pevnosti betonu na riziko povrchové degradace.

Článek vznikl za podpory projektu 1M0579 MŠMT ČR v rámci činnosti Výzkumného centra CIDEAS a v rámci výzkumného záměru MSM6840770001 MŠMT ČR.

Obr. 7a. Odštěpení betonu; $t = 15 \text{ min}$ Obr. 7b. Odštěpení betonu; $t = 30 \text{ min}$ Obr. 7c. Odštěpení betonu; $t = 45 \text{ min}$

Literatura

- [1] ACI Committee 216.1, Standard Method for Determining Fire Resistance of Concrete and Masonry Construction Assemblies. American Concrete Institute, Detroit, 2007.

- [2] Bažant, Z. P. – Thonguthai, W.: Pore Pressure and Drying of Concrete at High Temperature. Proc. ASCE J. Eng. Mech. Div. 104 (1978) 1058-1080.
- [3] Bažant, Z. P. – Thonguthai, W.: Pore Pressure in Heated Concrete Wall: Theoretical Prediction. Mag. Concrete Res. 31 (1979) 67-76.
- [4] Bažant, Z. P. – Kaplan, M. F.: Concrete at High Temperatures. Material Properties and Mathematical Models. Burnt Mill, Longman 1996.
- [5] Beneš, M. a kol.: Analysis of Coupled Transport Phenomena In concrete at Elevated Temperatures. Applied Mathematics and Computation, doi:10.1016/j.amc.2011.02.064 (in print), 2011.
- [6] Černý, R. – Rovnaníková, P.: Transport Processes in Concrete. London, Spon Press 2002.
- [7] Dwaikat, M. B. – Kodur, V. K. R.: Hydrothermal Model for Predicting Fire-Induced Spalling in Concrete Structural Systems. Fire Saf. J. 44 (2009) 425-434.
- [8] Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-2: Obecná pravidla – Navrhování konstrukcí na účinky požáru (ČSN EN 1992-1-2). ČNI, 2006.
- [9] Khoury, G. A. – Anderberg, Y.: Fire Safety Design – Concrete Spalling Review, 2000.
- [10] Khoury, G. A.: Effect of Fire on Concrete and Concrete Structures. Prog. Struct. Engng Mater. 2(2000) 429-447.
- [11] MATLAB. Ver. 7.6.0.324 (R2008a). USA: The MathWorks, 2008.
- [12] Štefan, R. – Procházka, J.: Program pro stanovení teplot v obdélníkových průřezích vystavených požáru. Stavební obzor, 19, 2010, č. 9, s. 274-278. /ISSN 1210-4027/
- [13] Zdražil, T. – Vodák, F. – Klokočníková, H.: Změny struktury a pevnosti betonu vyvolané tepelným namáháním. Stavební obzor, 5, 2005, č. 5, s. 141-143. /ISSN1210-4027/

Beneš, M. – Štefan, R.: Surface Spalling of Concrete Structures during Fire

In the present paper, recent knowledge of thermal induced surface spalling of concrete structures exposed to extreme temperatures during fire is summarized. A simple criterion for prediction of surface spalling based on the mathematical model of coupled heat and moisture transfer is illustrated on a simple example.

Beneš, M. – Štefan, R.: Oberflächliche Abplatzungen an Betonkonstruktionen bei einem Brand

Im Artikel sind die bisherigen Erkenntnisse über die thermische Abplatzung der Oberfläche von Betonbauteilen zusammengefasst, die extremer Wärmebelastung bei einem Brand ausgesetzt sind. An einem einfachen Beispiel wird das Kriterium für die von einem mathematischen Modell des gekoppelten Wärme- und Feuchtigkeitstransports ausgehende Vorhersage der Oberflächenabplatzung illustriert.



22. mezinárodní stavební veletrh

21. – 25. září 2011

Pražský veletržní areál, Letňany

Vliv okolních podmínek na životnost betonových konstrukcí s tepelnou izolací

Ing. Václav KOČÍ
Ing. Jiří MADĚRA, Ph.D.
prof. Ing. Robert ČERNÝ, DrSc.
ČVUT – Fakulta stavební
Praha

V článku je studován vliv okolních podmínek na životnost betonových konstrukcí s novými typy modifikovaných betonů pomocí kombinované analýzy. V experimentální části je nejprve u vybraných typů betonů stanovena jejich trvanlivost s ohledem na mrazuvzdornost. Poté je prostřednictvím difúzního modelu pro sdružený přenos tepla, vlhkosti a solí stanoven počet zmrazovacích cyklů v reálné konstrukci během roku. Pro tyto účely je zvolena betonová stěna opatřená vnější tepelnou izolací a vnější a vnitřní omítkou. Hodnocen je také vliv solí na tepelně vlhkostní chování materiálů.

Úvod

Degradace stavebních materiálů může být způsobena mnoha faktory, z nichž nejvýznamnější jsou chemická a mechanická koroze. Pod mechanickou korozi si můžeme představit vliv povětrnostních podmínek, zejména pak účinek mrznoucí vody. Fázová změna vody v led je doprovázena růstem objemu, který je hlavním mechanismem vedoucím k poruše materiálu.

Rozdílná mrazuvzdornost stavebních materiálů je dána jejich materiálovou strukturou. Příslušné parametry lze měřit experimentálními metodami. Avšak daleko obtížnější je stanovit počet zmrazovacích cyklů, které se v konstrukci během roku vyskytnou. Zmrazovací cyklus se může vyskytnout pouze tehdy, jsou-li splněny dvě podmínky. Především se musí vlhkost v materiálu vyskytovat v nadhygroskopické oblasti, tzn. v materiálu musí být v kapalně fázi. Druhou podmínkou je teplota, která musí v daném bodě klesnout na určitou dobu pod 0 °C. Je tedy zapotřebí sledovat tepelně vlhkostní chování materiálů, tj. současně porovnávat tepelný a vlhkostní stav. Pro tyto účely je nejvhodnější počítačová analýza. Výskyt zmrazovacích cyklů závisí zejména na klimatických podmínkách, na skladbě obvodového pláště a na materiálových parametrech materiálů.

V reálných podmínkách jsou vodou do materiálu transportovány vodorozpustné soli. Pro dosažení přesných výsledků je proto nutné implementovat jejich transport do matematického modelu společně s transportem tepla a vlhkosti. Přítomnost solí ovlivňuje životnost betonů dvěma způsoby – krystalizace solí může způsobit mechanické porušení betonu nebo negativně ovlivnit vlhkostní vlastnosti. K těmto aspektům je třeba při posuzování životnosti přihlížet.

Experimentální metody

Stanovení mrazuvzdornosti betonů a omítek bylo provedeno v laboratorních podmínkách na VUT v Brně [1]. Mrazuvzdornost vápenocementové omítky byla stanovena na

vzorcích o rozměrech 40x40x160 mm, vzorky pro určení mrazuvzdornosti betonu měly rozměr 100x100x400 mm. Teplota v laboratoři se v době zkoušky pohybovala v rozmezí 21±1 °C, relativní vlhkost v rozmezí 45±5 %. Zkoušky mrazuvzdornosti omítky a betonů byly provedeny podle normy [2]. Vzorky byly zkoušeny po 28 dnech po standardním uložení a ošetřování v celkovém počtu 100 zmrazovacích a rozmrazovacích cyklů. Jeden cyklus spočíval ve čtyřhodinovém zmrazování při teplotě -20 °C a následném dvouhodinovém rozmrazování ve vodě teplé 20 °C. Výsledky zkoušky mrazuvzdornosti jsou shrnuty v tab. 1.

Tab. 1. Zmrazovací cykly vedoucí k porušení materiálu

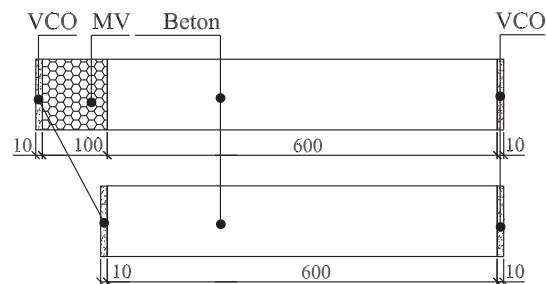
VCO	BP	BM	BS	BR
> 103	> 100	> 100	> 100	> 100

VCO – vápenocementová omítky, BP – beton modifikovaný popílkem, BM – beton modifikovaný metakaolinem, BS – beton modifikovaný struskou, BR – referenční beton bez modifikací

Výpočetní metody

Popis obvodového pláště

Uvažovali jsme obvodový plášť na bázi modifikovaného betonu (BP, BM, BS a BR) opatřeného tepelnou izolací – minerální vlnou. Jako povrchová úprava stěny byla z interiérové i exteriérové strany zvolena vápenocementová omítky. Stejně tak jsme počítali také s variantou bez tepelné izolace. Materiálová skladba je znázorněna na obr. 1. Tepelně vlhkostní poměry byly vyhodnocovány v betonu v bodě blízko exteriérového materiálového rozhraní.



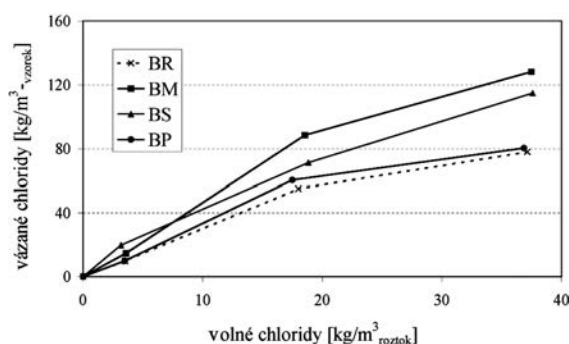
Obr. 1. Schéma obvodového pláště

Tloušťka stěny 600 mm se v našich podmínkách může jevit jako nelogická nebo konstrukčně či technologicky problematická, nicméně jde o obvodový plášť čínské vysokopodlažní budovy, který je posuzován i v jiných klimatických podmínkách než těch, které odpovídají Pekingu.

Vstupní parametry

Jako vstupní parametry je nutné před zahájením výpočtů znát materiálové charakteristiky materiálů a počáteční a okrajové podmínky. Základní charakteristiky materiálů jsou

shrnuty v tab. 2, tab. 3 a na obr. 2. Pro označení charakteristik byly použity symboly: ρ – objemová hmotnost [$\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$], ψ – pórovitost [%], c – měrná tepelná kapacita [$\text{J}\cdot\text{kg}^{-1}\text{K}^{-1}$], μ – faktor difúzního odporu pro vodní páru [-], λ_{dry} – součinitel tepelné vodivosti v suchém stavu [$\text{W}\cdot\text{m}^{-1}\text{K}^{-1}$], λ_{sat} – součinitel tepelné vodivosti ve vodou nasyceném stavu [$\text{W}\cdot\text{m}^{-1}\text{K}^{-1}$], κ – součinitel vlhkostní vodivosti [$\text{m}^2\cdot\text{s}^{-1}$], w_{hyg} – hygroskopický obsah vlhkosti objemový [$\text{m}^3\cdot\text{m}^{-3}$], D – součinitel difúze solí [$\text{m}^2\cdot\text{s}^{-1}$]. Všechny tyto parametry byly naměřeny v laboratorních transportních procesů Katedry materiálového inženýrství a chemie Fakulty stavební ČVUT v Praze [3] [4].



Obr. 2. Vazebné izotermy chloridů uvažovaných typů betonů

Tab. 2. Materiálové charakteristiky betonů

Parametr	Měřicí jednotka	BP	BM	BS	BR
ρ	[$\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$]	2 356	2 366	2 334	2 380
ψ	[%]	12,5	13	9,7	12,3
c	[$\text{J}\cdot\text{kg}^{-1}\text{K}^{-1}$]	692	728	720	672
$\mu_{dry\ cup}$	[-]	44,63	32,44	17,7	15,8
$\mu_{wet\ cup}$	[-]	17,18	20,99	8,99	6,6
λ_{dry}	[$\text{W}\cdot\text{m}^{-1}\text{K}^{-1}$]	1,55	1,565	1,632	1,66
λ_{sat}	[$\text{W}\cdot\text{m}^{-1}\text{K}^{-1}$]	1,94	2,085	2,077	2,085
κ	[$\text{m}^2\cdot\text{s}^{-1}$]	6,49E-09	4,09E-09	3,77E-09	7,15E-09
w_{hyg}	[$\text{m}^3\cdot\text{m}^{-3}$]	0,074685	0,106943	0,089	0,0833
D	[$\text{m}^2\cdot\text{s}^{-1}$]	6,88E-08	7,98E-08	9,85E-08	1,90E-07

Tab. 3. Materiálové charakteristiky omítky a minerální vlny

Parametr	Měřicí jednotka	VCO	MV
ρ	[$\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$]	1 550	170
ψ	[%]	40	89
c	[$\text{J}\cdot\text{kg}^{-1}\text{K}^{-1}$]	1 200	840
μ	[-]	7	3
λ_{dry}	[$\text{W}\cdot\text{m}^{-1}\text{K}^{-1}$]	0,7	0,055
λ_{sat}	[$\text{W}\cdot\text{m}^{-1}\text{K}^{-1}$]	2,1V	1,2
κ	[$\text{m}^2\cdot\text{s}^{-1}$]	$7,3\text{E}-7\text{e}^{3,2w}$	$5,1\text{E}-10\text{e}^{3,12w}$
w_{hyg}	[$\text{m}^3\cdot\text{m}^{-3}$]	0,03	0,0073
D	[$\text{m}^2\cdot\text{s}^{-1}$]	8,97E-07	4,00E-11

Matematický model

Pro popis přenosu tepla, vlhkosti a solí v porézních stavebních materiálech byl zvolen difúzně advektivní model.

Krystalizace solí v pórovém tělese je modelována pomocí rovnovážného modelu. V potaz je také brán i vliv vazby solí na stěny pórů. Při konstrukci modelu byly využity modely Pela [5] a Beara a Bachmata [6]. Na rozdíl od nich je zavedena též krystalizace solí a přenos vodní páry. Navíc je v modelu zohledněn přenos tepla. Modifikovaný matematický model je formulován vztahy

$$\frac{\partial(wC_f)}{\partial t} H(C_{f,sat} - C_f) = \frac{\partial}{\partial x} \left(wD \frac{\partial C_f}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial x} \left(C_f \kappa \frac{\partial w}{\partial x} \right) - \frac{\partial C_b}{\partial t} - \frac{\partial C_c}{\partial t} \quad (1)$$

$$\frac{\partial w}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(\kappa \frac{\partial w}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\delta}{\rho_w} \frac{\partial p_v}{\partial x} \right) \quad (2)$$

$$\frac{\partial C_c}{\partial t} = \frac{\partial [w(C_f - C_{f,sat})]}{\partial t} H(C_f - C_{f,sat}), \quad (3)$$

$$\rho c \frac{dT}{dt} = \frac{\partial}{\partial x} \left(\lambda \frac{\partial T}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial x} \left(L_v \delta \frac{\partial p_v}{\partial x} \right), \quad (4)$$

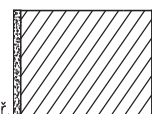
kde C_f je koncentrace volných solí ve vodě [$\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$ roztoku], C_b koncentrace vázaných solí v porézním tělese [$\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$ vzorku], D difúzní koeficient solí [$\text{m}^2\cdot\text{s}^{-1}$], w objemový obsah vlhkosti [$\text{m}^3\cdot\text{m}^{-3}$], $C_{f,sat}$ součinitel vlhkostní vodivosti [$\text{m}^2\cdot\text{s}^{-1}$], C_c množství krystalizované soli [$\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$ vzorku], $C_{f,sat}$ saturovaná koncentrace volných solí [$\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$ roztoku], H Heavisideova funkce $H(x \geq 0) = 1$, $H(x < 0) = 0$, δ permeabilita vodní páry [s], p_v parciální tlak vodní páry [Pa], ρ_w hustota vody [$\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$], L_v latentní teplo výparné vody [$\text{J}\cdot\text{kg}^{-1}$], λ součinitel tepelné vodivosti [$\text{W}\cdot\text{m}^{-1}\text{K}^{-1}$], ρ objemová hmotnost [$\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$], c měrná tepelná kapacita [$\text{J}\cdot\text{kg}^{-1}\text{K}^{-1}$], T teplota [K].

Počáteční a okrajové podmínky

Počáteční i okrajové podmínky by měly být pokud možno realistické. To je také jeden z důvodů, proč byla pro exteriér použita klimatická data. Nejspolehlivějších výsledků je dosaženo, je-li použit referenční rok, který obsahuje průměrné hodinové hodnoty klimatických dat za období posledních třiceti let. V článku byly použity hodnoty pro Prahu. Na interiérové straně jsme použili konstantní hodnoty relativní vlhkosti 55 % a teploty 21 °C. Schéma okrajových podmínek je na obr. 3.

Exteriér:

- teplota
- relativní vlhkost
- rychlost větru
- směr větru
- úhrn srážek
- přímé krátkovlnné sl. zář.
- odražené krátkovlnné sl. zář.
- dlouhovlnné sl. zář.



Interiér:
- 21 °C konst.
- 55% RH konst.

Obr. 3. Schéma okrajových podmínek

Počáteční relativní vlhkost materiálů byla stanovena na 50 %, počáteční teplota na 21 °C a počáteční koncentrace solí na 10 $\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$ roztoku. Pokud nebyl uvažován vliv solí, byla simulace provedena pro 5 let, s přítomností solí pro 150 let.

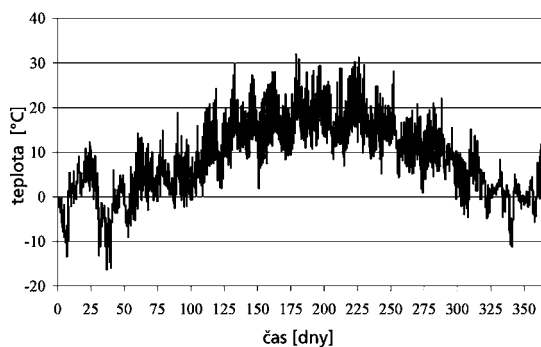
Zdrojová funkce pro transport solí

Dříve, než mohlo být zahájeno modelování přenosu solí, musela být stanovena zdrojová funkce. Dále bylo zapotřebí

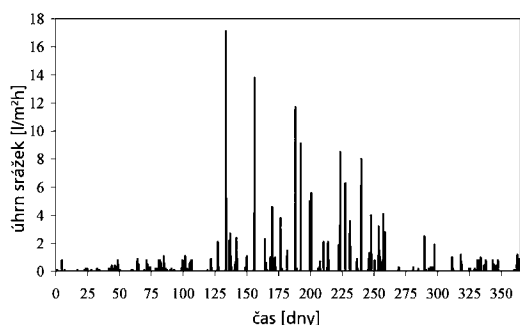
zjistit, jak se soli do konstrukce dostávají. Možností je několik, např. chemickou reakcí stavebního materiálu s prostředím, způsobem využití objektu, činností živých organismů. Největší vliv však má sůl rozpuštěná ve vodě, která do zdiva proniká. Její množství závisí na místních podmínkách, nicméně může být vyšší díky lidské činnosti, zejména používání rozmrazovacích solí na vozovky a chodníky, které jsou zdrojem především chloridů.

Její zdrojová funkce nebyla dosud publikována a záleží na místních podmínkách, rozhodli jsme se ji odhadnout na základě vstupních parametrů. Vycházeli jsme z veřejné vyhlášky, která stanoví množství posypových solí (NaCl) na $20 \text{ g}\cdot\text{m}^{-2}$ pro jeden posyp, přičemž denní limit je $60 \text{ g}\cdot\text{m}^{-2}$. Na základě vyhodnocení průběhu teploty a srážek (obr. 4, obr. 5) z dlouhodobých hodnot jsme určili množství sněhových srážek, které jsme vztáhli na jednotlivé hodiny. V těchto hodinách jsme uvažovali aplikaci posypových solí, což následně vedlo ke zvýšení jejich koncentrace ve vodě, která ovlivňuje salinitu zdiva.

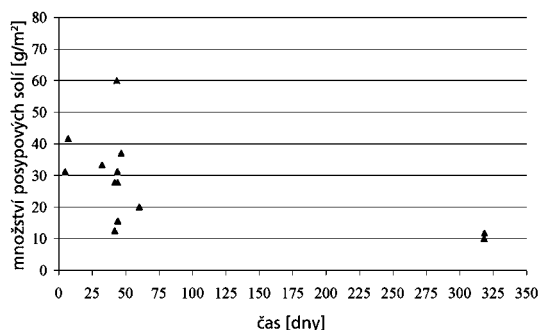
Průměrné množství posypových solí aplikovaných během roku uvádí obr. 6. Mez krystalizace chloridů je $189 \text{ kg}\cdot\text{m}^{-3}$ roztoku, což odpovídá i maximální rozpustnosti chloridů.



Obr. 4. Dlouhodobá klimatická data – teplota



Obr. 5. Dlouhodobá klimatická data – množství srážek



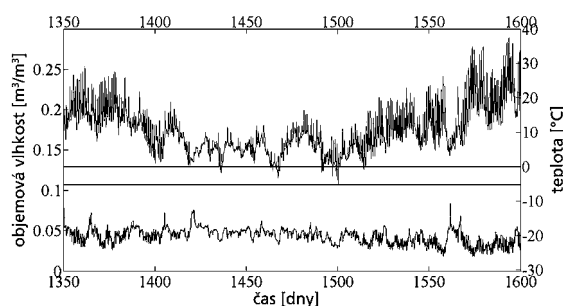
Obr. 6. Množství aplikovaných posypových solí

Výsledky

Betonová stěna s vnější a vnitřní omítkou

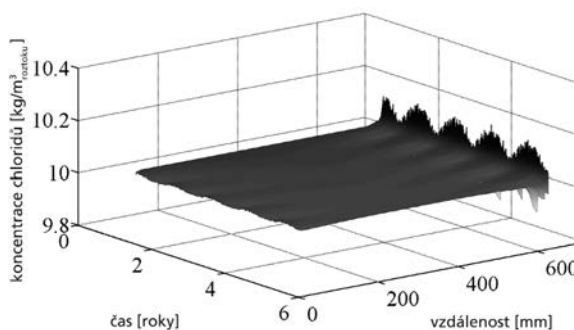
Nejnáchylnější z analyzovaných typů betonů pro vznik zmrazovacích cyklů během roku je referenční beton. Nicméně vzhledem k nízkému obsahu vlhkosti během studovaného období není splněna alespoň jedna z podmínek (nadhygroskopický obsah vlhkosti a teplota pod bodem mrazu v jednom bodě) pro vznik zmrazovacích cyklů. Vlhkost v nadhygroskopické oblasti se v tomto betonu nachází pouze jednou za rok, avšak to se děje pouze v letních měsících, kdy je teplota nad nulou.

V betonu modifikovaném popílkem je hygroskopická mez vlhkosti překročena pouze jednou za rok, avšak stejně jako v předchozím případě je tomu tak pouze v letních měsících, proto rovněž není možnost mrznutí. V ostatních případech není hygroskopická mez vlhkosti překročena vůbec a výsledky jsou podobné tomu na obr. 7.

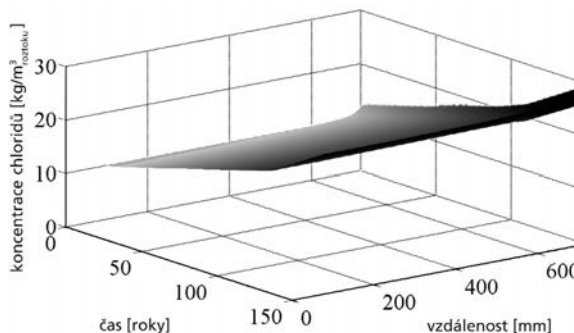


Obr. 7. Rozložení teploty a vlhkosti v BM bez zdroje solí

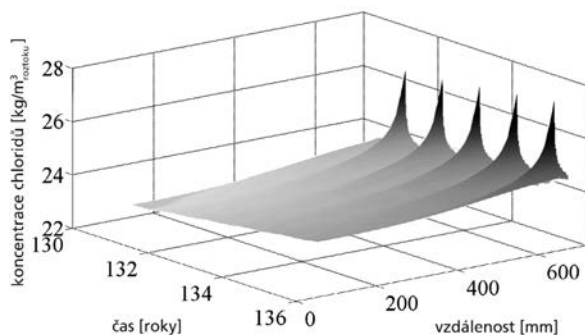
Ustálenou koncentraci solí v BM znázorňuje obr. 8, pokud není uvažován zdroj (obsah solí je dán pouze počátečními podmínkami). Pokud bychom uvažovali jejich zdroj, koncentrace ve zdivu během 150 let by vypadala jako na obr. 9. Detailnější zobrazení mezi 130. a 135. rokem simulace je na obr. 10.



Obr. 8. Ustálený stav koncentrace solí v BM bez zdroje solí

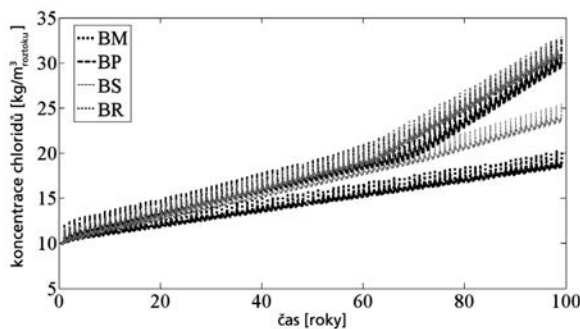


Obr. 9. Nárůst koncentrace solí v BM během 150 let se zdrojem solí



Obr. 10. Nárůst koncentrace solí v BM mezi 130. a 135. rokem se zdrojem solí

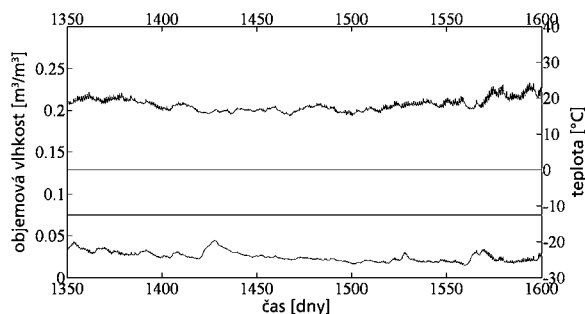
U obvodových plášťů z ostatních typů betonů je při uvažovaném zdroji chloridů průběh koncentrace solí ve zděvu velmi podobný, grafy se liší pouze nárůstem koncentrace. Pro názornost jsou jednotlivé varianty uvedeny na obr. 11. Z grafů vyplývá, že nejlepších výsledků z hlediska akumulace solí je dosaženo u betonu modifikovaného metakaolinem. Nejhorších výsledků je naopak dosaženo u referenčního betonu.



Obr. 11. Nárůst koncentrace solí v obvodových pláštích z různých typů betonů

Betonová stěna s minerální vlnou a vnější a vnitřní omítkou

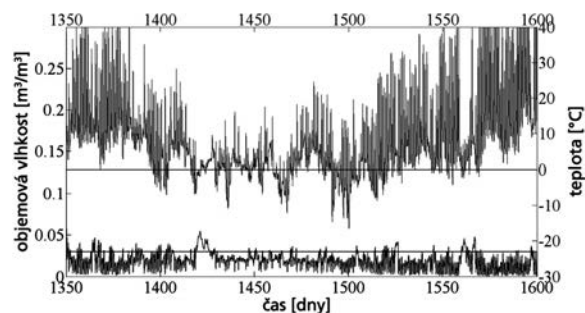
Při této materiálové skladbě zabraňuje tepelná izolace promrzání betonu pod ní. U všech typů betonu tedy není umožněno obsažené vlhkosti zmrznout. Typický tepelně vlhkostní stav všech typů betonů je podobný tomu na obr. 12.



Obr. 12. Rozložení teploty a vlhkosti v BP s minerální vlnou bez zdroje solí

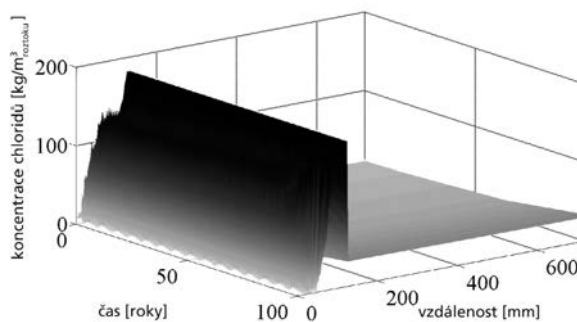
Zatímco beton je proti účinkům mrznoucí vody spolehlivě chráněn, vnější omítka je díky relativně nízkému součiniteli vlhkostní vodivosti minerální vlny vystavena abnormálnímu namáhání. To má za následek, že u všech typů betonů

došlo během roku k výskytu přibližně 25 zmrazovacích cyklů ve vnější omítce bez ohledu na to, zda jsme uvažovali vliv solí. Typické tepelně vlhkostní chování vnější omítky je znázorněno na obr. 13.

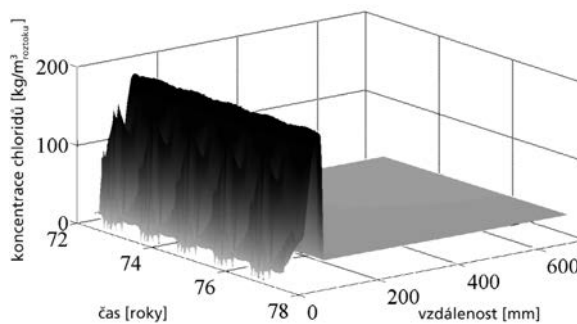


Obr. 13. Rozložení teploty a vlhkosti ve vnější omítce aplikované na BP s minerální vlnou bez zdroje solí

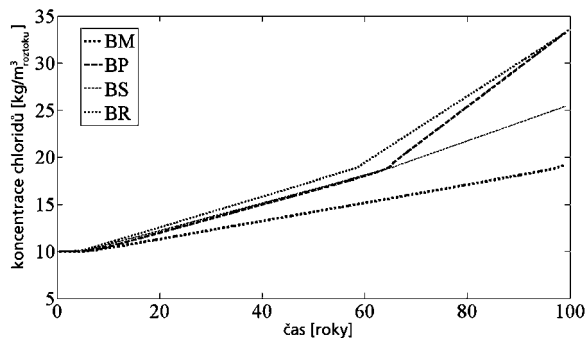
Vliv minerální vlny na akumulaci solí v betonu není příliš velký. V případě, že je uvažován vliv solí, vypadá akumulace solí během 150 let simulace jako na obr. 14. Detailní zobrazení nárůstu koncentrace solí je na obr. 15.



Obr. 14. Nárůst koncentrace solí v BP s minerální vlnou během 150 let se zdrojem solí



Obr. 15. Nárůst koncentrace solí v BP s minerální vlnou mezi 72. a 78. rokem simulace se zdrojem solí



Obr. 16. Nárůst koncentrace solí v obvodových pláštích z různých typů betonů s minerální vlnou

U ostatních betonů s uvažovaným zdrojem solí je tvar křivky nárůstu koncentrace solí podobný, liší se pouze rychlostí růstu. Výsledky všech typů betonů jsou porovnané na obr. 16.

Nejlepších výsledků je dosaženo opět u betonu modifikovaného metakaolinem. Nejhorší výsledky z hlediska akumulace solí dává referenční beton a beton modifikovaný popílkem.

Diskuze

V této simulaci jsme uvažovali se zdrojem kapalné vlhkosti pouze v podobě dešťových srážek daných referenčním rokem. V konstrukci se však mohou vyskytovat místa, která jsou vystavena zvýšenému výskytu kapalné vlhkosti. Jde například o soklové části budov nebo o místa se špatným konstrukčním řešením. U těchto případů pak může být celkový počet výskytu zmrazovacích cyklů během roku vyšší.

Ačkoliv obvodové pláště budov z různých typů betonů, opatřených pouze vnější a vnitřní omítkou, nevykazovaly známky mrznutí obsažené vlhkosti, v případě referenčního betonu k tomu nebylo daleko. Jelikož jsme však uvažovali referenční rok, který je založen na dlouhodobém průměru mj. srážek, teploty a relativní vlhkosti vzduchu, nemohou být zmrazovací cykly vyšetřeny detailně v každém roce a lze předpokládat, že v reálných podmínkách díky výkyvům od průměru může ke vzniku zmrazovacích cyklů dojít. Je to dáno zejména nízkou hodnotou součinitele vlhkostní vodivosti betonu, který tím neumožňuje dostatečně rychlé uvolnění obsažené vlhkosti.

Zaměříme-li se na betonovou stěnu s tepelně izolačním systémem, jmenovitě minerální vlnou, zjistíme, že díky jejím tepelně izolačním vlastnostem neklesne teplota v betonu pod bod mrazu, což zamezuje mrznutí obsažené vody. Nicméně díky vlhkostním vlastnostem minerální vlny nedochází k transportu vlhkosti z omítky do betonu a ta se v omítkě akumuluje ve větším množství než v případě bez tepelné izolace. Vystavením omítky teplotám pod bodem mrazu poté dochází k mrznutí obsažené vlhkosti.

Výsledky simulací rovněž dokazují, že množství solí obsažených v konstrukci nemá podstatný vliv na vlhkostní chování užitých materiálů. Nicméně v reálných podmínkách lze s vlivem solí počítat, jelikož tento jev nebyl při simulacích zcela zahrnut kvůli chybějícím sorpčním izotermám stavebních materiálů v závislosti na koncentraci solí.

Podle výsledků simulace mají modifikace betonů značný vliv na akumulaci solí. Nejlepšího chování bylo dosaženo u betonu modifikovaného metakaolinem, nejhorších výsledků při modifikaci popílkem nebo u referenčního betonu bez příměsí. To také odpovídá chloridovým vazebným izotermám na obr. 2. Avšak ve všech případech je hodnoty pro krystalizaci chloridů dosaženo až okolo 400 let, proto nelze při stanovení celkové životnosti krystalizaci solí považovat za limitující faktor.

Závěr

Ze získaných výsledků zjistíme, že z hlediska mrazuvzdornosti jsou všechny typy betonů porovnatelné a z hlediska akumulace solí vychází nejlépe beton modifikovaný metakaolinem.

Ačkoli ve většině případů není beton tím materiálem, který by byl účinkem mrznoucí vody nebo krystalizujícími solemi porušen, jeho typ má stále relativně vysoký vliv na životnost ostatních materiálů v obvodovém plášti, zejména pak omítky.

Článek vznikl za podpory projektu č. ME10112 MŠMT ČR.

Literatura

- [1] Ondráček, M. – Sedlmajer, M. – Rovnaníková, P.: Mrazuvzdornost a odolnost proti CHRL vysokohodnotných betonů s alternativními silikátovými pojivy. [Sborník], Betonářské dny 2007, Hradec Králové, ČBS ČSSI, s. 427-431.
- [2] ČSN 73 1322/Z1:1968 Stanovení mrazuvzdornosti betonu. ČNI, 2003.
- [3] Jiříčková, M. – Černý, R.: Effect of Hydrophilic Admixtures on Moisture and Heat Transport and Storage Parameters of Mineral Wool. *Construction and Building Materials*, Vol. 20, 2006, pp. 425-434.
- [4] Vejmelková, E. – Keppert, M. – Pavlíková, M. – Černý, R. – Ondráček, M. – Sedlmajer, M.: Effect of Alternative Silicate Binders on Properties of Cement-Based Composites. *Energy Efficiency and New Approaches*. [Proceedings], International Building Physics Conference, Istanbul: Beysan, 2009.
- [5] Pei, L. – Kopinga, K. – Kasschieter, E. F.: Saline Absorption in Calcium-Silicate Brick Observed by NMR Scanning. *J. Phys. D: Appl. Phys.*, Vol. 33, 2000, pp. 1380-1385.
- [6] Bear, J. – Bachmat, Y.: *Introduction to Modeling of Transport Phenomena in Porous Media*. Vol. 4. Dordrecht, Kluwer 1990.

Kočič, V. et al.: The Effect of Surrounding Conditions on Durability of Concrete Structures with Thermal Insulation

This article studies the effect of the surrounding conditions on the durability of concrete structures with new types of modified concrete using combined analysis. The experimental section first determines the durability of selected types of concrete given their frost resistance. Then, the number of freezing cycles in a real structure throughout the year is specified by means of a diffusion model for coupled heat, moisture and salts transfer. For these purposes, a concrete wall with external thermal insulation and both external and internal plaster has been chosen. Also, the effect of salts on hygrothermal behaviour of materials has been assessed.

Kočič, V. u. a.: Der Einfluss der Umgebungsbedingungen auf die Lebensdauer von Betonkonstruktionen mit Wärmedämmung

Im Artikel wird der Einfluss der Umgebungsbedingungen auf die Lebensdauer von Betonkonstruktionen mit neuen Typen modifizierter Betone mit Hilfe einer kombinierten Analyse studiert. Im experimentellen Teil wird zuerst bei ausgewählten Betontypen deren Dauerhaftigkeit unter Berücksichtigung der Frostbeständigkeit bestimmt. Dann wird mittels eines Diffusionsmodells für die gekoppelte Übertragung von Wärme, Feuchtigkeit und Salzen die Anzahl der Frost-Tau-Wechsel in der realen Konstruktion im Laufe eines Jahres bestimmt. Für diese Zwecke wird eine mit außenliegender Wärmedämmung und Innenputz versehene Betonwand gewählt. Es wird auch der Einfluss von Salzen auf das Wärme- und Feuchtigkeitsverhalten der Materialien bewertet.

Aplikace strukturálních hydrofobizérů v suchých maltových směsích

Ing. Jaroslav NOVÁČEK
VUT – Fakulta stavební, Brno

Ing. Miroslav ŠTENKO
LB Cemix, Čebín

prof. RNDr. Ing. Stanislav ŠTASTNÍK, CSc.
VUT – Fakulta stavební, Brno

Práškové hydrofobizéry poskytují vodoodpudivé účinky v celém objemu ošetřené hmoty a další aditivní účinky. Vlastnosti ošetřených maltových směsí jsou řešeny s ohledem na vlhkostní i mechanické charakteristiky, chemickou odolnost a trvanlivost při působení klimatu. Je sledováno hledisko snižování vlhkostní saturace povrchových fasádních vrstev kontaktních zateplovacích systémů ETICS.

Úvod

Práškové strukturální hydrofobizéry, dodávající maltové směsi vodoodpudivé vlastnosti v celém objemu, se již staly nedílnou součástí těchto suchých směsí. Využití konkrétního typu hydrofobizéru je otázkou optimalizace čtyř základních parametrů, a to ceny, dávkovacího množství, hydrofobního výkonu a trvanlivosti. Dalšími důležitými parametry jsou vlivy přídatku hydrofobizéru na mechanickou pevnost zatvrdlé směsi, zpracovatelnost čerstvé směsi a její výslednou objemovou hmotnost, rychlost náběhu účinku hydrofobizéru a odolnost vůči chemickým agresivním látkám.

Některými novějšími poznatky v oblasti stavebně fyzikálního výzkumu se prokazuje, že vnější povrch zateplených stěn budov může být za jistých klimatických podmínek zatížen periodickou povrchovou vlhkostní kondenzací vodní páry. Jde o období snížené povrchové teploty proti teplotě okolního vzduchu při sálení vnějšího povrchu budovy proti chladným horním vrstvám atmosféry za stavu tzv. otevřené oblohy [7]. Emisivní projevy sálení se projeví zejména na málo osluněných površích stěn, které zcela nevysychají a po několika letech se na nich vytvoří vegetační porost řas.

Problém „zelených“ stěn lze nalézt na zateplených budovách v celé Evropě, dosud však chybí spolehlivá metoda pro eliminaci tohoto jevu. Použití strukturálních hydrofobizérů nabývá na aktuálnosti v případě tenkých sěrkových materiálů a fasádních barev používaných pro dokončení vnějších kontaktních zateplovacích systémů budov, tzv. ETICS. Tyto tenké vrstvy jsou od obvodového zdiva odděleny silnou vrstvou izolantu, který znemožňuje dohřívání povrchové vrstvy vedením tepla z jeho tepelně akumulací masy při zvýšené ztrátě sálení vůči jasné obloze. Aplikace biocidních látek v omítkách pro vnější povrchové úpravy stěn není zcela bez rizika a jejich účinnost bývá omezena na několik let. Očekávaným efektem přídatku strukturálního hydrofobizéru do silikátové maltové či betonové směsi je vznik vodoodpudivých účinků jak na povrchu, tak v celém objemu hmoty. Tento efekt má potlačit jednak přijímání kapalné vody z vnějšího prostředí, sorpční zisky vodní páry ze vzduchu a jejich případnou kondenzaci, jednak by měl omezit vnitřní kapilár-

ní transport vlhkosti, který souvisí s transportem rozpuštěných solí k povrchu a následnou tvorbou výkvětů. Tyto procesy a vlivy podrobněji popsal Quadrelli v [5].

Hydrofobní přísady jsou tvořeny velmi jemnými částicemi – u stearátů má 100% zrn propad sítem s velikostí ok 80 μm , u ostatních kovových mýdel i silikonových hydrofobizérů se propad pohybuje mezi 75-90 %. Ovšem v případě silikonů na bázi silanů se aktivní hydrofobní částice uvolňované ze svých hrubozrnných nosičů blíží velikostí 1 nm.

Na základě chemické báze rozlišujeme několik skupin strukturálních hydrofobizérů určených pro suché maltové směsi [1] a [6]:

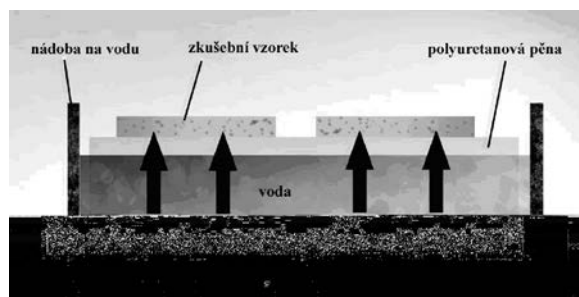
- oleáty (kovová mýdla),
- stearáty (kovová mýdla),
- směsi oleátů a stearátů (kovová mýdla),
- silikony (silany, siloxany),
- hydrofobizovaná polymerní pojiva.

Pro vymezení účinků strukturálních hydrofobizérů v ošetřených směsích, maltách a betonech dosud neexistuje noremní předpis. Zkušební metodiku je tak nutno přebírat z norem jiných stavebních hmot, případně tyto postupy modifikovat nebo vytvářet nové.

Vodoodpudivý účinek, jako nejpodstatnější vlastnost, lze ověřovat několika způsoby:

- stanovení nasákavosti dle ČSN EN 12808-5 částečným ponořením vzorků jedním nechráněným povrchem do vody (ostatní povrchy jsou vodotěsně izolovány);
- modifikovaným postupem dle starší normy ČSN 73 2578 – Zkouška vodotěsnosti povrchové úpravy stavebních konstrukcí;
- stanovení nasákavosti varem dle ČSN EN 772-7;
- případně modifikace tohoto postupu bez varu;
- stanovením kapilární absorbance vzorků kontaktem s vodou saturovanou polyuretanovou pěnou dle UNI 10859.

Poslední metoda, schematicky znázorněná na obr. 1, je modifikací normy DIN 52617. Vzorky se vysuší do konstantní hmotnosti, a poté se umístí do nádoby na vodou saturovanou polyuretanové pěně s hustotou 25-30 $\text{g}\cdot\text{l}^{-1}$, přičemž musí být zaručena rovinnost kontaktních ploch. Zkušební nádoba je



Obr. 1. Schéma metody pro stanovení povrchové vodní nasákavosti dle UNI 10859

v průběhu saturace vzorků zakryta plastovou fólií. Vodní absorpce je udávána v $\text{mg}\cdot\text{cm}^{-2}$ vážením vzorků po 10, 20, 30 a 60 minutách, a následně po 4, 6, 24, 48 a 72 hodinách.

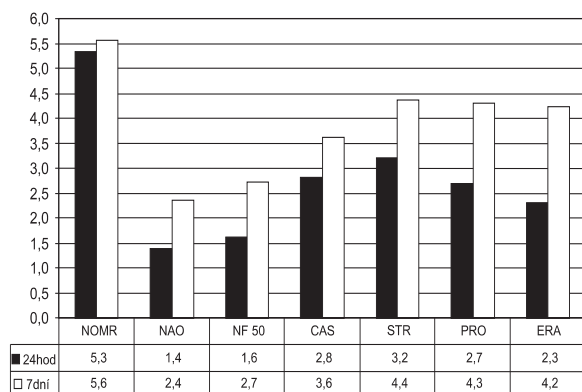
Vliv na hlavní fyzikální vlastnosti malt

Pro stanovení vlivu strukturálních hydrofobizérů na hlavní fyzikální vlastnosti malt, tedy výrazné snížení vodní absorpce ve vztahu k neošetřené maltě, a dále vlivu na pevnost v tlaku a v tahu za ohybu byla použita cementová malta hydrofobizovaná jednotnou dávkou hydrofobního přípravku. Přehled vybraných typů práškových strukturálních hydrofobizérů určených pro aplikace v suchých maltových směsích je uveden v tab. 1.

Tab. 1. Hydrofobizéry pro stanovení vlivu na hlavní fyzikální vlastnosti malt

Označení	Chemická báze	Skupina
NORM	–	referenční nehydrofobizovaná malta
NAO	90% sodný oleát	reaktivní alkalická mýdla
NF 50	kombinace oleátů a stearátů	kombinované produkty
CAS	kalcium stearát	nerozpustná mýdla alkalických zemin
STR	modifikované alkoxyxilany na anorganickém nosiči	silan bez dalších deklarovaných účinků
PRO	silany	silan s účinkem inhibice koroze výztuže
ERA	silany (+ pryskyřice)	silan s účinkem redukce výkvetovosti

Směs obsahovala pojivo CEM I 42,5R (Mokrá-Horákov), normový křemičitý písek a vodu v poměru 1:3:0,5 a dále přídavek strukturálního práškového hydrofobizéru v dávce 0,4 % z hmotnosti suché směsi. Jako zkušební tělesa byla použita trojice trámečků 40x40x160 mm. Graf na obr. 2 udává

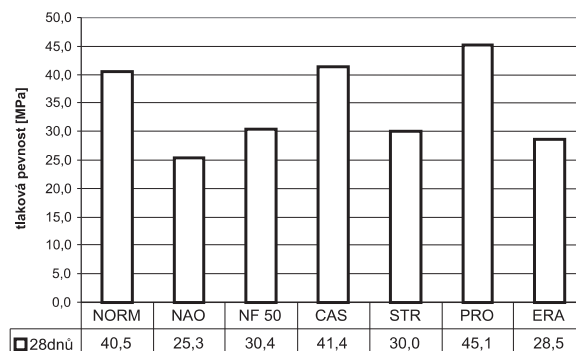


Obr. 2. Hmotnostní nasákavost zkušebních trámečků ve stáří 28 dnů po 24 h a 7 dnech ponoření ve vodě [%]

rozdíl mezi celobjemovou nasákavostí hydrofobně ošetřených cementových malt ve stáří 28 dnů naměřených po 1 a 7 dnech ponoření trámečků pod vodou. Před ponořením byly trámečky vysušeny do konstantní hmotnosti. Je zde zřejmá vysoká účinnost hydrofobizérů s obsahem oleátu sodného, tedy NAO a směsného NF50. Při zkouškách metodikou UNI

10859 a ČSN 732578 bylo dosaženo vždy stejných poměrných rozdílů mezi jednotlivými přísadami.

Podstatným a neopomenutelným vlivem práškových strukturálních hydrofobizérů na ošetřené malty je vliv na pevnostní charakteristiky vyzrálých směsí. Graf na obr. 3 poskytuje porovnání tohoto efektu při použití jednotlivých hydrofobizérů uvedených v tab. 1. Pro výrobu sad zkušebních těles byla použita stejná směs jako pro stanovení celobjemové nasákavosti. Tělesa byla prověřena po 28 dnech od záměsi zkouškou tlakové pevnosti.



Obr. 3. Vliv přídavku 0,4 % hydrofobizéru na tlakovou pevnost cementové malty ve stáří 28 dnů

Referenční směs NORM pevností odpovídá použitému pojivu CEM I 42,5R. V případě hydrofobizérů na bázi kovových mýdel lze konstatovat, že s přibývajícím podílem sodného oleátu v hydrofobiku klesá výsledná tlaková pevnost směsi až na 60 % hodnoty referenčního vzorku. V případě silikonových hydrofobizérů je tento vliv zásadně determinován jejich přesným chemickým složením a je nutno ho pro dané dávky, typy hydrofobizérů a typy směsí experimentálně ověřovat.

Dávkování hydrofobizérů

Dávkování práškových strukturálních hydrofobizérů do suché směsi je zásadním parametrem z hlediska ekonomického, přímo ovlivňuje zpracovatelnost čerstvé směsi i výsledné parametry zatvrdlé malty či betonu. Dávka se běžně udává v hmotnostních procentech z hmotností všech suchých složek směsi.

V případě oleátu sodného a směsných produktů se doporučené dávkování pohybuje v mezi 0,05-0,6 %. U oleátu sodného byl prokázán silný hydrofobní efekt již při dávkách menších než 0,1 %, naproti tomu při dávkách blízkých se 0,6 % začínají tato reaktivní alkalická mýdla vázat velké množství záměsové vody a značně zhoršují zpracovatelnost směsi. U stearátů je dávkování vyšší, pohybuje se mezi 0,6-3,0 %, aby bylo možné dosáhnout stejného hydrofobního účinku jako u oleátů a směsných produktů.

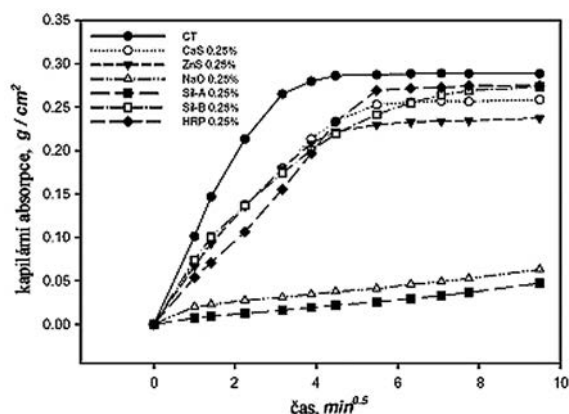
Silikonové, resp. silanové práškové hydrofobizéry, se dávkují v závislosti na konkrétním chemickém složení v rozsahu 0,1-1,0 %. Vhodným měřítkem pro určení hydrofobního výkonu ve vztahu k dávce je zkouška kapilární absorpce při odstupňovaných dávkách. Toto porovnání provedli Lanzón a García-Ruiz a dále Stolz pro základní typy práškových hydrofobních přísad [3] a [6].

Pro ověřování vlivu dávkování strukturálního hydrofobizéru na hydrofobní výkon byla směs připravena z bílého cementu 52,5R typ I (21 % z celkové hmotnosti), vápencového kameniva frakcí 0,01-1,50 mm, vody (21,1 % z celkové hmotnosti), 0,21 % éteru celulózy a dále z přídavku 0; 0,25; 0,50; 1,0 a 2,0 % hydrofobní přísady z celkové hmotnosti. Směsi byly zkoušeny ve stavu zatvrdlém po 28 dnech.

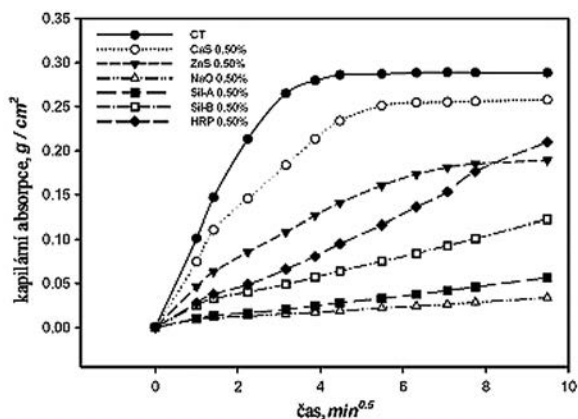
Tab. 2. Hhydrofobní přísady použité pro zkoušku ideálního dávkování

Označení	Báze
CT	referenční směs bez hydrofobizéru
CaS	kalcium stearát – kovové mýdlo
ZnS	zink stearát – kovové mýdlo
NaO	oleát sodný – kovové mýdlo
Sil-A	redispersovatelný silikon A
Sil-B	redispersovatelný silikon B
HRP	hydrofobní redispersovatelný polymer

Měření kapilární sorpce při minimální dávce hydrofobizéru dle grafu na obr. 4 prokazuje vysokou účinnost oleátu sodného a silikonového hydrofobizéru SIL-A. Malty hydrofobizované ostatními hydrofobizéry při této dávce nereagují ideálně a po zhruba 30 minutách kontaktu s vodou dochází k saturaci zkušebního tělesa. Při dávce 0,5 % se dle grafu na obr. 5 projevuje maximální účinek oleátu sodného a obě silikonové přísady vykazují dobrý hydrofobní efekt. Zinkový stearát a hydrofobní redispersovatelný polymer začínají při této dávce již působit. Ovšem kalcium stearát lze stále označit za nefunkční.



Obr. 4. Průběh křivek kapilární absorpce při dávkování hydrofobizéru 0,2 5% [3]



Obr. 5. Průběh křivek kapilární absorpce při dávkování hydrofobizéru 0,50 % [3]

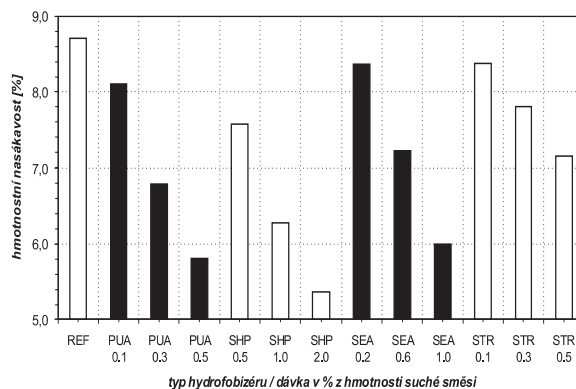
Přídavkem 2% přísady se všechny hydrofobizéry dostávají na přibližně stejnou úroveň kapilární absorpce, tedy do 0,05 g·cm⁻² za 90 minut, s výjimkou kalcium stearátu, který dosahuje saturační úrovně 0,10 g·cm⁻².

Vodoodpudivá schopnost malt a betonů úzce souvisí s hutností zatvrdlé směsi a vyplněním otevřené pórovitosti hydratačními produkty pojiv. Mikrostruktura hydratujícího silikátu není v prvních dnech po zatuhnutí ještě zdaleka dotvořena, důležitým faktorem je způsob ošetřování tuhnoucí a tvrdnoucí směsí.

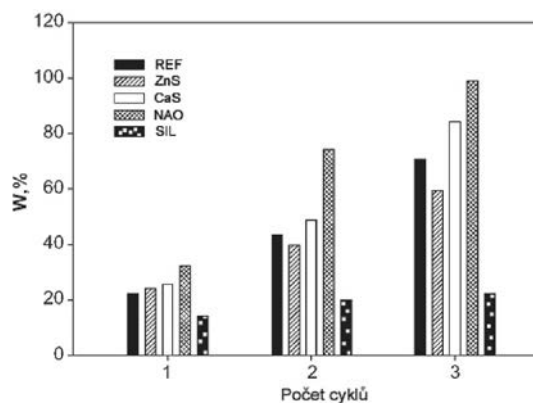
Chemická odolnost ošetřených malt

V aplikačních podmínkách se směsi ošetřené strukturálními hydrofobizéry dostávají do přímého kontaktu s chemicky agresivními látkami, ať již jde o silniční rozmrazovací soli, nebo o sírany a dusičnany přítomné v ovzduší a dešťové vodě. Hydrofobizéry musejí při působení těchto látek prokázat jednak stabilitu ve směsi, nesmí tedy docházet ke zvýšenému vyluhování ze směsi či degradaci hydrofobizéru, také musí hydrofobizér zabránit pronikání rozpuštěné chemikálie do pórového systému ošetřené směsi.

Lanzón a García-Ruiz popsali ve [4] experimentální zkoušky zaměřené na odolnost hydrofobizovaných malt proti cyklickému vyluhování v kyselině chlorovodíkové a směsi kyseliny sírové a dusičné. Byly použity směsi stejného složení jako při zkoušení dávkování. Jako hydrofobizéry byly zvoleny zinkový stearát ZnS, kalcium stearát CaS, oleát sodný NAO, hydrofobizér na bázi silikonu SIL a pro porovnání referenční nehydrofobizovaná směs (obr. 6).



Obr. 6. Vliv dávky silikonových hydrofobizérů na celobjemovou nasákovost malty ve velmi krátké době po záměsi (7 dní)

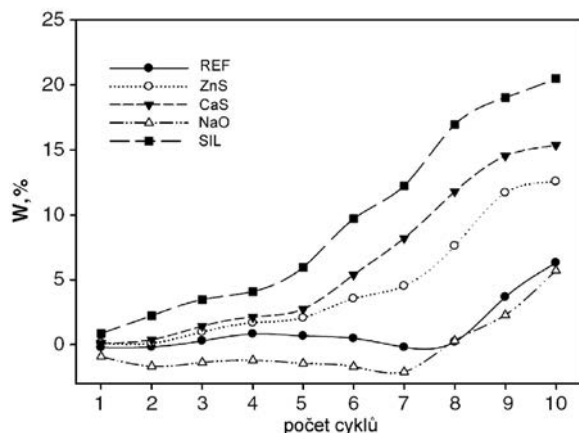


Obr. 7. Ztráta hmotnosti vzorků po cyklickém působení lázně HCl (10 % v/v) [4]

Odolnost proti působení chemických látek se ověřovala ve stáří vzorků 28 dnů. Graf na obr. 7 přehledně udává hmotnostní ztráty při jejich cyklickém čtyřhodinovém ponoření

do 10% kyseliny chlorovodíkové a následném vymytí a vysušení. Jako nejcitlivější se jeví malta ošetřená oleatěm sodným, která již při druhém cyklu ztratila až 80 % hmotnosti. Po třetím cyklu malty s hydrofobizéry na bázi kovových mýdel dosahuje zásadních hmotnostních ztrát. Naproti tomu malta ošetřená silikonem vykazala vysokou odolnost proti působení kyseliny chlorovodíkové.

Stejným způsobem byla provedena zkouška odolnosti vůči působení směsi kyseliny sírové a dusičné, její výsledky uvádí graf na obr. 8. Zde byla referenční malta a malta s oleatěm sodným zasažena nepatrně. Naopak silikonový hydrofobizér ztrácí efektivnost a po deseti cyklech přestává maltu chránit. Podobně se jeví i hydrofobizéry na bázi stearátů.



Obr. 8. Ztráta hmotnosti vzorků po cyklickém působení lázní kyseliny sírové a dusičné (10 % v/v) [4]

Jako velmi účinná metoda určení hydrofobního výkonu, a hlavně trvanlivosti malt ošetřených různými typy práškových strukturálních hydrofobizérů, se projevila normová betonářská zkouška, a to stanovení odolnosti proti cyklickému zmrazování a rozmrazování za přítomnosti chemických rozmrazovacích látek (dále jako test CHRL) dle ČSN 73 1326: 1984 variantou A. Tento postup vystavuje vzorky malty cyklickému zmrazování a rozmrazování za trvalého kontaktu s 3% roztokem chloridu sodného.

Po 50 zmrazovacích cyklech došlo v podstatě k rozpadu referenční cementové malty při hmotnostním odpadu více než 20 000 g·m⁻² plochy vzorku, který byl v kontaktu se solným roztokem (obr. 9). Dobré výsledky prokázaly hydrofobizéry s obsahem oleátu sodného. Excelentní výsledky prokázal silikonový hydrofobizér s funkcí redukce výkvětov-



Obr. 9. Vzorky cementové malty bez přídavku hydrofobizéru po 50 cyklech zkouškou CHRL

nosti ERA, který zachoval ošetřenou maltu v téměř nezměněné podobě při odpadu 84 g·m⁻² (obr. 10). Jako neúčinný při odolnosti proti CHRL se ukázal kalcium stearát.



Obr. 10. Vzorky cementové malty s obsahem silikonového hydrofobizéru ERA po 50 cyklech zkouškou CHRL

Zátěžový test

Na Stavební fakultě VUT v Brně byl proveden experiment testující malty s přídavkem práškových strukturálních silikonových hydrofobizérů během klimatických cyklů, které se blíží aplikačním klimatickým podmínkám, tzn. byla zvolena metoda střídání zvýšené teploty, mokrého uložení a mrazu. Pro zkoušku byly použity přímí konkurenti na trhu silikonových práškových hydrofobizérů, a to silikony na bázi silanů pouze s deklarovanou funkcí vodoodpudivosti (označené zkratkami PUA, SHP, SEA, STR). Ošetřené směsi byly komparovány s neošetřenou referenční směsí označenou jako REF.

Tab. 3. Vlastnosti hydrofobizovaných malt v čerstvém stavu v závislosti na dávce silikonového hydrofobizéru

Zkratka	Doporučené dávkování [%]	Použitá dávka [%]	Rozliv [cm]	Objemová hmotnost [g.l ⁻¹]	Obsah vzduchu [%]	Poznámka
REF	-	-	17,4	2 180	7	standardizované míchání
PUA	0,1-0,5	0,3	17,8	2 140	7,5	
SHP	0,5-2,5	0,3	18,5	2 220	6,5	
SHP	0,5-2,5	1,5	17,8	2 180	5,5	
SEA	0,2-1,0	0,3	19,4	2 140	7,5	
SEA	0,2-1,0	0,6	19	2 140	8	
STR	0,1-0,5	0,3	18,4	2 040	13	standardizované míchání pouze při pomalých otáčkách
STR	0,1-0,5	0,3	17,5	2 080	10	
STR	0,1-0,5	0,3	18	2 040	11,5	standardizované míchání pouze při pomalých otáčkách +0,01 % odpěňovače

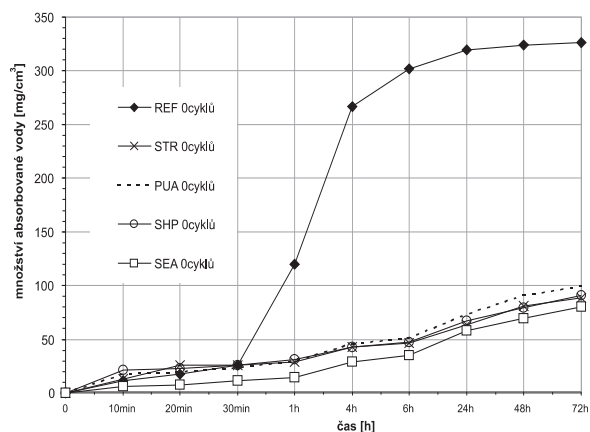
Před započítím klimatického zátěžového testu bylo provedeno měření vlivu přísadky práškového hydrofobizéru na vlastnosti čerstvé maltové směsi. Tento krok je při porovnávacím testování hydrofobních přísad důležitý, neboť práškové hydrofobní přísady jak na bázi kovových mýdel, tak na bázi silikonů, mají tendenci napěňovat a provzdušňovat čerstvou směs. Tento efekt může vést ke snížení objemové hmotnosti vzorků a změně charakteru jejich vnitřního pórového systému, který je při posuzování hlavních mechanických i vlhkostně transportních vlastností zatvrdlé směsi zásadní.

Skladba směsi byla použita stejná jako u těles určených pro zátěžový test. Dávka hydrofobizéru byla volena nejprve 0,3 % z hmotnosti suché maltové směsi, poté byla měněna tak, aby bylo dosaženo stejného obsahu vzduchu v čerstvé směsi ± 1 %, jaký vykazovala referenční nehydrofobizovaná směs. Výsledky zkoušky konzistence rozlívem na stříšacím stolku, stanovení objemové hmotnosti a stanovení obsahu vzduchu v čerstvé maltě jsou uvedeny v tab. 3. Každý ze zkoumaných hydrofobizérů vykazoval jiné účinky na konzistenci čerstvé malty. Přísada PUA měla v dávce 0,3 % na čerstvou směs zanedbatelný, čili pozitivní vliv, SHP při stejné dávce lehce napěňovala a SEA zvyšovala tekutost směsi, což se projevilo zvýšenou hodnotou při zkoušce rozlívání. Jako problematická, z hlediska dodržení konzistence, se projevila přísada STR, která při dávce 0,3 % silně napěňovala, a snižovala tak objemovou hmotnost čerstvé směsi. Byly pokusně sníženy otáčky při míchání směsi a dále byl přidán aktivní odpeňovač, avšak ani tímto způsobem se nepodařilo zajistit srovnatelný obsah vzduchu s referenční směsí.

Vlastní zátěžový test se prováděl při cyklickém střídání klimatického prostředí. Jednotlivý cyklus sestával ze 4 h uložení vzorků pod vodou, poté byly vzorky během 4 h zmrazeny na teplotu -20 °C, a následně přemístěny na 16 h do sušárny s teplotou vzduchu $+65$ °C. Zkušební tělesa, tj. trojice trámečků $40 \times 40 \times 160$ mm a dále válcové talíře o poloměru 180 mm a výšce 20 mm, byla vystavena 0, 20, 40 a 80 cyklům. Směs obsahovala CEM I 42,5R (Mokrá-Horákov), normový křemičitý písek a vodu v poměru 1:3:0,5 a dále přísadku strukturálního silikonového práškového hydrofobizéru v dávce 0,5 % z hmotnosti suché směsi. Vždy po dokončení požadovaného počtu cyklů byly sady trámečků podrobeny zkoušce pevnosti v tlaku a v tahu za ohybu a na talířových vzorcích stanovena kapilární absorpce, resp. povrchová nasákavost dle UNI 10859 (obr. 11). Graf na obr. 12 udává výsledky zkoušky povrchové nasákavosti na tělesech bez klimatické zátěže. Je zde patrná vysoká a téměř totožná hydrofobní účinnost hydrofobizovaných směsí v porovnání s neošetřenou referenční směsí, která je po 24 h plně saturována ve své otevřené pórovitosti.

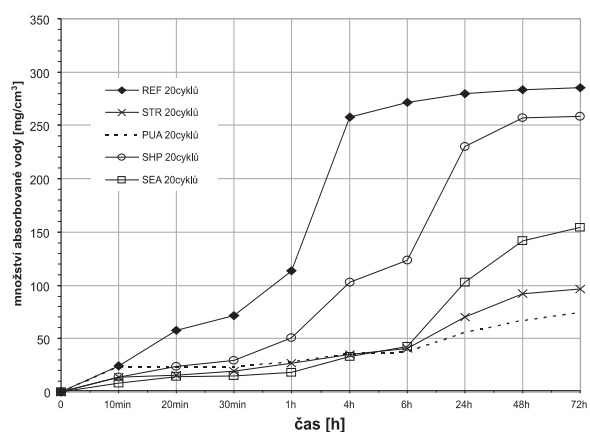


Obr. 11. Talířové vzorky pro zkoušku povrchové nasákavosti (dle UNI 10859)



Obr. 12. Povrchová nasákavost na hydrofobizovaných maltách nevystavených zátěžovému testu (dle UNI 10859)

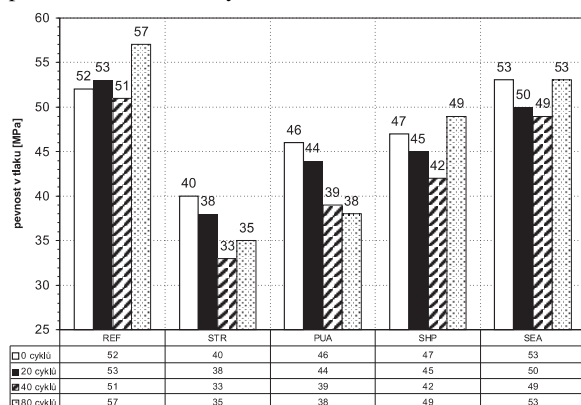
Problematickým jevem z hlediska dlouhodobého testování trvanlivosti se jeví fakt, že vzorky vystavené klimatickým jevům mají možnost dalšího zisku vody pro dodatečnou hydrataci a uzavírání pórového systému. Působí zde jev „samohojení“, který lze pozorovat u silikátových maltových směsí s vyšším podílem cementu. Pokud jsou tyto zatvrdlé směsi vystaveny cyklickému zmrazení a rozmrazení za dodatečného přístupu kapalné vody, dochází sice ke vzniku trhlin vlivem rozpínání ledu, ovšem tyto trhliny ve struktuře silikátů zároveň otevírají přístup k dosud nehydratovaným zrnům cementu, která až do této chvíle plnila funkci jemného kameniva. Následná hydratační reakce této latentní zásoby cementových zrn kompenzuje poškození mrazem a přispěje k navýšení mechanické pevnosti a snížení nasákavosti vzorků vyplněním jejich pórového systému novými hydratačními produkty. Tento efekt se ukázal jako zásadní při porovnání jednotlivých úrovní zátěže. Osmdesát cyklů zátěžového testu, provedeného během jednoho roku, vrátilo hodnoty nasákavosti všech malt vlivem hydratačního zahušťování pórového systému přibližně zpět na hodnoty nezátěžených vzorků. Nicméně u 20 cyklů zátěžového testu, jehož výsledky jsou uvedeny v grafu na obr. 13, lze rozlišit funkčnost jednotlivých hydrofobizérů.



Obr. 13. Povrchová nasákavost na hydrofobizovaných maltách vystavených 20 cyklům zátěžového testu (dle UNI 10859)

Z grafu tlakové pevnosti dle obr. 14 lze konstatovat, že s výjimkou silikonové přísady SEA projevily všechny hydrofobizéry negativní vliv na mechanické vlastnosti ošetřené maltové směsi. Velmi nepříznivě se projevila přísada STR, která ovšem již při zkouškách na čerstvé maltě prokazovala silný napěňující efekt, a vytvářela tím směs malé hutnosti.

Postupný pokles tlakové pevnosti můžeme pozorovat u ošetřených malt s přibývajícím počtem zatěžovacích cyklů, ovšem u vzorků po 80 cyklech se efekt samohojení projevil natolik silně, že začal částečně, nebo zcela, kompenzovat poškození mrazem a vysušováním.



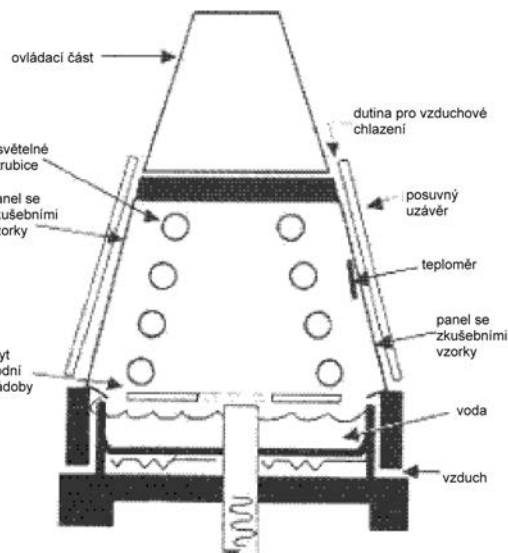
Obr. 14. Změna pevnosti v tlaku hydrofobizovaných malt vystavených 0 až 80 cyklům zatěžovacího testu

V případě stanovení pevnosti v tahu za ohybu podmínily přidávky přísad SHP a SEA naopak dosažení zvýšené pevnosti, a to 7,8 MPa v porovnání s referenční maltou, která na počátku dosáhla 7,4 MPa. Nicméně všechny vzorky po 20 a 40 cyklech vykazovaly zvýšenou křehkost a hodnoty pevnosti v tahu za ohybu poklesly od zhruba 15 % v porovnání s 0 a 80 cykly.

Aplikační test

Přidávkem strukturálních hydrofobizérů lze omezit či zcela eliminovat pohyb kapalně vodní fáze v pórové struktuře ošetřeného materiálu, proto by jejich účinkem mělo také dojít k zastavení nebo ke zpomalení šíření rozpustných solí z povrchu dovnitř i z vlastní struktury hmoty k povrchu. Pro ověření těchto funkcí hydrofobizérů byla využita simulace klimatických podmínek při aplikaci šlechtěných minerálních pigmentovaných omítek vystavených na fasádách při působení slunečního osvětlení, působení kondenzace vodní páry a přímému účinku dešťových kapek prostřednictvím Q-UV testu, který se běžně používá v textilním průmyslu pro simulaci stárnutí materiálu vystavením klimatu s použitím koloristické zkoušky. Test byl realizován ve speciálním zařízení (obr. 15), jež je schopné simulovat dlouhodobý vliv povětrnosti a vystavení slunečnímu záření osvětlením lamp typu UVA při vrcholu vyzářování na vlnové délce 340 nm a irradianci $1,55 \text{ W} \cdot \text{m}^{-2}$. Zatěžovací cyklus sestává z fáze intenzivní kondenzace vzdušné vlhkosti na povrchu vzorků, simulace náporového deště ostříkáním vzorků vodní tryskou a osvětlením povrchu těles UV lampami se spektrem blízkým se slunečnímu záření. Standardní test, trvající 1 000 h, je schopen simulovat období 2-4 roky stárnutí materiálu za reálných povětrnostních podmínek.

Pro dosažení co největší podobnosti aplikačním podmínkám hydrofobizované směsi byly přísady zamíchány do komerčně distribuované suché omítkové směsi s červeným pigmentem. Omítka je založena na cementovém pojivu s přidávkou polymerního pojiva na bázi polyvinylacetátu. Do původně neošetřené omítkové směsi byly přidány hydrofobizéry v jednotné dávce 0,5 % (tab. 4). Dále byla ponechána směs referenční neošetřené a v případě směsi s hydrofobizovaným pojivovým polymerem byl hydrofobizér vyne-



Obr. 15. Schéma přístroje pro test Q-UV

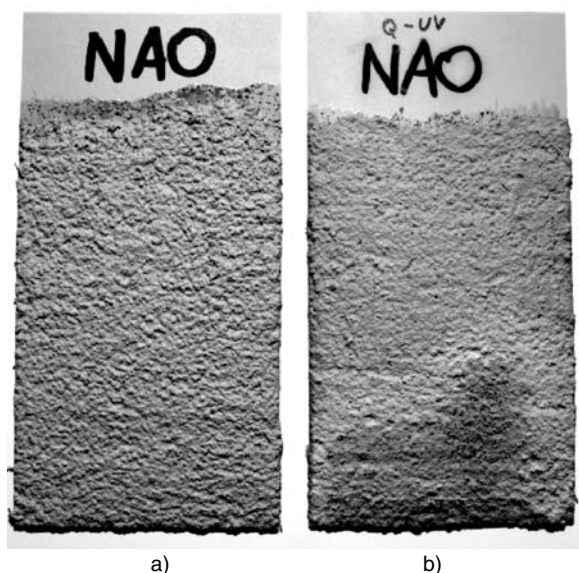
chán a byla adekvátně navýšena dávka tohoto pojivového polymeru na 1,2 %. Tyto směsi byly ve výrobce doporučené aplikační tloušťce naneseny na plastové destičky opatřené adhezivním můstkem. Od každé přísady byl ponechán vzorek

Tab. 4. Přísady pro zkoušku trvanlivosti omítkové směsi metodou Q-UV testu

Označení	Popis hydrofobizéru	Dávka hydrofobizéru [%]	Dávka polymeru [%]
PUA	monofunkční silikonový hydrofobizér	0,5	1
SHP	monofunkční silikonový hydrofobizér	0,5	1
SEA	monofunkční silikonový hydrofobizér	0,5	1
STR	monofunkční silikonový hydrofobizér	0,5	1
REF	referenční směs bez hydrofobizéru	–	1
NAO	oleát sodný	0,5	1
ES120	silikonový hydrofobizér s redukcí výkvětů	0,5	1
E100	pryskyřičná přísada pro redukcí výkvětů	0,5	1
VIN	hydrofobizovaný pojivový polymer na bázi polyvinylacetátu	–	1,2
NF 50	směs oleátů a stearátů	0,5	1

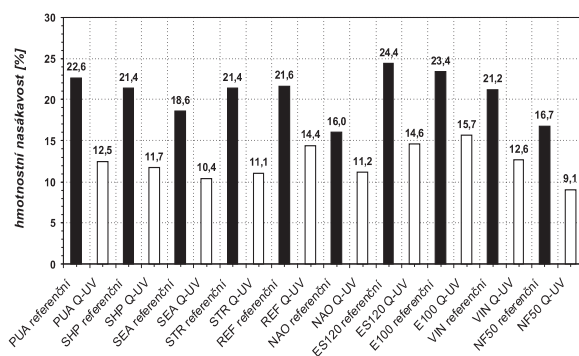
pro uložení v laboratorních podmínkách a druhý vzorek pro Q-UV test.

Po ukončení působení po dobu 1 000 h klimatického zatížení přístrojem Q-UV testu byly vzorky vyfotografovány a vizuálně komparovány pro možnost posouzení vzniku povrchových výkvětů, degradačního poškození a změny barevnosti povrchu vůči referenčním vzorkům. Příkladem je fotografie na obr. 16, vlevo je vzorek omítkové směsi s přísadou oleátu sodného uchovávaný v laboratorních podmínkách bez vlivu klimatu, vpravo exponovaný po dobu 1 000 h účinku Q-UV testu s použitím postřikové trysky pro simulaci náporového deště. V dolní části je patrná tmavá vodou vybroušená plocha lemovaná světlým solným výkvětem. V barevné verzi bylo možné pozorovat vyblednutí omítky.



Obr. 16. Vizuální porovnání referenčního vzorku omítky s přísadou oleátu sodného (a) se vzorkem podrobeným Q-UV testu (b)

Pro vizuální porovnání byla stanovena nasákavost ponořením do vody na dobu 24 h, a to jak směsí uložených v laboratorních podmínkách, tak směsí cyklovaných v Q-UV přístroji. Z obrázku 17 je patrné, že při porovnání zatížených vzorků s nezatíženými došlo k poklesu nasákavosti u vzorků



Obr. 17. Porovnání celobjemové nasákavosti hydrofobizovaných vzorků omítky vystavených zátěži Q-UV testu s referenčními vzorky uchovávanými v laboratorních podmínkách

zatížených. To je zřejmě způsobeno jednak transportem solí k povrchu omítkového vzorku a ucpání povrchových pórů, jednak pokročilejší fází hydratace vlivem dodatečného přístupu kapalné vody. Nicméně ze všech vzorků se nejlépe

projevila omítka ošetřená směsí oleátů a stearátů NF50, která i při vizuálním porovnání vykazovala minimální změny v barevnosti a v podstatě žádný pozorovatelný solný výkvět.

Závěr a diskuze

Typickým projevem přísady práškového strukturálního hydrofobizéru do maltové směsi je pokles mechanické pevnosti. V případě hydrofobizované cementové malty může klesat pevnost v tlaku na 65-95 % pevnosti referenční nehydrofobizované malty. Tyto vlivy se neprojevují u některých kvalitních hydrofobních přísad na bázi silanů, nicméně je nutné provádět zkušební měření před použitím konkrétního hydrofobika. Při porovnávacím testování je vhodné provést zkoušky vlivu hydrofobik na konzistenci a obsah vzduchu v čerstvé směsi, neboť některé hydrofobizéry na bázi silikonů se projevují jako silná provdušňovačidla.

Z hlediska způsobu zjišťování hydrofobního výkonu jednotlivých přísad se jako nejvhodnější jeví metoda stanovení kapilární vodní absorpce, resp. stanovení nasákavosti dle ČSN EN 12808-5. Podává nejprůkaznější výsledky a může být využívána pro tenkovrstvé vzorky, které tvarem nejlépe odpovídají aplikačnímu použití práškových strukturálních hydrofobizérů.

Pro rozlišení trvanlivosti hydrofobizérů a jejich schopnosti chránit ošetřenou směs je nutno používat simulaci extrémního klimatického působení, které délkou cyklů nepřekročí jeden měsíc. Při delším cyklování a dodatečném přístupu vody do zkoumané silikátové směsi dochází ke zkrácení výsledků vlivem efektu samohojení a jevů spojených s šířením solí uvnitř zkoumané hmoty. Za zkušební metodu, která splňuje tyto požadavky, lze označit stanovení odolnosti proti cyklickému zmrazování a rozmrazování za přítomnosti chemických rozmrazovacích látek dle ČSN 73 1326:1984.

Zkoušky odolnosti vůči chemickým látkám naznačují nízkou odolnost hydrofobizérů na bázi kovových mýdel, tedy oleátů a stearátů, vůči kyselině chlorovodíkové. Naopak silikonové přísady se jeví jako vhodné do prostředí s tímto agresivním charakterem. Pro prostředí s kyselinou sírovou a dusičnou příliš dobře neodolávají přísady na bázi stearátů a silikonů. Pro testování hydrofobizovaných hmot s pohledovou funkcí, tedy omítky a fasádní stěrky, lze doporučit zkušební simulaci stárnutí při vystavení klimatickým jevům v přístroji Q-UV test. Tato metodika spolehlivě rozlišuje kvalitu ochrany hmoty hydrofobizérem z hlediska solných výkvětů a dále z hlediska koloristiky a použitých pigmentů.

Za velmi osvědčenou i levnější variantu práškové strukturální hydrofobizace lze označit oleát sodný, který již při velmi malém dávkování (0,1 % z hmotnosti suchých složek maltové směsi) zabezpečuje vysoký hydrofobní účinek a dostatečnou trvanlivost. Toto kovové mýdlo se ovšem stává neúčinným v případě vystavení působení chlorovodíku. Za pokrokové a účinné spojení lze označit sloučení oleátů a stearátů do jednoho funkčního přípravku. Tato hydrofobika jsou při vodném nastavení poměrů vysoce účinná a trvanlivá i při nízkém dávkování.

Na základě provedených měření není možné doporučit používání samostatných stearátů, zejména pak stearátu vápenatého. Tato přísada se projevuje nejnižší trvanlivostí a výrazně zvýšeným dávkováním pro dosažení stejného hydrofobního efektu v porovnání s ostatními typy práškových hydrofobizérů.

V případě silikonových hydrofobik nelze shrnout poznatky do jedné skupiny, neboť z chemického hlediska jde o rozmanité látky. Nicméně při prokázání jejich vlastností pospa-

nými metodami lze mezi nimi nalézt vysoce účinné a kvalitní zástupce disponující dalšími příznivými efekty ochrany silikátových směsí.

Článek vznikl za podpory výzkumného specifického projektu VUT Brno č. FAST-S-11-25/904.

Literatura

- [1] Nováček, J.: Ověření účinnosti hydrofobizačních přísad určených ke strukturální hydrofobizaci silikátových maltových směsí. [Diplomová práce], VUT Brno, 2008, s. 66.
- [2] Nováček, J. – Štátník, S.: Comprehensive Testing of Structural Powder Mass Water Repellents Based on Silicone. In: Sborník DMS-RE 2009. 2009. p. 56 - 57. /ISBN 978-80-89088-81-2/
- [3] Lanzón, A. – García-Ruiz, P. A.: Evaluation of Capillary Water Absorption in Rendering Mortars Made with Powdered Waterproofing Additives. Construction and Building Materials, Vol. 23, Iss. 10, 2009, pp. 3287-3291. /ISSN 0950-0618/
- [4] Lanzón, A. – García-Ruiz, P. A.: Effectiveness and Durability Evaluation of Rendering Mortars Made with Metallic Soaps and Powdered Silicone. Construction and Building Materials, Vol. 22, Iss. 12, 2008, pp. 2308-2315. /ISSN 0950-0618/
- [5] Quadrelli, M. – König, F. – Roos, M. – Stadtmueller, S. – Weyershausen, B.: New Powdery Water Repellents for Dry Mortar Application. [Proceedings], International Drymix Mortar Conference, Drymix Mortar Yearbook, 2007. /ISBN 978-3-9811328-1-6/
- [6] Stolz, H. J.: Oleochemicals-Important Additives for Building Protection. [Výzkumná zpráva], Peter Greven, 2007.
- [7] Steuer, R.: Studium fyzikálních vlastností materiálů vnějšího zateplení budov z hlediska snížení vlhkostní zátěže. [Dizertace], VUT Brno, 2008, 134 s.

Nováček, J. et al.: Application of Structural Hydrophobizers in Dry Silicate Blends

The powder water repellents provide hydrophobic properties and other additional benefits to the entire volume of treated silicate blends. The properties of treated blends are investigated with respect to capillarity water absorption, mechanical strength, chemical resistance and durability. Usage of powder water repellents is observed for the possibility of decreasing water saturation of facade layers on external thermo-insulating systems ETICS.

Nováček, J. u. a.: Anwendung struktureller Hydrophobierer in trockenen Mörtelmischungen

Pulverförmige Hydrophobierer erzielen Wasser abweisende Wirkungen im ganzen Volumen der behandelten Masse und weitere additive Wirkungen. Die Eigenschaften von mit Hydrophobierern behandelten Mörtelmischungen werden mit Rücksicht auf die Feuchte- und mechanischen Eigenschaften, die chemische Beständigkeit und Dauerhaftigkeit behandelt. Es wird der Aspekt der Herabsetzung der Feuchtesättigung der Fassadenoberflächenschichten von Wärmedämmverbundsystemen ETICS betrachtet.

• dizertace



Hypotetické rekonstrukce sakrálních velkomoravských raně křesťanských staveb

Ing. Lubor Kalousek

Dizertace je zaměřena na analýzu velkomoravských zděných kostelů s pravouhlým kněžištěm. Součástí práce je architektonický a konstrukční rozbor analogických předrománských kostelů z ostatních evropských lokalit, který tvoří podklad pro vytváření hypotetických rekonstrukcí nedochovaných velkomoravských kostelů.

Vývoj nových injektážních hmot s využitím druhotných surovin

Ing. Pavla Matulová

Práce se zaměřuje na sanaci trhlin železobetonových a zděných konstrukcí injektáží médiem s lepšími fyzikálními vlastnostmi, než má původní konstrukce. Jde o komplexní výzkum a vývoj nových injektážních hmot s využitím druhotných surovin (elektrárenský popílek, slévárenský písek, odpadní propírka a vysokopecní struska).

Optimalizace procesu rekonstrukcí stokových sítí

Ing. Roman Nosek

Dizertace se zabývá rekonstrukcí stokových sítí s využitím multikriteriální optimalizace. První část shrnuje současné znalosti z oblasti optimalizace rekonstrukcí stokových sítí, těžiště práce je v návrhu nové metodiky pro optimalizaci výběru části stokové sítě pro rekonstrukci.

Studium vlivu jemnozrnných příměsí na vývoj fyzikálně mechanických vlastností betonů

Ing. Jan Přikryl

Práce se zabývá vlivem aktivních příměsí na dlouhodobý vývoj pevnostních charakteristik betonů. Průběh zrání betonů v exteriéru byl monitorován meteorologickou stanicí s dokumentací souhrnných povětrnostních vlivů. Dizertace poskytuje informace o chování betonů s aktivními příměsemi v reálném prostředí.

Integrovaná ochrana území proti nepříznivým účinkům povrchového odtoku

Ing. Aleksandra Ručková Sala

Dizertace je orientovaná na řešení protierozní a povodňové problematiky. Hlavním cílem je návrh variantní integrované ochrany a organizace území v ploše povodí ke snížení negativních účinků povrchového odtoku, jež může být zdrojem povodňových situací.

Vnitřní prostředí v přetlakových halových objektech a možnosti zvýšení jeho kvality

Ing. Jaroslav Ošmera

Náplní práce bylo dlouhodobé sledování stavu vnitřního prostředí v přetlakových objektech s odlišnou skladbou pláště a experimentální měření na modelech. Na základě výsledků měření byl definován stav vnitřního prostředí v těchto stavbách v jednotlivých ročních obdobích a byly navrženy konstrukční úpravy a technická opatření pro zvýšení jeho kvality.

Vliv geosyntetických sítí na růst travin při založení zemního armovaného stabilizačního koberce

doc. Dr. Ing. Miloslav ŠLEZINGR
Ing. Petr PELIKÁN

Mendelova univerzita, Brno

Ing. Lucie FOLTÝNOVÁ
VUT – Fakulta stavební, Brno

Článek se zabývá stabilizací svahů, ale také břehů toků a nádrží, pomocí předpěstovaných armovaných stabilizačních travních koberců. Základem je prezentace výsledků výzkumu ovlivnění růstu kořenového systému travin geosyntetickou sítí. Průběh růstu kořenů je zpracován graficky a doplněn podrobným komentářem. V závěru jsou shrnuty výsledky výzkumu a nastíněn jeho další směr.

Úvod

Jednou z možností stabilizace břehů nádrží je využití geosyntetických sítí či rohoží jako vnitřní stabilizace svahu. V minulých letech byly podrobně rozpracovány a publikovány [1], [2], [4] stabilizační postupy využívající tento materiál, a to za spolupůsobení kořenových systémů dřevin či bylin. Právě tento problém se stal podnětem široké diskuze, zda a jak moc geosyntetické sítě či rohože uložené ve svahu růst kořenového systému travin ovlivňují [5], [6], [8].

Na tento problém zareagovali odborníci z Ústavu vodních staveb VUT FAST Brno a ve spolupráci s pracovníky Ústavu tvorby a ochrany krajiny MENDELU Brno se zaměřili na podrobné prověření ovlivnění růstu kořenového systému travin jednotlivými druhy geosyntetických sítí. Experimentální činnost byla zaměřena na založení zemních stabilizačních armovaných koberců (obr. 1) a využití minimálně tří druhů geosyntetických sítí a čtyř druhů nejčastěji užívaných travních směsí.



Obr. 1. Ukázka zakládání experimentálních ploch

Založené stabilizační koberce byly podrobně sledovány sedm měsíců. Výsledkem jsou dvě skupiny dat:

- podrobně zpracované grafy rychlosti prorůstání kořenů

travin zemním materiálem vyztuženým jednotlivými typy geosyntetických sítí a jeho porovnání s rychlostí prorůstání kořenů stejných travin u stabilizačního porovnávacího koberce bez geosítě. Stabilizační koberce byly založeny a sledovány za dodržení stejných růstových podmínek;

- druhá skupina dat charakterizuje stav stabilizačního koberce po sedmi měsících sledování se zaměřením na jeho následnou využitelnost pro stabilizaci břehu [3], [7].

Článek se podrobně zabývá první skupinou dat a prezentuje závěry sledování na lokalitě Žižkova v Brně.

Experimentální plochy

Pro založení experimentálních ploch byla vybrána rovinná lokalita s pohyblivým stínem, v blízkosti byl vodní zdroj pro zajištění závlivky i prostor pro uskladnění pracovních pomůcek. Za využití geosyntetických sítí ENKAMAT 7010 a 3 D Mat byly založeny dvě plochy (obr. 1). Na rovinnou plochu byla položena fólie o rozměrech 1,3x6,0 m a na ni rozprostřena vrstva substrátu (startovací zeminy) tl. 3 cm. Na substrát byla uložena geosíť a opět zasypána vrstvou zeminy tl. 2 cm. Následně bylo vyseto travní semeno a opět zasypáno zeminou tl. 1 cm. Založený travní koberec byl mírně zhutněn (za použití desek) a zavlažen.

Takto byla pro experiment vytvořena následující skladba zemních stabilizačních armovaných koberců a koberců porovnávacích se stejným výsevem, ovšem bez armatury:

- geosíť ENKAMAT 7010 v kombinaci s travním semenem *Lolium perenne* LOLITA;
- geosíť 3 D Mat v kombinaci s travním semenem *Lolium perenne* LOLITA;
- geosíť ENKAMAT 7010 v kombinaci s travní směsí *Lolium multiflorum* LOLITA 20 %, *Lolium perenne* PIMPERNEL 40 %, *Lolium perenne* BELIDA 20 % a *Festuca rubra* L. MAXIMA 20 %;
- geosíť 3 D Mat v kombinaci s travní směsí *Lolium multiflorum* LOLITA 20 %, *Lolium perenne* PIMPERNEL 40 %, *Lolium perenne* BELIDA 20 % a *Festuca rubra* L. MAXIMA 20 %.

Vznikly tedy čtyři sady vzorků. Postup dílčích úprav, odplevelování, závlivky aj. byl na všech plochách totožný.

Výsledky měření

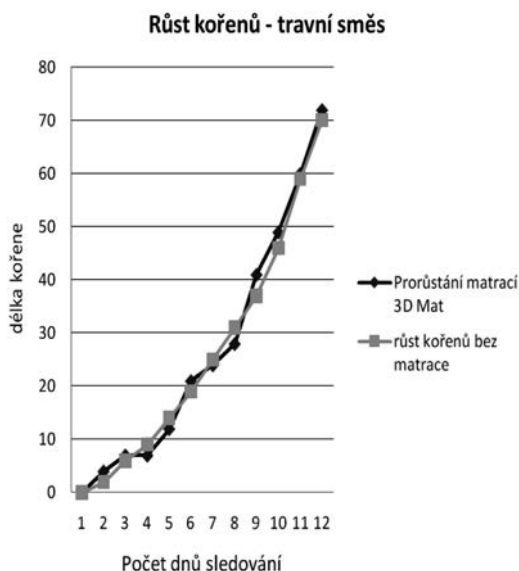
Po založení experimentálních ploch se růst travin denně sledoval. První kořínky prorostly substrátem po 13 dnech. Od tohoto okamžiku se přírůstky na všech plochách denně ve stejnou hodinu sledovaly, měřily a zapisovaly. Z grafů je patrný denní přírůstek i celková délka kořene za sledované období. Pro možnost sledování byla mezi podkladní fólii a zemní materiál opatrně vsunuta průhledná plastová deska tloušťky 3 mm. Po jejím nadzvednutí bylo možné sledovat prorůstání v daném okamžiku. Kořínky byly jemně přitisknut

k průhledné desce a mohl být změřen. Na desce bylo následně označeno v předkreslené mřížce jeho umístění.



Obr. 2. Prorůstání kořínků travin – experimentální plocha tři měsíce od výsevu

Pokus byl opakován na všech experimentálních plochách po dobu 12 dnů. Po této době dosáhla spleť kořínků takové intenzity, že se nepodařilo spolehlivě identifikovat měřené kořeny na jedné z ploch, proto bylo měření na všech plochách ukončeno. Výsledky měření růstu kořenů byly denně zapisovány a následně vyneseny do grafů.



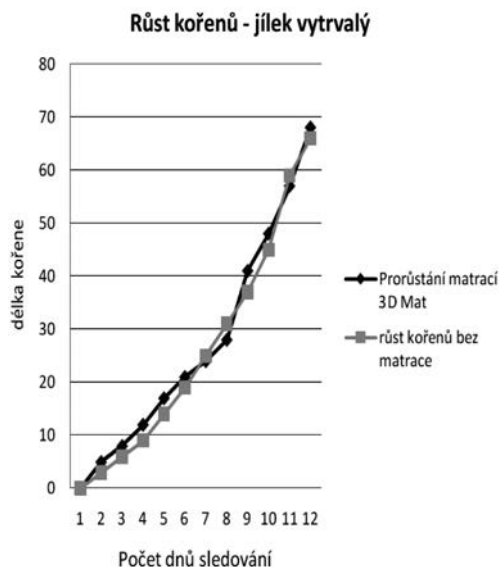
Obr. 3. Růst kořenů – jílek vytrvalý (*Lolium perenne*) LOLITA (geosyntetické sítě ENKAMAT 7010 i 3 D Mat vykazovaly téměř stejné přírůstky)

Prezentace výsledků v grafické podobě je založena na porovnání rychlosti prorůstání kořínků travin geosítí armo vaným stabilizační kobercem a kobercem bez vnitřní armatury, viz obr. 3 až obr. 5.

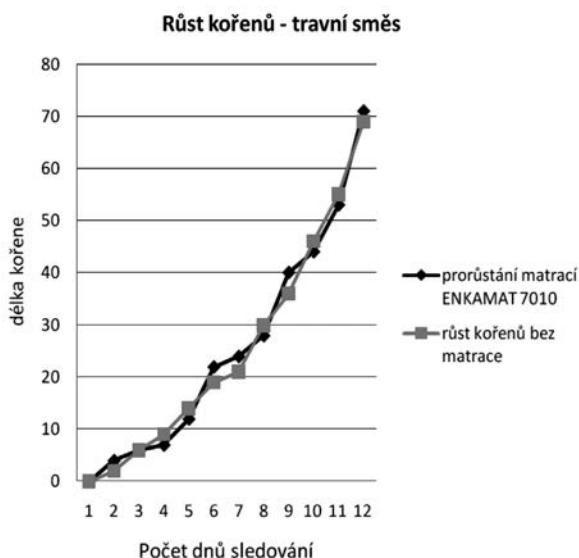
Závěr

Z výsledků uvedených zde a výsledků z dalších experimentálních ploch (nádrže Brno, výzkumné plochy Hartmanice) je patrné, že není zásadní rozdíl délky kořenů (ani vitality kořenů a nadzemní hmoty) při použití geosyntetické sítě jako zemní armatury v porovnání s výsevem do stejného substrátu bez geosít. Na námítky a dotazy vznesené na mezinárodní konferenci „People, Building and Environment“ [4], [5] a mezinárodním sympoziu hydrotechniků (Pavlov 9/2009), zda využití geosít jako zemní armatury neovlivní

zakořenění a růst travní směsi, lze jednoznačně říci, že ovlivnění nebylo při použití tří druhů geosít a čtyř druhů travních směsí pozorováno (v článku je prezentován pouze výsledek sledování dvou typů geosít v kombinaci s jedním druhem trávy a jednou travní směsí, výsledky dalších sledování však byly obdobné).



Obr. 4. Růst kořenů – jílek vytrvalý (*Lolium perenne*) LOLITA, matrace 3 D Mat



Obr. 5. Růst kořenů – jílek vytrvalý (*Lolium perenne*) LOLITA, matrace ENKAMAT 7010

V období 2011 až 2013 bude sledování možného ovlivnění zakořenění a růstu jednotlivých druhů travin i travních směsí pokračovat, tentokrát se zaměření na další typy geosít či geomatrací i na položení několika geosít nad sebou. Zaměříme se nejen na předpěstované stabilizační travní koberce, ale i na problematiku přímého výsevu na stabilizované ploše.

Článek vznikl za využití výsledků projektu BD 120000087 VUT FAST „Stabilizace břehů“.

Literatura

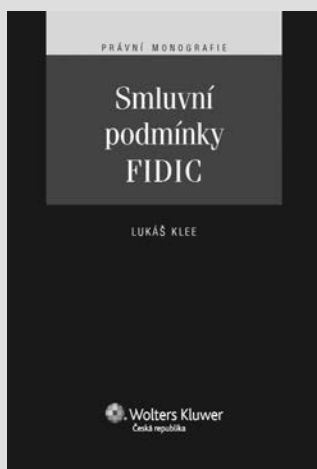
- [1] Synková, J.: Evaluation of Stream Stability after Revitalisation. *Acta Universitatis Agriculturae et Silviculturae Mendelianae Brunensis*, 57 (1)2009, pp. 105-113.
- [2] Synková, J.: Possibility of Utilization of Direction Construction in River Revitalization. *Acta Universitatis Agriculturae et Silviculturae Mendelianae Brunensis*, 57 (5), 2009, pp. 279-284.
- [3] Šlezinger, M.: Stabilisation of Reservoir Banks Using an "Armoured Earth Structure". *Journal of Hydrology and Hydromechanics*, 55 (1), 2007, pp. 64-69.
- [4] Šlezinger, M. – Uhmánová, H.: Stabilization of Banks with Using Geosynthetics. [Proceedings], People, Building and Environment, Křtiny, 2009, pp. 547-550.
- [5] Šlezinger, M.: Bank Stabilization of River and Reservoir. [Proceedings], People, Building and Environment, Křtiny, 2009, pp. 419-422.
- [6] Šoltész, A.: Hydraulic Aspects of Cross-Border Cooperation in River Restoration Project. [Proceedings], Annual 2008 of the Croatian Academy of Engineering. Zagreb, Croatian Academy of Engineering, 2008, pp. 31-47.
- [7] Šoltész, A.: The Role of Cross-Border Co-operation Programme for Water Management in Lowland Regions. [Proceedings], International Symposium on Water Management and Hydraulic Engineering. Skopje, University Ss. Cyril and Methodius, 2009, pp. 11-20. /ISBN 978-9989-2469-6-8/
- [8] Zelenáková, M. a kol.: Water Structures. E-learning-text. CD-Rom, 240 p. /ISBN 978-807041-752-2/
- [9] Geosyntetika, s. r. o., podkladové materiály, zajištění geosítí.

Šlezinger, M. et al.: The Impact of Geosynthetic Nets on the Growth of Grasses in Installation of Earth Reinforced Stability Carpet

This paper describes stabilization of slopes and banks of streams and reservoirs using pre-cultivated reinforced stability grass carpets. It presents results of the research into the influence of growth of the root system of grasses by means of a geosynthetic net. The course of root growth is shown in a graphical form and detailed comments are added to it. In the end, research outcomes are summarized and its further direction is outlined.

Šlezinger, M. u. a.: Der Einfluss geosynthetischer Netze auf das Wachstum von Graspflanzen beim Anlegen eines bewehrten Erdstabilisierungsteppichs

Der Artikel befasst sich mit der Stabilisierung nicht nur von Böschungen, sondern auch von Ufern von Wasserläufen und Staubecken mit vorproduzierten bewehrten stabilisierenden Rasenteppichen. Grundlage ist die Präsentation der Ergebnisse der Erforschung der Beeinflussung des Wachstums des Wurzelsystems der Graspflanzen durch ein geosynthetisches Netz. Der Verlauf des Wurzelwachstums ist grafisch verarbeitet und durch einen ausführlichen Kommentar ergänzt. Im Resümee sind die Ergebnisse der Forschung zusammengefasst und ihre weitere Ausrichtung angedeutet.



Klee, L. – Smluvní podmínky FIDIC

Wolters Kluwer ČR, Praha, 456 s., vazba pevná, 499 Kč
ISBN: 978-80-7357-620-2

Mezinárodní federace konzultačních inženýrů (FIDIC) publikuje tradiční vzorové smlouvy o dílo na dodávku stavebních prací. Tyto dokumenty jsou v současnosti světově nejrozšířenějšími vzory ve stavebnictví s podporou významných investorů včetně Evropské unie, Evropské investiční banky, Mezinárodní rozvojové banky a mnoha dalších.

Monografie s názvem Smluvní podmínky FIDIC autora JUDr. Lukáše Klee je prvním uceleným pohledem na tuto problematiku ve středoevropském kontextu, především v oblasti České republiky a Slovenska, kde se dokumenty Mezinárodní federace konzultačních inženýrů používají například v oblasti veřejných zakázek dopravní infrastruktury.

Pořídit si tuto knihu je ovšem povinností každého investora, zadavatele (ať privátního, nebo veřejného), developera, subjektu dozoru, správce stavby a zhotovitele výstavbového projektu. Publikaci využijí manažeři stavebních společností, vedoucí projektu, stavbyvedoucí, přípravníci, konzultační inženýři, znalci, poradci, podnikoví právníci nebo advokáti z oblasti závazkových vztahů a veřejných zakázek, stejně tak rozhodci nebo soudci, kteří rozhodují spory z výstavbových projektů. Tuto monografii lze doporučit studentům a vyučujícím souvisejících stavebních a právních oborů.

Autorovi je vlastní praktický přístup, neopomíjí ovšem detailní právní rozbor problematických institutů a překladových nejasností. V knize jsou vysvětleny rozdíly mezi jednotlivými vzory s důrazem na alokaci rizik, cenu díla, lhůtu pro dokončení a nároky smluvních stran (tzv. claimy). Není opomenuta ani role těchto smluvních podmínek z hlediska mezinárodního práva soukromého.

Publikace navíc obsahuje se svolením FIDIC jako přílohu kompletní znění tří nejpoužívanějších vzorů (červené, žluté a stříbrné knihy), vzorové dokumenty pro claim management a čtyřjazyčný slovník nejpoužívanějších výrazů a obrátů.

Návrh a dimenzování zařízení stavenišť pomocí webové aplikace

Ing. Tomáš HLAVSA, Ph.D.
 prof. Ing. Čeněk JARSKÝ, DrSc.
 ČVUT – Fakulta stavební
 Praha

Na základě otevřených technologií byla vytvořena nová webová aplikace, která zahrnuje většinu fází procesu návrhu zařízení stavenišť. Její hlavní část tvoří projekt zařízení staveniště, vedlejší pak rozmísťovací úlohy a databáze objektů zařízení stavenišť. Společně s databázovým modelem je potenciální platformou nejen pro budoucí výzkum a vývoj, ale i pro odborníky ve stavební praxi.

Úvod

Počátek devadesátých let byl snad ve všech oborech lidské činnosti charakteristický zrychlením výzkumu a vývoje díky hromadnému rozšíření výpočetní techniky. Využití jejich prostředků umožnilo především zrychlit, ale i zkvalitnit, proces přípravy a řízení realizace staveb. Jak je uvedeno v [4], jednou ze základních podmínek pro racionalizaci přípravy staveb je dokonalejší využití výpočetní techniky. První návrhy systému pro řešení problémů spojených se zařízením stavenišť byly vytvářeny pro uživatelské stanice a počítače s operačním systémem MS DOS počátkem devadesátých let [6]. Nové tisíciletí přineslo nejen do stavebnictví nový fenomén, a to zahlcení informacemi. Prudký a stále se zrychlující rozvoj internetu a vznik nových forem komunikace znamená i nové výzvy. Pořizování nových programů a technologií jde souběžně s nutností zvyšovat kvalifikaci zaměstnanců pro práci s těmito nástroji. Informační technologie, zejména pak softwarové vybavení a s ním související vnitřní procesy (integrace do firemních procesů, školení uživatelů), začaly nepříjemně zvyšovat režijní náklady, a proto lze v posledních letech sledovat nejen ve stavebních společnostech trendy vedoucí k nápravě. Konkrétně jde o zvyšování efektivnosti práce zkvalitněním postupů v informačních technologiích a tlak na snižování nákladů na informační technologie při zachování kvality.

Zvyšování efektivnosti práce zkvalitněním interních postupů týkajících se informačních technologií lze dosáhnout poměrně snadno, a to především:

- odstraněním duplicitních dat či informací a korekcí procesů, jež duplicitu vytvářejí;
- agregací informací a jejich vhodným strukturováním;
- zavedením či úpravou kontrolních mechanismů sledujících množství a kvalitu produkovaných dat.

Snižování nákladů na informační technologie bylo řadu let možné díky postupnému snižování cen hardwaru, nicméně v současné době již další snižování není v zásadě možné. Ceny dosáhly hranice, pod kterou již nemohou významně klesnout. Zbývající částí informačních technologií, kde lze úspory hledat, je tedy software. Počátkem nového tisíciletí se však na globálním trhu počaly prosazovat aplikace s otev-

řeným zdrojovým kódem Open Source. Toto software přináší a umožňuje několik zásadních změn. Především do prostředí přináší doposud chybějící alternativu ke komerčním řešením, která vytváří tlak na snížení cen komerčních produktů a řešení. Největším přínosem celé filozofie je možnost vyvíjet vlastní řešení podle specifických potřeb. Na Open Source je založena i aplikace, která je předmětem tohoto článku. Pojednává o webové aplikaci pro dimenzování zařízení stavenišť. Koncept byl navržen s přihlédnutím k popsaným trendům a ambicí je přispět k rozvoji softwarového vybavení pro přípravu a realizaci staveb.

Metody a postupy návrhu

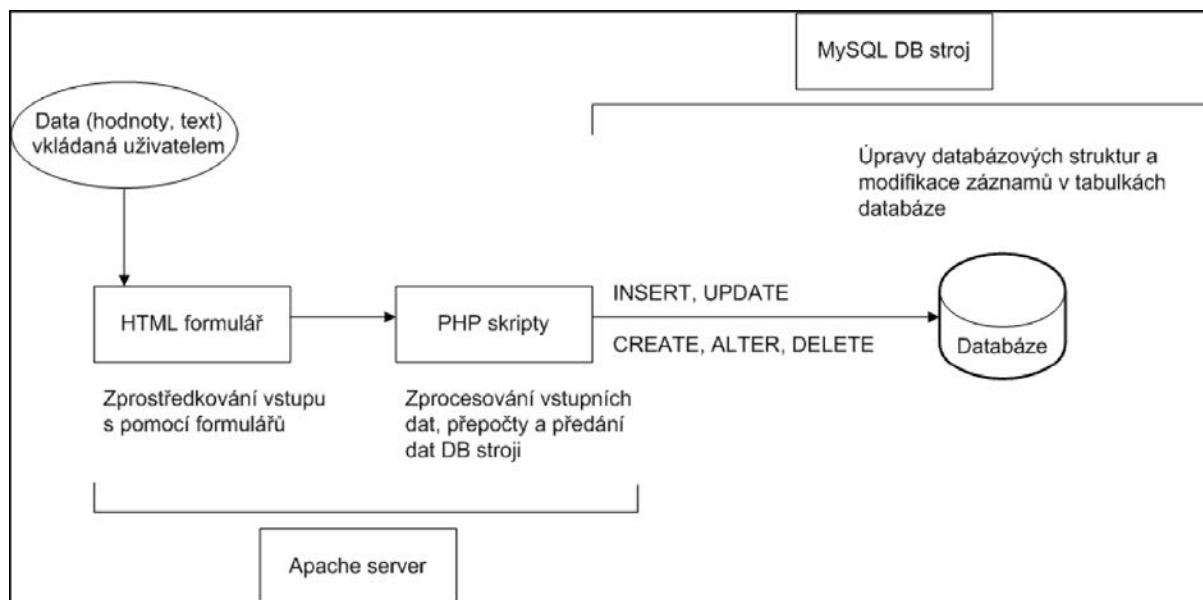
Pro návrh a vytvoření aplikace byl použit jako základní systémový přístup a analyticko-syntetická metoda vědeckého zkoumání a tvorby matematického modelu řešení daných úloh. Dále byly použity při přípravě podkladů, sestavení algoritmů modelu zařízení stavenišť i pro vyhotovení výsledné softwarové aplikace dále uvedené metody a postupy:

- **metoda lineárního programování** byla použita k řešení dopravního problému. Úloha byla řešena obecně pro i odběratelů a j dodavatelů;
- **metoda SLP** (Systematic Layout Planning) byla použita při definování parametrů jednotlivých typů objektů zařízení stavenišť. Je vhodná zejména proto, že poskytuje jednoduchý a přímý přístup k navrhování objektů zařízení stavenišť;
- **skriptovací jazyk PHP** (HyperText Preprocessor) byl použit pro vytvoření internetové aplikace, resp. její funkční části. Pomocí skriptu byly tvořeny i cykly, podmínky a výstupy do externích souborů. PHP zprostředkovává data uložená v SQL strukturách nejen pro potřeby výpočtu, ale i pro potřeby formulářů vytvořených jazykem HTML;
- **strukturovaný dotazovací jazyk SQL** sloužil k načítání, ukládání a manipulaci s daty vloženými uživatelem aplikace. Má přímou návaznost na zvolený databázový stroj, kterým je Open Source řešení MySQL;
- **hypertextový značkovací jazyk HTML** (HyperText Markup Language) byl použit převážně k definování internetových formulářů uživatelských vstupů, výstupních formulářů a v interakci s jazykem CSS (Cascading Style Sheets) i k formátování vzhledu výsledné aplikace.

Základní části aplikace

Aplikace je řešena jako víceuživatelská a multiplatformní, může být tedy provozována v zásadě na libovolném operačním systému, na kterém budou korektně fungovat základní technologické bloky aplikace. Je tvořena třemi komponentami:

- **serverová komponenta Apache** v době přípravy článku fungovala na více než 50 miliónech internetových serverů po celém světě, což je více než 50% tržní podíl všech internetových serverů [1]. Tato komponenta zprostředko-



Obr. 1. Spolupráce jednotlivých komponent aplikace

vává zobrazení formulářů aplikace, předává vstupní hodnoty uživatele databázovému stroji, a naopak zprostředkovává načítání hodnot uložených v databázi prostřednictvím formulářů HTML zpět uživatelům aplikace. Při vytváření, ladění i testování byla použita serverová komponenta Apache verze 2.2.14;

- **PHP skripty a HTML formuláře.** PHP je jazyk pro skriptování, který umožňuje dynamizaci webového serveru [2]. Tato komponenta tvoří samotné jádro aplikace, zatímco komponenty Apache a MySQL vytvářejí prostředí pro běh aplikace. Viditelná část aplikace, tedy funkční prvky aplikace, jako jsou vstupní a textová pole, popisky a grafické objekty, je tvořena formuláři HTML využívajícími podpory CSS;
- **serverová komponenta MySQL.** Databázovou komponentu tvoří databázový stroj MySQL. Struktura databáze, tvořená jednotlivými tabulkami, jakožto i jednotlivá pole tabulek, byla navrhována s přihlédnutím k charakteru vstupních dat. Vzájemnou interakci těchto komponent při vkládání dat uživatelem aplikace názorně popisuje blokové schéma na obr. 1.

Pracovní oblasti

Po spuštění aplikace, resp. po připojení se k aplikaci, se uživateli zobrazí úvodní nabídka (obr. 2). K připojení a další práci je možné použít libovolný internetový prohlížeč podporující standardy HTML [3]. Jednotlivé nabídky pokrývají základní úlohy procesu návrhu a dimenzování zařízení staveniště a optimalizace mimostaveništní dopravy [5]. Vzhledem k omezenému prostoru se budeme zabývat částí, která nejlépe reprezentuje danou aplikaci jako celek, a to založením projektu.

V části „Založení projektu“ má uživatel aplikace možnost projít celkem devítí kroky a postupně zadat parametry pro dimenzování sociálního a provozního zařízení staveniště a určení jednotlivých objektů zařízení staveniště tak, aby na konci získal ucelenou zprávu o těchto objektech. Úvodní obrazovka je na obr. 3.

Po zadání požadovaných vstupů uživatelem je zobrazena souhrnná zpráva projektu zařízení staveniště, zde nazvaná „Výstupní zpráva“ (obr. 4 až obr. 6). Tato stránka je tedy



Obr. 2. Úvodní nabídka aplikace

výsledkem celého projektu zařízení staveniště a shrnuje výsledky předchozích fází projektu tak, jak je uživatel během jednotlivých fází zadal. Tuto zprávu může uživatel zpětně kdykoli vyvolat v části „Historie projektů“ modulu „Ucelený projekt zařízení staveniště“.

Přínos pro praxi

Vytvořená aplikace [5] má mimo pedagogický a vědecký přínos i klady v oblasti praktického využití. Fakt, že je postavena na standardních, a navíc i otevřených technologiích databázového stroje MySQL a skriptovacího jazyka PHP, umožňuje jeho plynulé začlenění do obvyklého firemního prostředí.

Založení nového projektu Zařízení Staveniště

Zpracování nového projektu zařízení staveniště bude rozloženo do 9ti fází naznačených níže.

1. Základní údaje o stavbě
2. Dimenzování sociálních a hygienických objektů
3. Dimenzování provozních objektů - elektro
4. Dimenzování provozních objektů - voda
5. Dimenzování provozních objektů - sklady
6. Dimenzování provozních objektů - ostatní
7. Výběr z databáze objektů ZS
8. Výstupní zpráva
9. Situace

Název nového projektu : Nezadáte-li žádný název, použije se jako název projektu kombinace datumu a času.

Přihlašovací údaje

Uživatelské jméno: Povinný údaj

Heslo: Povinný údaj

Databáze: Neznáte-li název databáze, ponechte předvyplněnou hodnotu.

Poznámka:

[Přejít do další fáze projektu](#)

Obr. 3. Uvítací obrazovka při založení nového projektu

Projekt: Vila Ladronka

Interní evidenční číslo Vašeho projektu: 6

Fáze projektu ZS Výstupní zpráva

8

Základní údaje o stavbě

Název stavby: Vila Ladronka a přilehlé budovy

Adresa stavby
Ulice: Na Petříně 34 / Číslo pop.orient.:567/9a
Obec: Praha 6 Břevnov ZIP: 16000

Název investora: Městská část Praha 6
Adresa investora
Ulice: Vítězné náměstí / Číslo pop.orient.:34567/88d
Obec: Praha 10 ZIP: 110 00

Název stavebníka: Metrostav
Adresa stavebníka
Ulice: Koněvova / Číslo pop.orient.:1227d
Obec: Praha 10 ZIP: 11000

Účel stavby: Kompletní rekonstrukce hlavního objektu a přilehlých hospodářských budov

Údaje z pozemkové knihy: Katastrální území Praha Číslo parcely: 3456-INV. 43/CS - 876, č. 22

Obr. 4. Formulář fáze 8 projektu – Výstupní zpráva, část 1

Významným přínosem je rovněž standardizace výstupu z aplikace ve formátech TXT, CSV apod., které umožňují napojení aplikace na standardní vnitrofiremní aplikace či informační systémy. Pro další rozvoj aplikace i metodiky, na níž je postavena, je klíčová otevřenost zdrojového kódu spolu s dalšími podklady. Toto je v aplikaci rovněž dodrženo, a dalšímu rozvoji tedy nic nebrání. Předložená metoda byla již v praxi ověřena, např. při návrhu zařízení staveniště pro stavbu sběrného dvora v Lomnici nad Popelkou.

Závěr

Perspektivy dalšího vývoje jsou zásadně ovlivněny skutečností, že aplikace je postavena a provozována na otevřených technologiích. Tato skutečnost značně zvyšuje její uplatnitelnost na trhu podobných programů.

Obchodní model většiny softwarových aplikací pro oblast stavebnictví je založen na prodeji základní aplikace a pozdějších platbách buď za aktualizace software, či dodávkách rozšiřujících modulů. Naproti tomu aplikace popisovaná v tomto článku má výhodu svou otevřeností. V zásadě kdokoli ji může používat, modifikovat, rozšiřovat její databáze apod. To jí dává podstatnou konkurenční výhodu. Nejenom, že je její pořizovací cena nulová, ale i celkové náklady na vlastnictví (TCO) jsou velmi nízké, v zásadě na úrovni provozních nákladů (energie, čas potřebný pro údržbu běhu aplikace). Většina firem, pořizujících software v dnešní době, hledí nejen na náklady spojené s pořízením, resp. vlastnictvím daného software, ale především:

- na kompatibilitu software s ostatními firemními aplikacemi;
- na náročnost provozování software (atypické běhové prostředí);

Dimenzování sociálních a hygienických objektů

Záchody		
Počet záchodových sedadel pro ženy celkem:	2	ks
Počet záchodových sedadel pro muže celkem:	3	ks
Počet záchodových mušlí celkem:	3	ks
Přístřešky před nepohodou		
Celková plocha přístřešků před nepohodou:	0.00	m ²
Šatny		
Celková plocha šaten:	134.75	m ²
Umývárny		
Celkový počet umývadel:	5	ks
Celkový počet sprch:	3	ks
Jídelny		
Celková plocha jídelen:	92.40	m ²
Ubytovny		
Celková plocha ubytoven:	385.00	m ²
Potřeba vody		
Spotřeba pitné vody:	10.63	m ³ /den

Koeficienty použité při výpočtech		
k _{ppn}	Koeficient pro přístřešky před nepohodou:	0.00
k _{sat}	Koeficient plochy šaten:	1.75
k _{jid}	Koeficient pro samostatné jídelny bez kuchyně:	1.20
k _{ubyt}	Koeficient plochy ubytovny na 1 pracovníka:	5.00

Dimenzování provozních objektů - elektro

Potřeba elektrické energie	
Maximální současný zdánlivý příkon:	89.83 kVA

Koeficienty použité při výpočtech	
k	Koeficient ztrát napětí v síti
	1.1

Dimenzování provozních objektů - voda

Potřeba užitkové vody	
Vteřinová spotřeba vody:	1.32 l/s
Potřeba požární vody	
Celkové množství požární vody:	10.72 l/s
O světlosti potrubí vodovodní přípojky rozhoduje požární voda.	
Pro rozhodný průtok navrhuji světlost potrubí : 100 mm	

Koeficienty použité při výpočtech		
k _{n1}	Příprava stavebních hmot	1.6
k _{n2}	Vlastní stavební práce	1.5
k _{n3}	Pomocná výroba	1.25
k _{n4}	Dopravní hospodářství	2
k _{n5}	Hygiéna a životní potřeby na stavbě	2.7
k _{n6}	Hygiéna a životní potřeby v sídlišti bez kanalizace	2.15
k _{n7}	Hygiéna a životní potřeby s částečnou kanalizací	2
k _{n8}	Hygiéna a životní potřeby s úplnou kanalizací	1.8

Obr. 5. Formulář fáze 8 projektu – Výstupní zpráva, část 2

- na možnost dalšího rozvoje software v návaznosti na změny procesů;
- na podporu software ze strany dodavatele ve smyslu oprav jeho chyb.

Vezmeme-li tyto aspekty v úvahu a vzhledem ke vzrůstajícímu tlaku firem na celkové náklady vlastnictví softwarového vybavení, je pravděpodobné, že webové aplikace

Hlavsa, T. – Jarský, Č.: Web Application for Construction Site Equipment Planning

Based on open technologies, a completely new web application, which will include most phases of the design process of the construction site equipment, has been created. The main part of the web application is the site equipment dimensioning and design, the secondary part includes the optimization of deployment of resources and a database of construction site facilities. The created web application with the database model is also a potential platform for future research and development as well as for the use of experts in construction practice.

Dimenzování provozních objektů - sklady

Materiál	O/T [M.J.]	Předzásobení [dny]	Z [M.J.]	F ₀ [m ²]	F [m ²]
Štěrkopisek	6	3.0	18.00	5.90	7.00
Kamenno těžené	4	2.0	8.00	4.60	5.50
Štěrkoďt	6	2.0	12.00	4.70	6.70
Dlažba mozaiková	8	2.0	18.00	6.20	12.80
Cement balený	3	4.0	12.00	0.40	0.70
Cihly plné	800	4.0	3200.00	4.50	5.10
Ocel tyčová	3	2.0	6.00	1.50	2.00
Ocel průřezu I	4	2.0	8.00	4.80	6.50
Armatury	3	2.0	6.00	3.60	5.50
Lepenky izolační	10	3.0	30.00	1.60	2.70

O/T [M.J.] je velikost denní spotřeby v M.J.

Z [M.J.] je velikost zásoby v M.J.

F₀ [m²] je čistá plocha skládu v [m²]F [m²] je celková (užitná) plocha skládu v [m²]

Dimenzování provozních objektů - ostatní

Plochy kanceláří dodavatelů technologií	
	24 m ²
Plochy kanceláří dodavatelů technologií	
Pražská energetika	24 m ²
Pražská vodárenská	24 m ²
Pražské plynárny	24 m ²
Vak a s.	0 m ²
Sollaris s.r.o.	24 m ²

Koeficienty použité při výpočtech	
k _{app1}	Koeficient plochy kanceláří 1
	25
k _{app2}	Koeficient plochy kanceláří 2
	19

Výběr z databáze objektů ZS

Data úspěšně vložena do tabulky pro i = 2

Přejít do další fáze projektu

Obr. 6. Formulář fáze 8 projektu – Výstupní zpráva, část 3

postavené na otevřených standardních komponentách mají proti proprietárním komerčním řešením nemalou konkurenční výhodu.

Literatura

- [1] www.netcraft.com
- [2] Naramore, E. – Gerner, J.: Vytváříme webové aplikace v PHP, MySQL a Apache. Computer Press, 2007. /ISBN 978-80-251-2767-4/
- [3] http://www.w3.org/
- [4] Jarský, Č.: Automatizovaná příprava a řízení realizace staveb. Kralupy nad Vltavou, CONTEC 2000. /ISBN 80-238-5384-8/
- [5] Hlavsa, T.: Algoritmizace procesů zařízení stavenišť. [Dizertace], ČVUT Praha, 2010.
- [6] Lounek, J.: Technologie staveb II. Výstavba objektů. [Učební text], ČVUT Praha, 1991.

Hlavsa, T. – Jarský, Č.: Zum Entwurf und zur Dimensionierung der Baustelleneinrichtung mit Hilfe einer Web-Applikation

Basierend auf offenen Technologien wurde eine komplett neue Web-Applikation geschaffen, die die meisten Phasen des Entwurfs der Baustelleneinrichtung umfassen wird. Der Hauptteil der Applikation ist das Projekt der Baustelleneinrichtung, der Nebenteil die Optimierung der Platzierungsaufgaben und eine Datenbank der Objekte der Baustelleneinrichtung. Zusammen mit dem Datenbank-Modell ist es eine potentielle Plattform nicht nur für zukünftige Forschung und Entwicklung, sondern auch für Fachleute der Baupraxis.

Hodnocení historického jádra venkovských sídel pro potřeby výuky

prof. Ing. arch. Jaroslav SÝKORA, DrSc.
Ing. arch. Ing. Zuzana PEŠKOVÁ, Ph.D.
ČVUT – Fakulta stavební
Praha

Pro potřeby výuky urbanismu venkovského prostoru byl vypracován postup hodnocení historického jádra venkovského sídla, který si klade za cíl připravit budoucí urbanisty na rozpoznání kulturně historických hodnot v obci a jejich zahrnutí do dalšího zpracování územně plánovací dokumentace.

Úvod

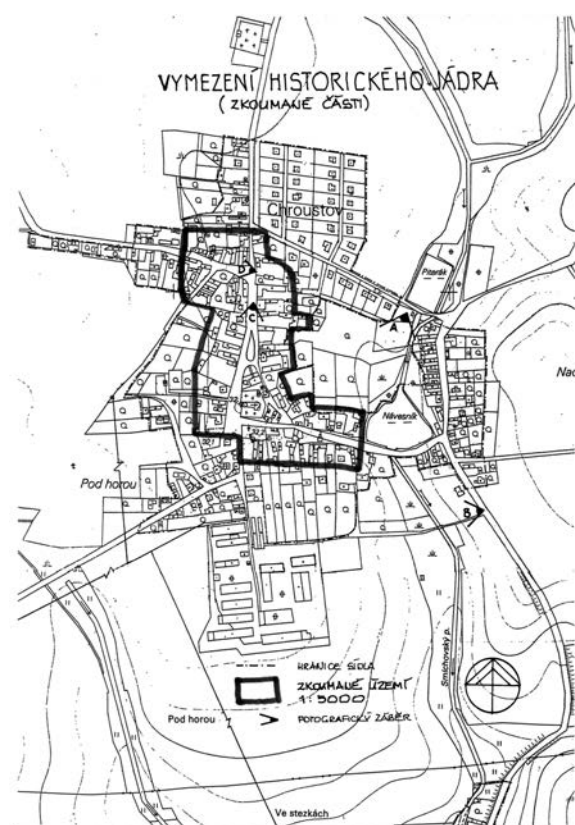
Stavební zákon [1] ukládá ochranu kulturních a civilizačních hodnot území. Platná prováděcí vyhláška [2] se touto problematikou zabývá zejména v předpisech pro zpracování územně analytických podkladů obcí jako podkladu pro rozbor udržitelného rozvoje území. Mezi sledované jevy patří památkové rezervace a zóny včetně ochranných pásem, nemovité národní nebo kulturní památky, případně soubory, včetně ochranných pásem, památky UNESCO včetně ochranných pásem, urbanistické hodnoty, region lidové architektury, historicky významné stavby nebo soubory architektonicky cenné stavby nebo soubory, významné stavební dominanty, památné stromy včetně ochranného pásma. Vyhláška [2] však podrobně nestanoví, na jaké fenomény se v území konkrétně zaměřit, a především, jak je graficky zaznamenat do mapových podkladů. Proto byl v rámci projektu, který se zabýval právě inovacemi ve výuce urbanismu venkovského prostoru, vytvořen pro studenty praktický postup hodnocení historického jádra venkovského sídla. Tento postup vychází jednak z Principů památkového urbanismu manželů Kučových [3] a jednak z vlastních zkušeností autorů tohoto článku. Postup byl úmyslně volen velmi obecně, aby jej bylo možné aplikovat na libovolné sídlo, a zejména na ta sídla, na něž se nevztahuje památková ochrana dle zákona [4] a jeho prováděcích předpisů.

Vymezení historického jádra

Prvním a základním krokem je vymezení historického jádra sídla. Z tohoto hlediska jde o praktickou aplikaci znalostí historické urbanistické typologie a dalšího vývoje venkovských sídel. Za historické jádro obce lze zjednodušeně považovat zástavbu do konce 19. století. Neocenitelným pomocníkem jsou historické mapy, především císařské otisky map stabilního katastru, které velmi přesně zachycují stav obce kolem poloviny 19. století (historické mapy jsou volně přístupné k prohlížení na <http://oldmaps.geolab.cz>). Podle nich lze mnohdy snadněji rozpoznat, o jaký urbanistický typologický půdorysný druh jde. Pozdější zásahy do půdorysu obce mohou při pouhém terénním průzkumu méně zkušeného urbanistu zmást. Pro potřeby výuky jsme se omežili na to, aby byli studenti schopni rozpoznat vesnici shlukovou, návěsní, ulicovou, lánovou, lánovou radiální či smíšené

nebo deformované typy. Podrobnější členění [5] by vyžadovalo větší odborné znalosti a zkušenosti studentů v tomto oboru.

Vymezení historického jádra je dokumentováno na samostatném mapovém podkladu (obr. 1). Vhodné měřítko je 1 : 5 000 s vazbou na mladší zástavbu a rozvoj sídla. Součástí vymezení historického jádra vesnice by neměla být jen „vnitřní“ kulisa statků, ale i zachycení historické parcelace, případně dochované části lánového uspořádání středověkých parcel ve známém pořadí statek – zahrada – sad. Vazba na polnosti bývá mimo intravilán a je již většinou zcela zpřetrhána. Některé vesnice mívaly svůj obvod za sady vymezen polními cestami s případným hrazením. Dochované části těchto cest je vhodné zahrnout také do historického jádra obce. Hranice historického jádra je v mapovém podkladu vyznačena silnou červenou linkou, hranice zastavěného území sídla pak tenčí černě čerchované.



Obr. 1. Vymezení historického jádra venkovského sídla

Při terénním průzkumu je důležité si uvědomit, jak historické jádro, či spíše jeho dochované části, působí v rámci celkového panoramatu obce. Z tohoto hlediska jsou ideální dálkové panoramatické snímky. U některých obcí je již původní historické panorama zakryto novou zástavbou či

znehodnoceno novými dominantami velkého měřítka, jakými mohou být velkokapacitní výrobní a skladovací haly nebo měřítkově a hmotově necitlivé bytové domy. Samozřejmě lze tyto objekty označit jako závady, ale výhled na jejich odstranění je dosti mizivý. Naopak části historického jádra, které jsou v panoramatu sídla stále čitelné, je nutné si dobře uvědomit a při dalším zpracování mapových podkladů brát v úvahu. Jednak by se měly promítnout do rozborové mapy s naznačením ochrany právě těchto kulturně historických hodnot sídla a jednak by na ně měl citlivě reagovat návrh nové zástavby.

Rozborová mapa

Po vymezení řešeného území – historického jádra vesnice a zhodnocení celkového panoramatu obce z dálkových pohledů – lze zahájit zpracování rozborové mapy (obr. 2). Vhodné je volit podrobnější měřítko, aby jednotlivé jevy byly dobře graficky znázornitelné a z mapového podkladu snadno čitelné. Osvědčená měřítka jsou 1 : 2 500, 1 : 2 000, 1 : 1 000 (1 : 500).

Průzkumová a rozborová mapa zachycuje hlavní pozitiva a negativa v území a měla by být vyčerpávajícím podkladem pro zpracování návrhové mapy. Pro potřeby výuky byly stanoveny jevy, které měli posluchači v území sledovat. Samozřejmě seznam není vyčerpávající a terénní průzkumy některých vesnic přinesly doplnění základní struktury o místní specifika, což bylo z hlediska pedagogického velmi přínosné.

Sledované jevy:

- hranice veřejného prostoru,
- určení místní dominanty.

Objekty vymežující historické jádro:

- stávající obytné a obytně smíšené objekty;
- sakrální stavby a památníky událostí;
- objekty občanské vybavenosti;
- památkově chráněné objekty a jejich ochranné pásmo;
- objekty, které nejsou památkově chráněné, ale nesou znaky regionální lidové architektury;
- objekty, které nejsou památkově chráněné, ale vhodně dotvářejí prostředí historického jádra obce;
- objekty v historickém jádru zcela nevhodné, rušící;
- objekty stavebně devastované, ruiny.

Prvky parteru historického jádra obce:

- památkově chráněné stromy,
- vysoká zeleň,
- nízká zeleň,
- vodní plochy,
- neupravené plochy,
- průjezdná silnice do sousední obce,
- dopravní závady.

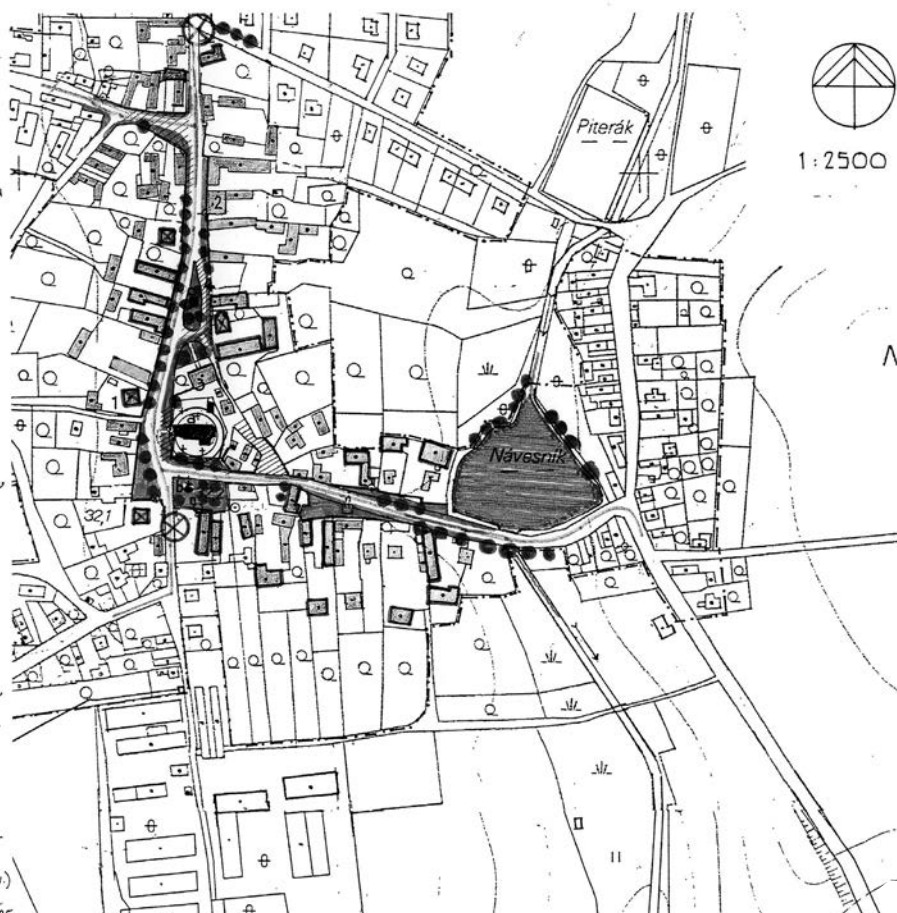
Vnější hranici historického jádra se doporučuje vyznačit čerchovanou silnější černou čarou. Všechny objekty (bez ohledu na stáří), které se nacházejí ve vymezeném historickém jádru obce, se vyplní světlou šedou. Jde zejména o objekty obytné a obytně smíšené. Za obytně smíšené jsou považována i hospodářská příslušenství selských statků, ve kterých není situována žádná větší výroba nebo služby.

Hranice veřejného prostoru

Vymezení veřejného prostoru je někdy poměrně problematické. Značí se silnější červenou linkou, která není velmi

ROZBOR HISTORICKÉHO JÁDRA

-  URBANISTICKÁ DOMINANTA
-  HRANICE VEŘEJNÉHO PROSTORU
- OBJEKTY VYMEZUJÍCÍ HISTORICKÉ JÁDRO:
-  STÁVAJÍCÍ OBYTNÉ A OBYTNĚ SMÍŠENÉ
-  SAKRÁLNÍ STAVBY A PAMÁTNÍKY UDÁLOSTÍ:
- a - KOSTEL SV. PAVLA
- b - PAMÁTNÍK PADLÝCH
- c - SOCHA SV. JANA
-  OBČANSKÁ VYBAVENOST:
- 1 - OBECNÍ ÚŘÁD
- 2 - HOSTINEC
- 3 - PRODEJ SMĚ. ZBOŽÍ
- 4 - ZASTÁVKA AUTOBUSU
-  PAMÁTKOVĚ CHRÁNĚNÉ OBJEKTY
-  OBJEKTY PAMÁTKOVĚ NECHRÁNĚNÉ, ALE S CENNÝMI REGIONÁLNÍMI ZNAKY
-  OBJEKTY STAVEBNĚ DEVASTOVANÉ, RUINY
-  OBJEKTY NEHODÍCÍ SE DO DANÉHO PROSTŘEDÍ (ARCHIT. NEVHODNÉ POJETÍ)
-  VEŘEJNÁ ZELENĚ - TRÁV. PLOCHY
-  STROMY VÝZNAMNĚ DOTVÁŘEJÍCÍ VEŘEJNÝ PROSTOR
-  VODNÍ PLOCHY
-  NEUPRAVENÉ PLOCHY
-  PRŮJEZDNÁ SILNICE DO SOUSEDNÍCH VESNIC
-  DOPRAVNÍ ZÁVADA (ZÁBRÁNĚNÍ SILN.)



Obr. 2. Rozbor historického jádra

často uzavřena, protože veřejný prostor pokračuje i mimo stanovené historické jádro. U vesnic shlukových se mnohdy omezuje na jakési rozšíření mezi zástavbou nebo na kratší náznak uličního prostoru. Zdánlivě jednodušší jsou vesnice návěsní. U nich však původní jasně definovaný návěsní útvar byl druhotně zastavován drobnější zástavbou. Často se pak stává, že přímo na místě se původní návěs rozpadá na menší podprostory nebo působí jako ulice. V mapě se pak tlustší červenou linkou značí původní návěsní prostor a čárkovanou linkou dílí podprostory, na které se vývojem rozpadl. U ulicových a lánových vesnic bývá veřejný prostor liniový.

Místní dominanta

Značí se dvojicí černých soustředných kružnic. Většinou ji představuje věž kostela, může jít i o zvonici, kapličku, vzrostlý soliterní strom či občanskou stavbu – zejména budovu školy. Některé prostory mohou mít dominant i více, v jiných se naopak nemusí objevit žádná.

Sakrální stavby a památníky událostí

Kromě sakrálních staveb (kostelů, kaplí, far) se velmi často ve veřejném prostoru objevují různé památníky (padlých během 1. a 2. světové války, upálení Mistra Jana Husa apod.). Označují se fialovou plochou, prvky drobné architektury fialovou tečkou. Sakrální stavby bývají většinou památkově chráněné, památníky událostí nikoli.

Objekty občanské vybavenosti

V rámci průzkumových map se vyznačují i objekty občanské vybavenosti (obecní úřad, škola, mateřská školka, pošta, restaurace, pension, obchod, služby, autobusová zastávka) dobře čitelným číslem, které specifikuje druh občanské stavby. Často se setkáváme s objektem občanské vybavenosti, který je nefunkční, opuštěný. Tato informace se uvádí v legendě za specifikací typu občanské vybavenosti. V navazujících návrhových mapách se pak původní funkce objektu zachová nebo se navrhne jeho nové využití.

Památkově chráněné objekty

Vyznačují se černým silným obrysem. Většinou jde o kostel, faru, statek či jeho část nebo prvek drobné architektury ve veřejném prostoru. Objekty v obci chráněné lze zjistit ze seznamu nemovitých kulturních památek na webových stránkách Národního památkového ústavu. Pro zjednodušení ve výuce je jako ochranné pásmo nemovité kulturní památky brán pozemek, na němž je památka umístěna. Studentům je však zdůrazněno, že o ochranném pásmu nemovité kulturní památky rozhoduje památkový úřad.

Někdy lze na domech objevit pamětní cedulky, které odkazují na slavné osobnosti či významné události, případně popisují původní funkci stavby. Takový objekt se v mapě označí římskou číslicí a v legendě se uvede textový popis.

Objekty v daném prostředí vhodné

Kromě objektů, které si vysloužily určitý stupeň památkové ochrany, najdeme ve většině venkovských obcí objekty, které nesou znaky lidové architektury, ale nejsou památkově chráněné, nebo objekty, které se do daného prostředí hodí a vhodným způsobem jej dotvářejí. V mapách se označují červeným obrysem.

Objekty v daném prostředí rušivé

Naopak objekty, které jsou rušivé, prostorově a esteticky závadné, se značí okrovým obrysem křížem přeškrtnutým. Velmi často jde o stavby rodinných domů městského typu,

ať již krychlové formy, nebo o katalogové domy s alpskými či zjednodušeně „barokními“ prvky v průčelí. Mezi nevhodné objekty patří i bytové domy, typové samoobsluhy a restaurace či zastávky autobusů.

Hodnocení vhodnosti či nevhodnosti objektu je do jisté míry věcí individuálního citu. Existují však vžitá názory na to, co se do daného prostředí nehodí. V základním pohledu by se měli odborníci vždy potkat, mohou se lišit v názoru na detail. Určitou pomůckou pro studenty může být desatero lidové architektury prof. Škabradý [6].

Objekty ruin a demolice

V mapách se žlutou plochou zobrazují objekty ruin a demolice. Bohužel, velmi často jde o objekty, které mají historickou hodnotu, do jádra obce se hodí, ale jejich stavební stav je naprosto zoufalý.

Vysoká zeleň

Schematickou značkou zeleného kruhu je v mapě značena vysoká zeleň. I zde je nutné si uvědomit vhodné a nevhodné formy a druhy. Ve venkovském prostoru naprosto cizí působí jehličnany, hlavně jejich exotické druhy. Naopak listnaté stromy jsou vítané. Od 19. století působily na venkově nejruznější okrasné spolky. Veřejné prostory byly upraveny a ožily vysázenými stromořadími. Bohužel, některá zeleň, zejména přerostlá, ve veřejném prostoru působí rušivě. Jde o hustě vysázené vzrostlé stromy v těsné blízkosti kostelů, kaplíček a památníků, které architektonický prvek zarušují, převyšují a v žádném případě jej vhodně kompozičně nedoplňují. Kromě vysoké zeleně ve veřejném prostoru je dobré vymežit v soukromém prostoru dvorů a zahrad tu, která vhodným způsobem doplňuje kulisu veřejného prostoru v historickém jádru obce.

Památkově chráněné stromy se obdobně jako památkově chráněné objekty zvýrazní silným černým obrysem.

Nízká zeleň

Nízká zeleň se značí světle zelenou a představují ji plochy trávníků, případně nízké keřové úpravy či záhony. I zde platí pravidlo místní druhové vhodnosti.

Vodní plochy

Vodní plochy a toky bývaly nedílnou součástí jádra vesnice. V dnešní době je většina vodotečí zatrubněných a z malebných rybníčků se staly obetonované požární nádrže. V mapách se vodní prvek značí světle modře. U nádrží se černě šrafuje břehová partie, pokud je umělá, doplňuje se zeleň na březích.

Neupravené plochy

Většina venkovských sídel nemá ve veřejném prostoru jasně vymezené plochy. Silnice nejsou jednoznačně vedené, travnaté plochy jsou často jen zbytkové a přechodové části tvoří neidentifikovatelná pískovité bahnitá místa. Takové plochy jsou považovány za neupravené a v mapách se značí černou šrafou. Často se na vesnicích objevují místa, kde lze sice před objekty občanské vybavenosti zaparkovat, ale jako parkoviště nejsou značená, ani povrchovou úpravou nejsou takto definovaná.

Doprava

Historická venkovská jádra prvotně nepočítala s automobilovou dopravou. Ta byla zavedena až druhotně, a to je příčinou nejedné dopravní závady. Velmi časté je zúžení jízdniho profilu objekty zasahujícími do komunikace, ostré zatáčky, nepřehledná místa, v podstatě žádné oddělení pěší a

motorové dopravy. Nezřídka bývá veřejný prostor rozdělen frekventovanou komunikací na dvě části, které nemohou být dobře funkčně spojeny. Autobusové zastávky neřešené zálivem omezují průjezd. Necitlivé architektonické řešení objektu zastávky je typickým a velmi četným příkladem rušivého objektu v historickém jádru obce. Dopravní závady jsou v mapě vyznačeny hnědým kroužkem s křížovým přeškrtnutím.

Hlavní průjezdní komunikace do sousední obce je označena v profilu světle šedou. Někdy nebývá jednoznačně vymezena a vedlejší obslužné komunikace mají z veřejného prostoru velkoryseji řešené nájezdy.

Sady a zahrady

Většina zkoumaných jevů se soustředí na možnost jejich pozorování z veřejného prostoru sídla. V části, která přechází do soukromé sféry, si je třeba všimnout především historické parcelace u statků. Neocenitelným pomocníkem se stávají mapové podklady, zejména volně přístupné ortofotomapy, díky nimž lze vyhodnotit zachovalou soukromou zeleň, která dříve tvořila přechodový prstenec směrem do krajiny. Právě tato zeleň by měla být pro budoucnost zachována i v případě, že již ztrácí funkci filtru mezi zástavbou a polem. Pořád jde o zeleň, která ohraničuje a vymezuje historické jádro obce tak, že je jeho stopa i v narůstající nové zástavbě, založené na zcela jiných urbanistických principech, dobře čitelná.

Východiska pro návrh úprav

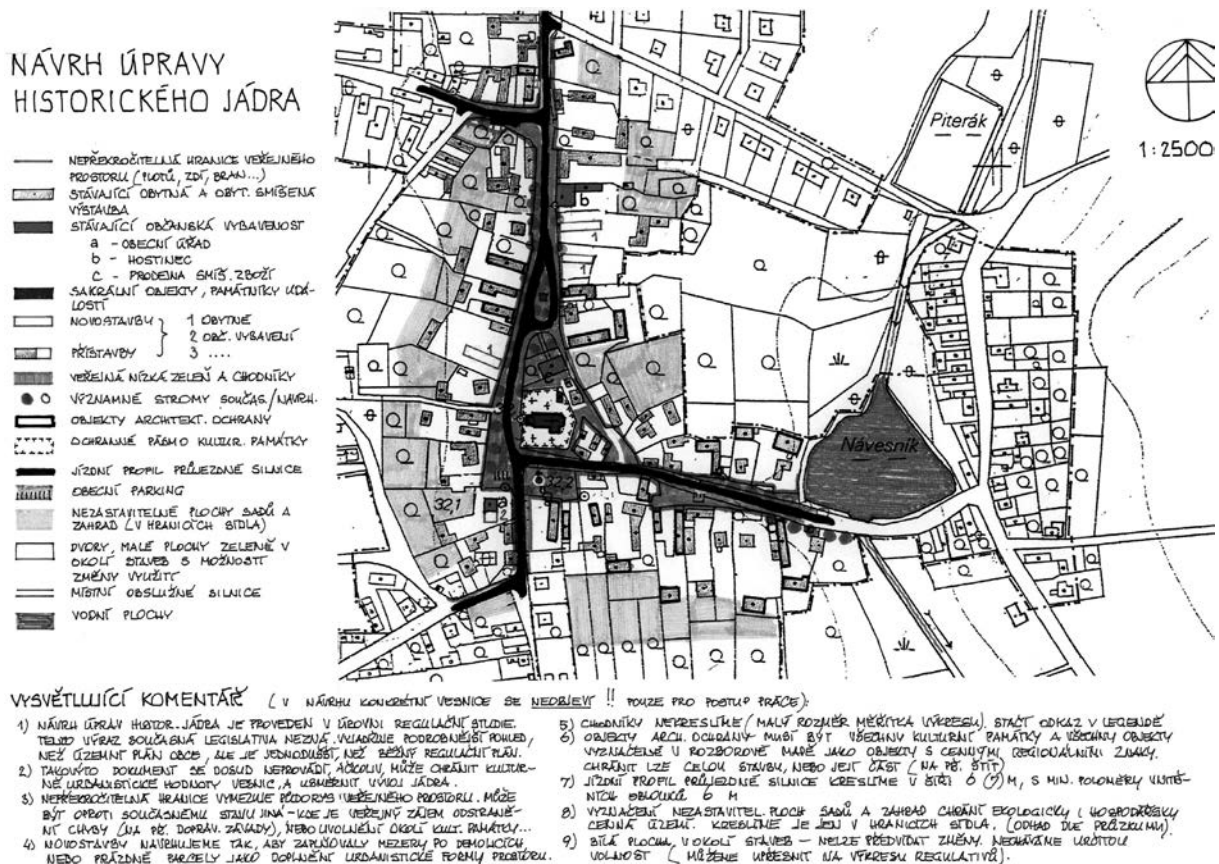
Navazující návrhová mapa (obr. 3) by měla především odstranit nedostatky v historickém jádru a zachovat pozitiv-

ní jevy. Měla by být stanovena nepřekročitelná hranice veřejného prostoru, vymezeny plochy pro novostavby a možné přístavby, úprava parteru včetně přesného vymezení ploch a odstranění dopravních závd, stanoveny nezastavitelné plochy sadů a zahrad v rámci intravilánu obce. Součástí návrhu úprav v historickém jádru by měly být i funkční a prostorové regulativy, týkající se zejména možné míry stavebních úprav objektů.

V poslední fázi zpracování školní úlohy studenti zakreslují úpravy hlavních prostorů jádra a porovnávají je se současným stavem (obr. 4). Jde o zobrazení ideálního stavu, jak by si jej studenti představovali, kdyby to bylo možné. Záměrem je výchova k citu pro historické prostředí v současných podmínkách venkovského sídla. Všechny ideální změny by byly v praxi těžko realizovatelné. Zejména úpravy rodinných domů, které často znamenají očištění původního jednoduchého tvaru objektu od necitlivých přístaveb, nástaveb a dostaveb, v radikálnějších případech dokonce odstranění celé stavby. Zákresy úprav veřejného prostoru proti tomu zas tak nereálné nejsou. Za podpory nejružnějších dotací jsou veřejné prostory obcí opět zvelebovány a s podobným zadáním se architekti a urbanisté stále častěji setkávají. Právě při projednávání navrhovaných úprav parteru na zasedání zastupitelstva obce bývá podobný zákres změn s porovnáním současného stavu názornější pomůckou, než je dvojrozměrné zpracování výkresu situace.

Závěr

Popsaný pracovní postup hodnocení historického jádra venkovských sídel je především pedagogickou pomůckou, díky níž by si měli studenti uvědomit a v praxi terénním prů-



Obr. 3. Návrh úpravy historického jádra

ZOBRAZENÍ URBANISTICKO-ARCHITEKTONICKÝCH ÚPRAV (ideální stav)

Z POROVNÁNÍ SKUTEČNÉHO STAVU HISTORICKÉHO JÁDRA A KRESBY IDEÁLNÍHO STAVU VYPLYNĚ, JAK BY MOHLO HISTORICKÉ JÁDRO VYPADAT PO UVAŽENÉ REGULACI A CITLIVÉ ARCH.-URB. TVORBĚ. VYBÍRÁME POKUD MOŽNO CO NEJŠIRŠÍ ZÁBER.

OBR. C (VIZ MAPA VYMEZENÍ HISTORICKÉHO JÁDRA)



ÚPRAVY SE TÝKAJÍ NÁHRADY TVAROVÉ CIZÍCH OBJEKTŮ OBJEKTY MĚŘÍTEVOU A TVAROVĚ PŘÍBUZnými S PŮVODNÍ HODNOTNOU ZĚSTAVBOU, SJEDNOCENÍM OPLOCEŇÍ NA DŘÍŽI DŘEVĚNÝCH PRVKŮ, A PŘESNĚM VYMEZENÍ ZPEVNĚNÝCH A TRAMATÝCH PLOCH, A PRODLOUŽENÍ CHODNÍKY. VEŘEJNÝ PROSTOR ZPŮSOBNĚ TEŽ NÍŽÍ OSVĚTLOVADLA.



Obr. 4. Teoretická úprava závdů v historickém jádru

zkumem ověřit, jak fungují poznatky z přednášek o historickém vývoji venkovských sídel v Česku. Jeho cílem je připravit budoucí mladé urbanisty na rychlé vyhodnocení situace venkovského sídla a promítnutí alespoň základních jevů kulturně historického odkazu našich předků do mnohdy velmi obecně zpracovávané územně plánovací dokumentace venkovských sídel.

Článek vznikl za podpory projektu FRVŠ F1a 1355/2008 „Variace zadání úloh ze cvičení urbanismu venkovského prostoru“.

Literatura

- [1] Zákon č. 183/2006 Sb., o územním plánování a stavebním řádu (stavební zákon).
- [2] Vyhláška č. 500/2006 Sb., o územně analytických podkladech, územně plánovací dokumentaci a způsobu evidence územně plánovací činnosti.
- [3] Kuča, K. – Kučová, V.: Principy památkového urbanismu. Praha, Státní ústav památkové péče 2000.
- [4] Zákon č. 20/1987 Sb., o státní památkové péči.
- [5] Pešta, J.: Několik poznámek ke studiu půdorysné struktury venkovských sídel na území Čech. Průzkumy památek, II/2000, s. 153-166.
- [6] Škabrada, J.: Lidové stavby – architektura českého venkova. Praha, Argo 1999.

Sýkora, J. – Pešková, Z.: Assessment of the Historical Centre of Country Settlements for Teaching Purposes

Techniques for the assessment of a historical centre of a country settlement have been worked out for the needs of instruction of urbanism of rural areas. The techniques are aimed to prepare future urbanists for distinguishing cultural and historical values within settlements and including them into further preparation of the planning documentation.

Sýkora, J. – Pešková, Z.: Bewertung des historischen Kerns ländlicher Siedlungen für Lehrzwecke

Für die Bedürfnisse der Unterrichtung der Siedlungsplanung des ländlichen Raums wurde ein Verfahren zur Bewertung des historischen Kerns einer ländlichen Siedlung erarbeitet, das sich zum Ziel stellt, die künftigen Stadt- und Siedlungsplaner auf die Erkennung der kulturhistorischen Werte in einer Gemeinde und ihre Einbeziehung in die weitere Erarbeitung der Raumplanungsunterlagen vorzubereiten.

STAVEBNÍ OBZOR

ROČNÍK 20 ČÍSLO 7/2011

Navigace v dokumentu

OBSAH

Sovják, R. – Hlobil, M. – Litoš, J. – Vítek, J. – Konvalinka, P. Ohybová únosnost betonových desek s předepnutou CFRP výztuží	193
Krejčí, T. – Šejnoha, J. – Koudelka, T. – Mühl, J. – Staněk, K. Pokročilé modely poškození betonu v praktických úlohách	198
Procházka, P. – Pešková, Š. Metoda SPH a její použití s využitím znalostí z experimentálních studií	204
Pavlík, Z. – Pavlíková, M. – Černý, R. Transport iontů anorganických solí ve vápenné omítce modifikované metakaolinem	209
Anisimova, N. – Beran, V. – Dlask, P. Hodnocení inovace projektů	214

STAVEBNÍ OBZOR

ROČNÍK 20

ČÍSLO 7/2011

Ohybová únosnost betonových desek s předepnutou CFRP výztuží

Ing. Radoslav SOVJÁK, Ph.D.
Bc. Michal HLOBIL
Ing. Jiří LITOŠ, Ph.D.
prof. Ing. Jan VÍTEK, CSc.
prof. Ing. Petr KONVALINKA, CSc.
ČVUT – Fakulta stavební, Praha

Příspěvek přináší nový pohled na chování betonových desek s předepnutou kompozitní výztuží na bázi uhlíkových vláken porovnáním experimentálně zjištěné ohybové únosnosti při statickém, vysokocyklickém únavovém a dlouhodobém neměnném zatížení.

Úvod

Nekovová výztuž na bázi uhlíkových vláken CFRP (Carbon Fiber Reinforced Polymers) je rezistentní vůči korozi. Proto bývá s úspěchem používána ve vysoce agresivních prostředích, např. na mostovky, pobřežní konstrukce a na vyztužení speciálních konstrukcí v chemických továrnách, kde je požadována zvýšená odolnost proti korozi. Výztuž FRP má také další ceněné vlastnosti, jako například transparentnost vůči magnetismu, velmi malou tepelnou vodivost a vyšší pevnost v tahu v porovnání s ocelovou výztuží.

Chování FRP prutů je značně odlišné od chování oceli a závisí zejména na typu použitých vláken a na způsobu výroby. Výztuž ze stejného materiálu se chová lineárně elasticky až do přetržení prutu, přičemž modul pružnosti je typicky nižší než u oceli. Například tyče vyrobené z uhlíkových vláken mají přibližně poloviční modul pružnosti v porovnání s ocelí (tab. 1). Navíc se povrchová úprava prutů značně liší, neboť každý výrobce má vlastní úpravu. Proto se při návrhu konstrukcí vyztužených FRP pruty musí postupovat velmi obezřetně.

Tab. 1. Materiálové vlastnosti CFRP výztuže

Parametr	CFRP
tahová pevnost [MPa]	2 000
modul pružnosti [GPa]	120
pracovní diagram	lineárně elastický
objemové zastoupení vláken: matrice	75:25
povrch výztuže	pískovaný

Nízký modu pružnosti CFRP výztuže je pro návrh betonových konstrukcí do jisté míry limitujícím faktorem. Ten se projeví zejména po vzniku trhlin v tažené části konstrukce výrazným poklesem tuhosti průřezu a výrazným nárůstem

průhybu [3]. U kompozitní výztuže na bázi uhlíkových vláken však nedochází při stejném stupni předepnutí k tak masivní relaxaci jako u kompozitní výztuže na bázi skleněných vláken [2], [4]. Dá se tedy očekávat, že tato vlastnost bude mít příznivý efekt na dlouhodobé chování takto vyztužených prvků.

Jedním ze způsobů, jak omezit nepříjemné průhyby konstrukcí po vzniku trhlin s ohledem na mezní použitelnost, je CFRP výztuž předepnout [5]. Článek popisuje chování betonových desek s předepnutou CFRP výztuží a jejich odezvu na statické zatěžování, únavové zkoušky vysokocyklickým zatížením a dlouhodobé působící zatížení. Přináší komplexní pohled na ohybovou kapacitu takto vyztužených desek, které byly jednotně předepnuty, a poté vystaveny různým druhům zatížení. Předpínací pruty poskytl lokální dodavatel Prefa-Kompozity. Každý výrobce FRP výztuže produkuje svým způsobem výrobek, který se do jisté míry liší od výrobků konkurenčních firem pevností, modulem pružnosti a povrchovou úpravou. Pro výsledné chování celého prvku jsou všechny parametry důležité. Cílem článku je experimentální ověření chování takto předepnutých betonových desek pod různým druhem zatížení a následně porovnání jejich ohybové kapacity.

Experimentální postup

Experimenty byly provedeny v laboratořích Experimentálního centra Fakulty stavební ČVUT v Praze. Byl připraven soubor celkem patnácti betonových desek o rozměrech 0,6x0,2x4,5 m. Desky ze stejné betonové směsi (tab. 2) byly předepnuty stejnou silou pomocí pěti prutů CFRP výztuže Ø 6 mm. Každý z pěti prutů byl předepnut na napětí

Tab. 2. Materiálové vlastnosti betonu

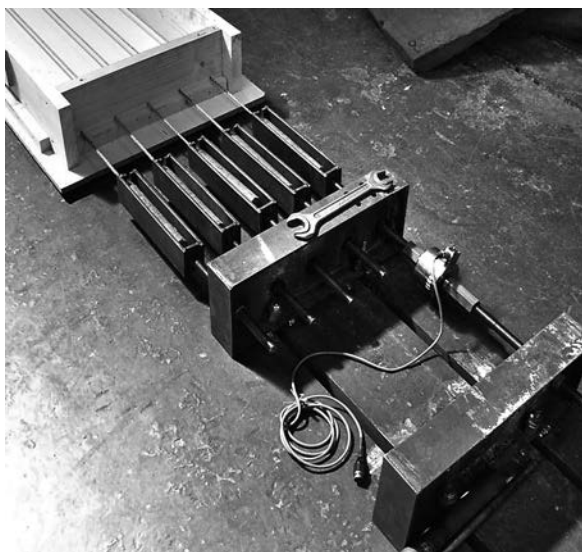
Parametr	Stáří betonu	
	14. den	28. den
tlaková pevnost [MPa]	32,3	42,8
pevnost v tahu za ohybu [MPa]	3,7	4,7
modul pružnosti [MPa]	32 000	35 700
objemová hmotnost [kg.m ⁻³]	2 350	

950 MPa, které odpovídá síle 26,8 kN. Vnesené napětí odpovídá 47,5 % z celkové tahové kapacity CFRP prutu. Norma ACI 440.4R-04 [1] stanoví maximální povolené napětí 65 % z celkové tahové kapacity prutu. Excentricita předepnutých prutů byla 50 mm od těžiště průřezu betonové desky. Krycí vrstva výztuže tak byla přesně 47 mm. V deskách nebyla smyková ani jiná pomocná betonářská výztuž.

Osm desek bylo podrobena statickému zatěžování čtyřbodovým ohybem, pět desek bylo zkoušeno vysokocyklickým únavovým zatížením, a poté podrobena zkoušce čtyřbodovým ohybem. Poslední deska byla zatížena po dobu jednoho roku stálým zatížením.

Postup předpínání

Předpínání výztuže bylo relativně jednoduché. Na podlaže bylo sestaveno dřevěné bednění a dovnitř umístěny CFRP pruty 6 m dlouhé, zakončené kotvami. Kotvy byly vloženy do pevného držáku na jedné straně, na druhé straně do speciálního upínacího zařízení (obr. 1).



Obr. 1. Předpínací zařízení

Během předpínání byl na konec závitové tyče umístěn snímač síly a tyč byla utahována momentovým klíčem. V okamžiku, kdy byla naměřena ve snímači tahová síla 26,8 kN, což odpovídá napětí 950 MPa, bylo předpínání ukončeno. Poté byla závitová tyč zajištěna maticí proti posunu.

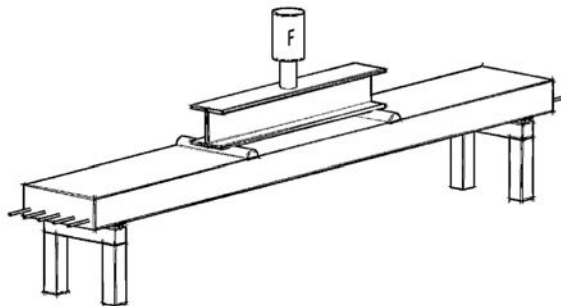
Statické zatěžování

Osm desek o průřezu 0,6x0,2 m, vyztužených předepnutými CFRP pruty, bylo podrobena statické zatěžovací zkoušce čtyřbodovým ohybem (obr. 2). Desky byly 4,5 m dlouhé s čistým rozpětím 4,0 m. Zatěžovací body byly přibližně ve třetinách rozpětí, přičemž oblast s konstantním ohybovým momentem byla dlouhá 1,4 m.

Po předepnutí CFRP prutů byly desky vybetonovány a ztuhněny. Povrch každé byl následně ošetřován vodou až do zkoušení. Za 14 dní po předepnutí bylo do desky vneseno předpětí uvolněním kotevních prvků výztuže. Po 28 dnech od betonáže byly desky podrobena zkoušce čtyřbodovým ohybem. Na začátku zatěžování byla každá deska dvakrát zatížena na 30 % své výpočtem předpokládané únosnosti ($F = 20$ kN). Poté byla zatěžovací síla plynule zvětšována až do porušení desky. Průhyby byly měřeny standardními potenciometrickými snímači dráhy uprostřed rozpětí a v místech působícího zatížení. Tenzometry byly umístěny na dolním i horním povrchu desky.

Únava

Zkoušce na únavu bylo podrobena šest desek. Celková zatěžovací síla oscillovala mezi 3-20 kN ($F/2 = 1,5$ až 10 kN). Síla působící na desku měla frekvenci zatěžování 4 Hz. Velikost síly byla nastavena tak, aby celkové napětí při

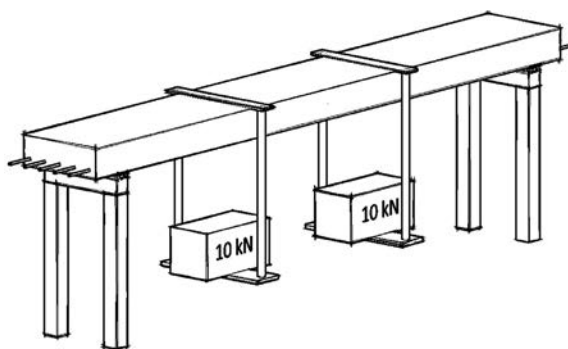


Obr. 2. Schéma podepření při statickém zatěžování

dolních vláknech uprostřed rozpětí nepřesahovalo pevnost betonu v tahu. Tahové napětí oscillovalo mezi 0,864-1,898 MPa. Desky byly vystaveny celkovému počtu $1,2 \cdot 10^6$ cyklů. Po skončení cyklického zatěžování byla každá deska podrobena statické zatěžovací zkoušce čtyřbodovým ohybem, řízené přírůstkem síly s rychlostí zatěžování $1,25 \text{ kN} \cdot \text{min}^{-1}$ až do porušení desky. Stejným způsobem jako u předchozího experimentu byl měřen průhyb uprostřed rozpětí a pod místy, v nichž působilo zatížení.

Dotvarování

Dlouhodobé zatížení bylo na desku, předepnutou stejně jako předchozí, vyvozeno dvěma závažími o celkové tíze 20 kN ($F/2 = 10$ kN) (obr. 3). Dvojice závaží byla na desku umístěna symetricky tak, aby oblast konstantního momentu byla dlouhá 1,4 m. Obě závaží představovala 158 % vlastní tíhy, což je typické zatížení pro těžce zatěžované průmyslové desky. Zatížení silami bylo navrženo tak, aby napětí uprostřed desky v dolních vláknech bylo menší než tahová pevnost betonu, tj. 1,898 MPa.



Obr. 3. Schéma zatížení pro dlouhodobou zkoušku dotvarování ohybem

Průhyb betonové desky byl měřen manuálně trojicí úhlykoměrů umístěných pod betonovou deskou – jeden byl umístěn doprostřed rozpětí, zbylé dva zvlášť pod každé břemeno. Pro monitorování průběhu přetvoření v čase byla deska opatřena čtyřmi strunovými tenzometry – jeden pár uprostřed rozpětí 50 mm pod horním povrchem desky a 50 mm od spodního okraje desky, druhý pár nad podporou ve stejných výškových úrovních.

Předpínací síla byla vnesena do desky po 14 dnech od betonáže. Dlouhodobé zatížení, tvořené dvěma závažími o celkové tíze 20 kN, bylo aplikováno 49 dní po betonáži desky.

Výsledky

Pracovní diagram betonových desek s předepnutými CFRP pruty je bilineární. Pro první část, kdy nevznikají žádné trhlinky, je typický malý přírůstek deformace se zvyšujícím se ohybovým momentem. Druhá část, po vzniku trhlin, je díky lineární elastickému chování CFRP prutů také lineárně elastická až do dosažení ohybové kapacity desky.

Statická zkouška

V průběhu statického zatěžování byly pozorovány relativně velké deformace. Je evidentní, že mezní použitelnost je limitujícím faktorem při návrhu betonových konstrukcí vyztužených či předepnutých CFRP pruty.

Předepnutím CFRP prutů lze výborně využít jejich velké tahové pevnosti. Zároveň se zlepšuje chování betonového prvku s ohledem na průhyb a rozvoj trhlin v porovnání s nepředepnutým prvkem. Všechny desky byly porušeny přetržením CFRP výztuže (obr. 4).

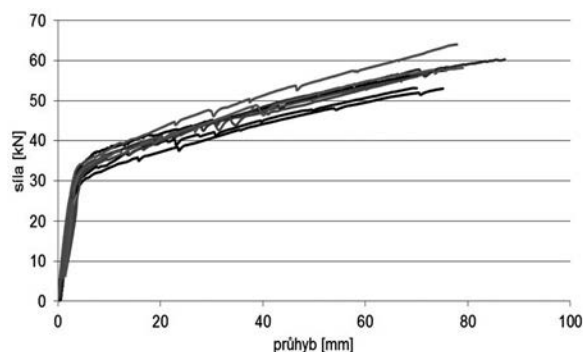


Obr. 4. Přetržení CFRP výztuže

Ohybová kapacita staticky zatěžovaných desek se pohybovala mezi 53,6-64,0 kN s příslušnými průhyby v rozmezí 67-87 mm (tab. 3, obr. 5). Hlavní trhlinka, která způsobila kolaps desky, se vždy nacházela mezi zatěžovacími silami, tj. v místě maximálního ohybového momentu.

Tab. 3. Výsledné naměřené síly a průhyby betonových desek při statickém zatěžování čtyřbodovým ohybem

Deska	Výsledná síla [kN]	Průhyb uprostřed rozpětí [mm]
1	56,7	73
2	57,7	76
3	55,1	67
4	53,6	79
5	60,3	87
6	58,5	77
7	58,2	79
8	64,0	78



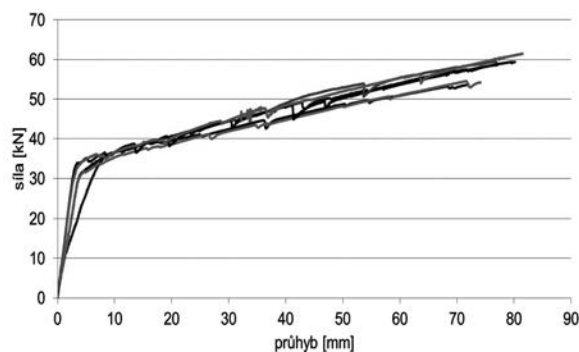
Obr. 5. Pracovní diagram betonových desek při statickém zatěžování čtyřbodovým ohybem

Únavová zkouška

Na šesti deskách byla provedena zkouška vysokocyklickým únavovým zatěžováním ($1,2 \cdot 10^6$ cyklů). V průběhu i po ukončení únavového zatížení nebyly pozorovány na deskách žádné trhliny. Po vysokocyklickém zatěžování byly desky podrobeny statické zkoušce ve čtyřbodovém ohybu. Ohybová kapacita takto zatížených desek se pohybovala v rozmezí 53,7-61,5 kN s příslušnými průhyby 72-81 mm (tab. 4, obr. 6). Bylo experimentálně ověřeno, že desky vystavené vysokocyklickému únavovému zatížení mají porovnatelnou ohybovou kapacitu jako desky, které únavovému zatížením podrobeny nebyly.

Tab. 4. Výsledné naměřené síly a průhyby betonových desek při statickém zatěžování čtyřbodovým ohybem (měřeno po únavovém zatížení)

Deska	Výsledná síla [kN]	Průhyb uprostřed rozpětí [mm]
9	58,7	76
10	53,7	72
11	55,4	76
12	59,4	80
13	60,3	81
14	61,5	81

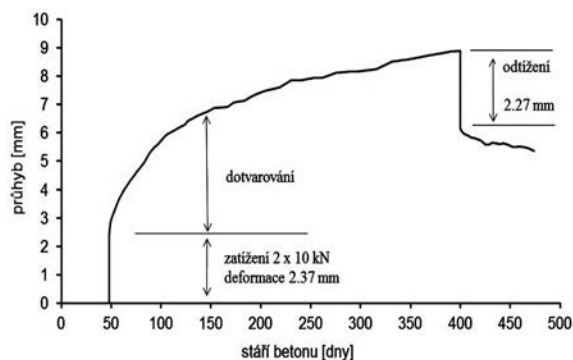


Obr. 6. Pracovní diagram betonových desek při statickém zatěžování čtyřbodovým ohybem (měřeno po únavovém zatížení)

Dotvarování

Dlouhodobé zatížení bylo vneseno na desku po 49 dnech od betonáže. Počáteční elastický průhyb po vnesení zatížení byl 2,37 mm. Tento naměřený průhyb se vztahoval pouze na zatížení samotné bez vlivu vlastní tíhy nebo předpínání. Betonová deska s předepnutou CFRP výztuží dosáhla pomě-

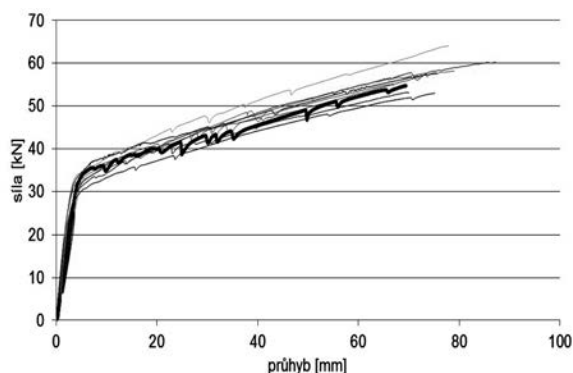
ru mezi časově závislým a počátečním průhybem 2,47; 3,15 a 3,63 ve 100., 200. a 300. dnu od vnesení zatížení. Po jednom roce od vnesení dlouhodobého zatížení byl celkový průhyb 8,90 mm, což je 3,76násobek počáteční deformace a 1/450násobek rozpětí (obr. 7). S přibývajícím časem byl pozorován rozvoj trhlin. Maximální naměřená šířka trhliny byla 0,05 mm na konci zkoušky dotvarování, zatímco průměrná vzdálenost jednotlivých trhlin byla v oblasti konstantního momentu přibližně 200 mm.



Obr. 7. Vývoj průhybu uprostřed rozpětí v čase

Prvotní přetvoření $53,4 \mu\text{m}\cdot\text{m}^{-1}$ od aplikovaného zatížení bylo naměřeno v tenzometru umístěném 50 mm od horních vláken uprostřed betonové desky. Po roce byl poměr akumulovaného přetvoření k přetvoření původním 8,86. Výsledná hodnota přetvoření byla $473,241 \mu\text{m}\cdot\text{m}^{-1}$ na konci zatěžovacího intervalu. Poměr časově závislého přetvoření k přetvoření původnímu byl 5,77; 7,40 a 8,42 ve 100., 200. a 300. dni od aplikace dlouhodobého zatížení. Poté, co bylo zatížení z desky sejmuto, přetvoření se vrátilo o $68,70 \mu\text{m}\cdot\text{m}^{-1}$ zpět k původnímu tvaru nedeformované konstrukce.

Strunové tenzometry umístěné nad podporou byly primárně ovlivněny předpětím. V okamžiku, kdy bylo na konstrukci vneseno zatížení, nebyla zaznamenána významná hodnota přetvoření. V okamžiku, kdy bylo zatížení sejmuto z panelu, bylo naměřeno přetvoření $224,1 \mu\text{m}\cdot\text{m}^{-1}$ a $340,1 \mu\text{m}\cdot\text{m}^{-1}$ v horním, resp. dolním strunovém tenzometru.



Obr. 8. Pracovní diagram betonových desek při statickému zatěžování čtyřbodovým ohybem (měřeno po zkoušce dotvarování)

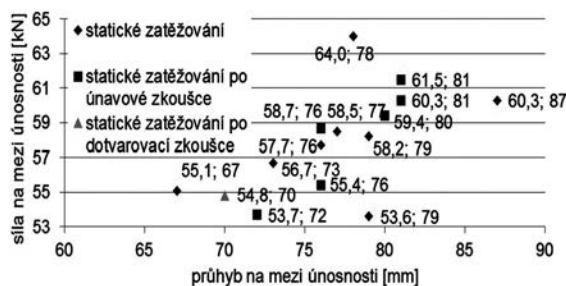
Po skončení zkoušky dotvarování byla deska podrobena statické zkoušce čtyřbodovým ohybem. Její ohybová kapacita byla 54,8 kN při průhybu 70 mm. Pro porovnání je pracovní diagram této desky vnesen do grafu s ostatními pracovními diagramy desek, které byly podrobeny pouze statické zatěžovací zkoušce čtyřbodovým ohybem (obr. 8).

Závěr

Vysoký podíl pevnosti k vlastní hmotnosti a odolnost vůči korozi jsou vlastnosti, které dělají z CFRP výtuzi výjimečný stavební materiál. Nízký modul pružnosti však způsobuje větší průhyby a dřívější rozvoj trhlin. Předpínání znatelně vylepšuje chování betonových prvků výtuzených CFRP pruty, zejména zmenšuje deformace, a tím zpomaluje vznik a propagaci trhlin. Předpínáním se více využívá tahové kapacity CFRP výtuzi, a proto je tímto i její použití ekonomičtější.

Závislost mezi vnašenou silou a odpovídající deformací je u všech betonových desek s předepnutou CFRP výtuzí bilingvní. Porušení desky pak nastává náhle, bez předchozího varování s prudkým poklesem zatěžovací větve v pracovním diagramu. Důvodem je lineární elastické chování CFRP prutů, které na rozdíl od oceli nemá charakteristickou mez kluzu ani žádnou plastickou oblast. Kollaps konstrukce tak nastává při dosažení meze pevnosti CFRP prutů.

Experimentálně bylo ověřeno, že vysokocyklické únavové zatížení, reprezentované dvojicí relativně malých pulzujících sil ($F/2 = 1,5$ až 10 kN), které způsobovaly primárně elastické deformace, nemá na ohybovou kapacitu předepnutých desek významný vliv. To potvrzuje i fakt, že po skončení únavové zkoušky nebyly na desce pozorovány žádné trhliny. Celkový počet cyklů byl $1,2 \cdot 10^6$.



Obr. 9. Rozptyl hodnot ohybové kapacity a příslušné deformace

Ohybová kapacita desek výtuzených předepnutými CFRP pruty se pohybovala mezi 53,6-64,0 kN pro desky podrobené přímo statické zatěžovací zkoušce ve čtyřbodovém ohybu a 53,7-61,5 kN pro desky zkoušené na únavu a následně podrobené statické zatěžovací zkoušce ve čtyřbodovém ohybu. Maximální průhyb se pohyboval v rozmezí 67-87 mm pro desky podrobené přímo statické zkoušce ve čtyřbodovém ohybu, resp. 72-81 mm pro desky zkoušené na únavu a následně podrobené statické zatěžovací zkoušce ve čtyřbodovém ohybu (obr. 9).

Dlouhodobě působící zatížení, které reprezentovalo 158 % vlastní tíhy, bylo po 365 dnech průběžného měření deformací odstraněno. Kritérium maximálního povoleného průhybu ($1/250 \cdot L$) podle mezního stavu použitelnosti nebylo překročeno. Po 300 dnech byl naměřen průhyb 8,61 mm, což je zhruba polovina toho, co připouští mezní použitelnost (16 mm). Po jednom roce byl naměřen průhyb 8,90 mm uprostřed rozpětí. To dává podíl průhybu k rozpětí 1/450. Příznivé chování betonového prvku výtuzeného CFRP výtuzí je možné vysvětlit tím, že u uhlíkových vláken nedochází téměř k žádné relaxaci napětí při působení dlouhodobého zatížení za předpokladu, že předpínací síla nepřesahuje 65 % tahové kapacity prutu. Relaxace napětí je v takovém případě z technického hlediska víceméně zanedbatelná. Experimentálně bylo také ověřeno, že ohybová kapacita betonové desky, která byla po dobu jednoho roku pod stálým

zatížením, je porovnatelná s ohybovou kapacitou identicky vyrobených betonových desek, které byly ověřovány ve 28. dni svého stáří a nebyly před zkoušením jinak zatěžovány. Dá se tedy tvrdit, že vysokocyklické únavové zatížení ani stálé jednorozměrné zatížení nemělo na ohybovou kapacitu betonových desek s předepnutou CFRP výztuží zásadní vliv.

Článek vznikl za podpory výzkumného záměru č. MSM6840770031 MŠMT ČR a projektu VG 20102014003 MV ČR.

Literatura

- [1] ACI 440.4R-04 Prestressing Concrete Structures with FRP Tendons. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2004.
- [2] Fornůšek, J. – Sovják, R. – Konvalinka, P. – Vítek, J.: Dlouhodobé ztráty předpětí v kompozitní výztuži určené pro betonové konstrukce. *Stavební obzor*, **18**, 2009, s. 134-137. /ISSN 1210-4027/
- [3] Janda, L. – Štěpánek, P.: Návrh betonového průřezu vyztuženého nekovovou výztuží. *Stavební obzor*, **15**, 2006, s. 232-237. /ISSN 1210-4027/
- [4] Meier, U. – Brönnimann, R. – Widmann, R. – Winistorfer, A. – Irniger, P.: Bowstring-Arch Bridge Made of CFRP, GFRP and Glulam. [Proceeding], Asia-Pacific Conference on FRP in Structures, Hanyang University, Seoul, 2009, pp. 557-562.
- [5] Sovják, R. – Konvalinka, P. – Vítek, J. – Máca, P.: Experimental and Numerical Analysis of Concrete Slab Prestressed with Composite Reinforcement. [Proceeding], International Conference on Computational Methods and Experimental Measurements, Algarve, WIT Press 2009, pp. 83-94. /ISBN 978-1-84564-187-0/

Sovják, R. et al.: Flexural Carrying Capacity of Concrete Slabs with Pretensioned CFRP Reinforcement

This article presents a new view of the behaviour of concrete slabs with pretensioned composite reinforcement on carbon fibers basis by comparing experimentally determined flexural carrying capacity under static, highly cyclical fatigue and long-term constant loading.

Sovják, R. u. a.: Biegefestigkeit von Betonplatten mit vorgespannter CFK-Bewehrung

Der Artikel bringt eine neue Sicht auf das Verhalten von Betonplatten mit vorgespannter Kompositbewehrung auf Basis von Kohlenstofffasern (CFK) durch Vergleich der experimentell festgestellten Biegefestigkeit bei statischer, hoch zyklischer Ermüdungs- und langzeitiger unveränderter Belastung.

Katedra hydromelioreací a krajinného inženýrství
Fakulty stavební ČVUT v Praze

pořádá konferenci

VODA A KRAJINA

15. září 2011

<http://storm.fsv.cvut.cz>



Schneiderová Heralová, R.

Udržitelné pořizování staveb (ekonomické aspekty)

Wolters Kluwer ČR, Praha, 260 s., vazba brožovaná, 299 Kč
ISBN 978-80-7357-642-4

Udržitelný rozvoj a v užším pojetí i udržitelné pořizování staveb jsou v rámci globálního pojetí charakterizovány třemi pilíři – kvalitou životního prostředí (vnitřního i vnějšího), ekonomickou efektivností a sociálními aspekty. Kniha se zaměřuje na ekonomické aspekty, přičemž hlavní myšlenkou je posuzovat stavby z hlediska celkových nákladů vynakládaných během jejich dlouhé životnosti. Kniha podává ucelenou informaci o možnostech a postupech analýzy a kalkulace nákladů životního cyklu (Life Cycle Costing – LCC) staveb v jejich jednotlivých fázích, tzn. ve fázi předinvestiční,

investiční, užívání a likvidace. V knize obsažená metodika reprezentuje kompletní proces aplikace LCC pro stavby a pracovní postup její aplikace je vymezen pro tři úrovně:

- předběžná analýza LCC pro účely strategického rozhodování,
- detailní analýza LCC pro zpracované varianty návrhu stavby,
- detailní analýza LCC pro varianty klíčových konstrukcí, systémů a vybavení – jako součástí návrhu stavby.

Na příkladu přípravy veřejné stavby je uvedena aplikace metodiky. Rozsáhlá přílohová část nabízí podrobnější postup kalkulace nákladů na pořízení stavby pro účely analýzy LCC, postup tvorby plánu nákladů životního cyklu a jeho aktualizace a přehled potenciálních rizik s dopadem do nákladů životního cyklu stavby.

Pokročilé modely poškození betonu v praktických úlohách

Ing. Tomáš KREJČÍ, Ph.D.
prof. Ing. Jiří ŠEJNOHA, DrSc.
Ing. Tomáš KOUDELKA, Ph.D.
ČVUT – Fakulta stavební, Praha

Ing. Jiří MÜHL
Zakládání staveb, a. s.

Ing. Karel STANĚK
FG Consult, s. r. o.

Článek se zabývá využitím pokročilých modelů chování betonu v praktické úloze při analýze podzemní stěny. Jde o počítačovou simulaci chování lamely podzemní stěny během hloubení stavební jámy. Typická kotvená lamela tloušťky 60 cm je navržena pro pažení stavební jámy do hloubky kolem 20 m. Cílem analýzy je získat představu o namáhání podzemní stěny v průběhu její výstavby a předat jistá doporučení, zejména ohledně vyztužení stěny.

Úvod

Železobetonové kotvené podzemní stěny se využívají v hlubokých stavebních jámách pod hladinou podzemní vody do hloubky až kolem 35 m. Tloušťka stěn je nejčastěji 600, 800, 1 000 a 1 200 mm. Kromě pažicí funkce plní nejčastěji funkci konstrukční (jsou zároveň nosnými stěnami) nebo vodonepropustnou (jsou součástí tzv. bílé vany). Skládají se z jednotlivých částí, lamel, které jsou na sebe napojeny pomocí pryžového těsnicího pásu. Výstavba jedné lamely podzemní stěny probíhá ve čtyřech fázích. V první fázi je drapákem nebo hydrofrézou vyhloubena rýha těžená pod ochrannou pažicí suspenze. V další fázi se do rýhy po vyčištění suspenze osadí koutové pažnice, které vymezují šířku lamely a určují profil budoucího zámku pro napojení sousední lamely. Po zhruba 24 h od dokončení betonáže lamely jsou pak tyto pažnice obtěženy v rámci hloubení záběru navazující lamely. Ve třetí fázi je do rýhy vsazena výztuž lamely ve formě tuhého armokoše a jsou zapuštěny sypákové roury o \varnothing 250 mm. V poslední fázi je při betonáži lamely odspodu vytlačována a odčerpávána pažicí suspenze. Betonáž probíhá v optimálním případě rychlostí $20 \text{ m}^3 \cdot \text{h}^{-1}$. Pro výstavbu podzemních stěn se používá vodostavebný a snadno hutnitelný beton, který je vhodný pro ukládání litím. V současné době se budují podzemní stěny například při zakládání velkých administrativních budov pod hladinou podzemní vody, na stavbách městského okruhu v Praze v tunelu Blanka nebo na stavbách protipovodňových opatření v Praze.

Článek shrnuje výsledky počítačové analýzy napjatosti a vyztužení jedné lamely podzemní stěny. Jde o typickou lamelu podzemní stěny tloušťky 60 cm, výšky 16 m a šířky 6 m. Stěna, která patří mezi základní konstrukce ve výrobním programu společnosti Zakládání staveb, a. s., je umístěna do typických podmínek odpovídajících území Prahy a je zajištěna kotvami s maximální přepínací silou 800 kN. Analýza využívá současné poznatky z numerického modelování stavebních konstrukcí a chování stavebních materiálů, zejména betonu.

Cílem studie je získat představu o namáhání podzemní stěny v průběhu její výstavby a posoudit její vyztužení z hlediska případné redukce výztuže. Ze zkušeností výrobce vyplývá, že množství a umístění betonářské výztuže v armokoši do značné míry ovlivňuje proces výstavby podzemních stěn. Obecnou snahou projektantů je vkládat do železobetonových konstrukcí větší počet prvků výztuže, než vychází z jejich návrhu dle platných norem. Již na základě předpokladů, které jsou obsaženy v normách, vede návrh konstrukce k velkému množství prvků výztuže. U podzemních stěn může být nadměrné vyztužení, např. příčnými prvky, překážkou ke kvalitnímu probetonování stěny. V místech zhuštění výztužných prvků (obr. 1) se mohou zachytávat nečisto-



Obr. 1. Armokoš (zdroj: Zakládání staveb, a. s.)
a – čelní pohled, b – boční pohled s průchozkami pro kotvu a příčnou výztuž

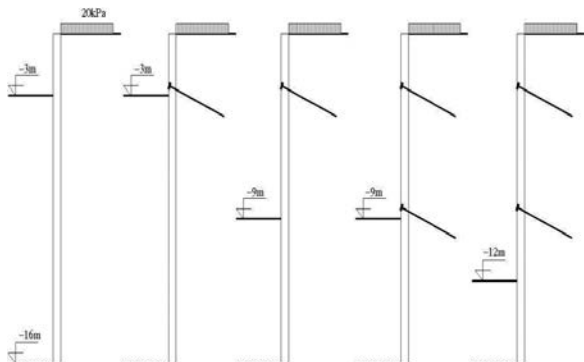
ty vynášené ukládanou betonovou směsí, v nejhorších případech se mohou objevit větší póry až kaverny. Tento fakt může výrazně ovlivnit požadované vlastnosti konstrukce, jako je nepropustnost, trvanlivost a spolehlivost. Výsledky numerické analýzy by měly být určitým vodítkem k nalezení optimálního návrhu armokoše lamely podzemní stěny.

Numerický model stěny

První část modelu kotvené podzemní stěny tvoří dvojrozměrná analýza napjatosti stěny a zeminy. Těžištěm tohoto článku je navazující trojrozměrná analýza napjatosti a poškození stěny.

Dvojrozměrný model

Smyslem této analýzy je stanovení napjatosti v kotvené stěně a v okolní zemině. Výsledkem je průběh vnitřních sil, posunutí a zemních tlaků, které jsou vstupem do následného trojrozměrného výpočtu. Model zatížení od okolní zeminy a přitížení na terénu sleduje postupné hloubení stavební jámy a je rozdělen do pěti zatěžovacích stavů (obr. 2). Každý zatěžovací stav reprezentuje jak hloubení stavební jámy do předepsaných úrovní, tak předpínání kotev.



Obr. 2. Zatěžovací stavy odpovídající postupnému hloubení stavební jámy a předpínání kotev (zdroj: FG Consulting, s. r. o.)

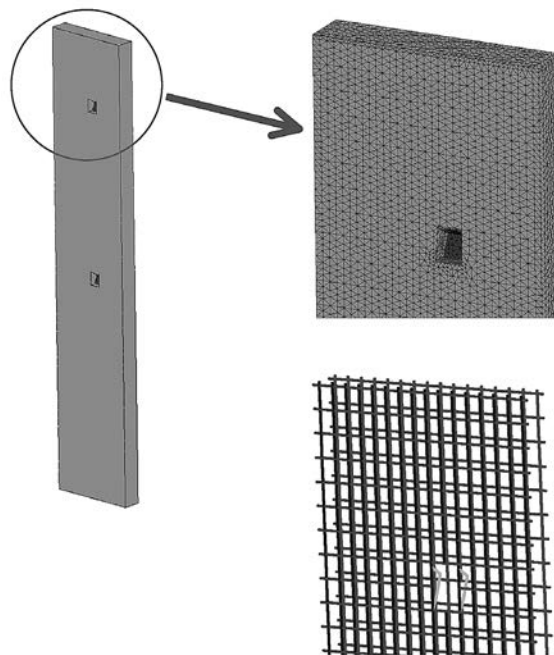
Trojrozměrný model

Lamela podzemní stěny je modelována čtyřstěnnými konečnými prvky s lineárními aproximačními funkcemi pro pole posunutí. Výztuž je diskretizována jednorozměrnými tyčovými prvky s lineárními aproximačními funkcemi. Vzhledem k náročnosti výpočtu byla modelována pouze polovina lamely – po výšce symetrická část. Model obsahuje 506 854 prvků a 92 487 uzlů. Podepření konstrukce odpovídá okrajovým podmínkám lamely a podmínkám symetrie konstrukce.

Zatížení trojrozměrného modelu

Lamela podzemní stěny je zatížena především zemními tlaky a silami od kotev. V numerickém modelu jsou zemní tlaky modelovány vodorovnými uzlovými silami směrem do konstrukce na straně aktivního zemního tlaku. Na straně pasivního zemního tlaku je zatížení nahrazeno vodorovnými reakcemi v ekvivalentních pružných podporách. Tuhost pružin je vypočítána z posunutí v příslušné úrovni a hodnoty pasivního zemního tlaku (obr. 2, obr. 3). Síly od kotev jsou uvažovány jako uzlové síly na vnější povrch modelovaného kotevního plechu. Ve výpočtu je uvažována pouze vodorovná složka kotevní síly.

V prostorové numerické analýze byl každý zatěžovací stav nejdříve posuzován samostatně. Poté byl proveden výpočet, ve kterém jednotlivé zatěžovací stavy na sebe navazují. To bylo dosaženo řízeným zatěžováním a odtěžováním v jednotlivých stavech. Tento předpoklad, který zavádí nulovou napjatost v konstrukci přenášenou do dalšího zatěžovacího stavu, vnáší do výpočtu jisté zjednodušení. Nicméně při stanovení zatížení stěny byly zvaženy veškeré změny napjatosti v zemině. Rozvoj mikrotrhlin, které snižují tuhost konstrukce, je do dalších stavů přenášeno prostřednictvím parametru poškození.



Obr. 3. Trojrozměrný model lamely podzemní stěny, detail sítě konečných prvků a armokoše

Program SIFEL

Pro počítačovou analýzu byl použit softwarový balík SIFEL (Simple Finite Elements), vyvíjený na Katedře mechaniky FSV ČVUT v Praze již deset let. Program byl původně vytvořen v rámci evropského projektu MAECENAS, zaměřeného na studium chování betonu za vysokých teplot. Do projektu byly zapojeny kromě Fakulty stavební ČVUT i univerzity v Padově (Itálie), Nantes (Francie), Sheffieldu a Glasgow (Velká Británie). Kromě univerzitních pracovišť byla do projektu zapojena i britská firma British Energy, pro niž byla programem SIFEL úspěšně spočítána studie životnosti jaderné elektrárny Hinkley v jihozápadní Anglii. Program je dále vyvíjen a úspěšně použit k řešení praktických i teoretických problémů. Mezi nejvýznamnější patří analýza ochranných obálek obou bloků JE Temelín, stabilita skalního srázu v Chotkově ulici v Praze, řešení vodonepropustnosti tlustých základových desek komerčního centra v Praze na Těšnově aj. Program je určen k řešení úloh nelineární mechaniky, transportních procesů a sdružených úloh pomocí metody konečných prvků. Je psán v jazyce C++ a od počátku byl koncipován jako volně dostupný pod licencí GNU včetně zdrojových kódů. Program je vyvíjen jako multiplatformní, tj. nezávislý na použitém operačním systému a na použitém překladači jazyka C++. Program byl úspěšně přeložen a provozován na operačních systémech Windows (PC) i Linux (PC, IBM SP2). Celý je založen na promyšlené modulární koncepci, ve které členění na části odpovídá jednotlivým typům řešených problémů. Webové stránky programu SIFEL se na cházejí na adrese <http://mech.fsv.cvut.cz/~sifel/>.

Materiálové vztahy

Model podzemní stěny byl řešen jako nelineární mechanická úloha. Pro popis mechanického chování modelu byly použity celkem tři materiálové vztahy. Model se skládá jednak z betonu, jednak z měkké ocelové výztuže. Chování bylo modelováno pomocí modelu poškození betonu mikrotrhlinami. Vliv dotvarování nebyl do výpočtu zahrnut. Nej-

dříve byl použit model skalárního izotropního poškození uvažovaný v lokální verzi. Pak byl rozšířen na obecnější ortotropní model poškození. Výztuž byla modelována pomocí tyčových prvků.

Chování oceli bylo popsáno modelem plasticity s podmínkou J2, někdy též označované jako Huberova-Misesova-Henckyho podmínka

$$\sqrt{J_2} - \frac{f_y}{\sqrt{3}} = 0. \quad (1)$$

Lokální varianta modelu izotropního poškození betonu mikrotrhlinami

Pro modelování poškození betonu byla vytvořena celá řada materiálových modelů. Mezi nejjednodušší patří použitý skalární izotropní model poškození. Podobně jako u ostatních materiálových modelů, jejichž pracovní diagram obsahuje část změkčení, je jeho odezva závislá na velikosti jednotlivých konečných prvků sítě. Pro různou hustotu sítě prvků se pak disipuje různé množství energie. Proto byl tento model přepracován a byla použita technika proměnlivého modulu změkčení, která částečně odstraňuje tento problém [11]. Metodu pro zjednodušení popíšeme pro jednozměrný případ. Spočívá v tom, že velikost deformace vlivem poškození (damage) se uvažuje jako

$$\varepsilon_d = \varepsilon - \varepsilon_e = \frac{w}{h}, \quad (2)$$

kde w je velikost rozevření trhliny, h charakteristická velikost prvku, ε celková deformace. Napětí σ při poškozování se poté vyjádří v závislosti na rozevření trhliny w ve tvaru

$$\sigma(w) = f_t \exp\left(\frac{w}{w_f}\right), \quad (3)$$

kde f_t je tahová pevnost betonu a w_f počáteční rozevření trhliny. Napětí σ lze pro skalární izotropní poškození vyjádřit jako

$$\sigma = (1 - D)E \varepsilon, \quad (4)$$

kde D je parametr poškození, který se pohybuje v intervalu $(0, 1)$. Hodnota parametru rovná 0 znamená, že materiál je bez poškození a hodnota 1 charakterizuje zcela poškozený materiál s plně rozvinutou trhlinou.

Spojením předchozích rovnic a uvažováním ε_e jako

$$\varepsilon_e = \frac{\sigma}{E} \quad (5)$$

dostaneme výslednou nelineární rovnici pro parametr poškození D , tj.

$$(1 - D)E\varepsilon = f_t \exp\left(-\frac{Dh\varepsilon}{w_f}\right). \quad (6)$$

Tento vztah je odvozen za předpokladu jednoosé napjatosti, pro ostatní případy je třeba nahradit deformaci ε ekvivalentní deformací ε_{eq} . Pro beton se používá Mazarsova norma

ekvivalentní deformace, která je dána vztahem

$$\varepsilon_{eq} = \sqrt{\sum_{\alpha=1}^{\text{III}} \langle \varepsilon_{\alpha} \rangle \langle \varepsilon_{\alpha} \rangle}, \quad (7)$$

kde symbol $\langle \varepsilon_{\alpha} \rangle$ značí výběr pouze kladných složek hlavní deformace. Nelineární rovnici lze řešit například Newtonovou metodou tečen. Výsledné napětí pro model skalárního poškození se vypočítá ze vztahu

$$\sigma = (1 - D)D_{el} \varepsilon, \quad (8)$$

kde D_{el} je matice elastické tuhosti materiálu a ε je vektor celkové deformace.

Model ortotropního poškození betonu mikrotrhlinami

V případě použití modelu skalárního izotropního poškození dochází během vzniku poškození v jednom směru k redukci materiálové tuhosti ve všech směrech bez ohledu na to, zda by ve zbývajících směrech k poškození došlo. Tento nedostatek se negativně projevuje v případě neproporcionálního zatěžování, ke kterému dochází například v důsledku nerovnoměrného ohřívání konstrukce (zatížením teplotou – vývinem hydratačního tepla a vlivem klimatických podmínek), ale také postupnou výstavbou konstrukce. Dále se projevuje v případě skutečné trojrozměrné napjatosti.

Pro účely prostorového modelování bylo zapotřebí použít pokročilejší model poškození betonu. Pro zjednodušení výpočtů, zejména vzhledem k množství vstupních parametrů, byl použit model ortotropního poškození. Jednotlivé složky hlavních napětí se počítají podle vztahu

$$\sigma_{\alpha} = (1 - H(\varepsilon_{\alpha})D_{\alpha}^t - H(-\varepsilon_{\alpha})D_{\alpha}^c) \left[\frac{3K - 2G}{3} \varepsilon_v + 2G\varepsilon_{\alpha} \right], \quad (9)$$

ve kterém je použito označení:

K je objemový modul pružnosti,

G – modul pružnosti ve smyku,

ε_v – objemová deformace,

D_{α}^t – parametr poškození v tahu ve směru kladné hlavní deformace ε_{α} ,

D_{α}^c – parametr poškození v tlaku ve směru záporné hlavní deformace ε_{α} ,

$H()$ – Heavisideova funkce.

K dispozici je evoluční rovnice pro parametry poškození D , která byla původně použita v modelu anizotropního poškození [2],

$$f = (1 - D_{\alpha}) \left[1 + A(|\varepsilon_{\alpha}| - \varepsilon_0)^B \right] - 1 = 0. \quad (10)$$

V rovnici vystupují materiálové parametry A a B , které řídí výslednou velikost maximálního napětí a tvar sestupné větve pracovního diagramu. Parametr poškození D se rozvíjí pouze v případě, že hodnota ε_{α} překročí prahovou hodnotu ε_0 , která je dalším materiálovým parametrem.

Vzhledem k předchozí dobré zkušenosti byla implementace rozšířena o evoluční rovnici používanou ve skalárním izotropním modelu, která zároveň obsahuje závislost na velikosti prvků použité sítě. Tato rovnice je dána

$$(1 - D_{\alpha}^{\beta})E|\varepsilon_{\alpha}| = f_{\beta} \exp\left(-\frac{D_{\alpha}^{\beta}h|\varepsilon_{\alpha}|}{w_f^{\beta}}\right), \quad (11)$$

kde β je index t pro tah nebo c pro tlak. Uvedený model ortotropního poškození uvažuje směry hlavních deformací konstantní, což s ohledem na způsob zatížení počítaných konstrukcí nemusí být vždy splněno. V případě podzemní stěny však převládá ohybové namáhání, a tudíž se hlavní směry deformací v jednotlivých zatěžovacích stavech téměř nemění. V opačném případě je třeba přeformulovat vztah pro výpočet napětí do globálního souřadného systému, kde je poškození uvažováno jako tenzor druhého řádu. Při výpočtu napětí s využitím tenzoru poškození je třeba zachovat symetrii tenzoru napětí, a proto je třeba napětí vyjádřit následovně

$$\sigma = \Omega^t D_{et} e^t \Omega^t + \Omega^c D_{ec} e^c \Omega^c, \quad (12)$$

$$\Omega^t = (I - D^t)^{0.5}, \quad (13)$$

$$\Omega^c = (I - D^c)^{0.5}. \quad (14)$$

V rovnici (13) je použito označení D_{et} pro elastický tenzor tuhosti čtvrtého řádu a I je jednotkový tenzor druhého řádu. V rovnici (13) je dále použit rozklad tenzoru deformace na tahovou a tlakovou část e^t a e^c , tj. tenzory deformace, které mají stejná kladná, resp. záporná vlastní čísla jako tenzor deformace a zbývající vlastní čísla jsou rovna nule. Hlavní složky tenzorů poškození se počítají pro daný krok výpočtu ze zvolených evolučních rovnic pro aktuální hlavní směry deformací. Výsledné složky hlavního poškození se porovnávají se složkami na diagonále v transformovaném dosaženém tenzoru poškození. Pokud je nově vypočtená hlavní hodnota poškození větší, tak se daný diagonální člen dosaženého transformovaného poškození přepíše touto novou hodnotou. Na závěr je třeba vypočítat hlavní hodnoty nově získaného tenzoru poškození, a z nich pak tenzor Ω^c , resp. Ω^t . U takto získaných tenzorů je třeba kontrolovat, aby vlastní čísla nepřesáhla hodnotu 1.

Materiálové parametry

Jak zatížení, tak materiálové parametry byly v počítačové simulaci podzemní stěny reprezentovány průměrnými a středními hodnotami:

- parametry pro beton C25/30:

- pevnost v tlaku $f_{ck} = 25$ MPa
- pevnost v tahu $f_{ctm} = 2,6$ MPa
- modul pružnosti $E_{cm} = 30\,500$ MPa
- Poissonovo číslo $\nu = 0,15$
- lomová energie $G = 150$ N·m⁻¹

- parametry pro výztuž – ocel 10505 (R):

- mez kluzu $f_{yk} = 490$ MPa
- modul pružnosti $E_s = 200$ GPa
- Poissonovo číslo $\nu = 0,3$

- parametry pro výztuž – ocel 10216 (E):

- mez kluzu $f_{yk} = 206$ MPa
- modul pružnosti $E_s = 200$ GPa
- Poissonovo číslo $\nu = 0,3$

Armokoš tvoří výztuž podélná svislá \varnothing R25 na lici a \varnothing R20 na rubu stěny v rozteči 194 mm, dále výztuž podélná vodorovná \varnothing R16 při obou površích v rozteči 300 mm. V místě kotvy jsou navíc přídatné prvky – ohyby 2 ks \varnothing R20 a přídatné prvky rovné 2 ks \varnothing R20. Všechny prvky jsou z oceli 10505 (R). Navíc jsou oblasti kolem kotev vyztuženy příčnými sponami – 14 ks na průchodku \varnothing E10 ocel

10216 (E). Armokoš ještě obsahuje zavětrovací prvky sloužící ke spolehlivé manipulaci.

Výsledky analýzy

Prvním krokem trojrozměrné numerické analýzy bylo nastavení a ověření zatížení konstrukce za předpokladu pouze lineárně pružného chování betonu i oceli. Výsledná posunutí ve všech zatěžovacích stavech se téměř shodují s posunutími z dvojrozměrného výpočtu, ze kterého bylo zatížení odvozeno. Rovněž byla provedena kontrola ohybových momentů a posouvajících sil ve vybraných úrovních (řezech) prostorového modelu.

V dalším kroku následovaly samostatné výpočty jednotlivých zatěžovacích stavů, nejdříve pro izotropní model poškození betonu, pak pro vylepšený ortotropní model poškození betonu. Tyto výpočty byly zaměřeny na případnou redukci příčné výztuže a sjednocení profilů výztuže podélné svislé a podélné vodorovné. Postupně bylo dosaženo následující redukce:

a) výztuž příčná byla zcela z numerického modelu vypuštěna, protože hodnoty napětí se zde pohybovaly v řádech desítek megapascalů. To znamená, že nebyla ve výpočtu dále uvažována žádná příčná výztuž ani přidané spony kolem kotevních míst;

b) výztuž podélná vodorovná byla sjednocena při obou površích na \varnothing 16 mm v rozteči 300 mm;

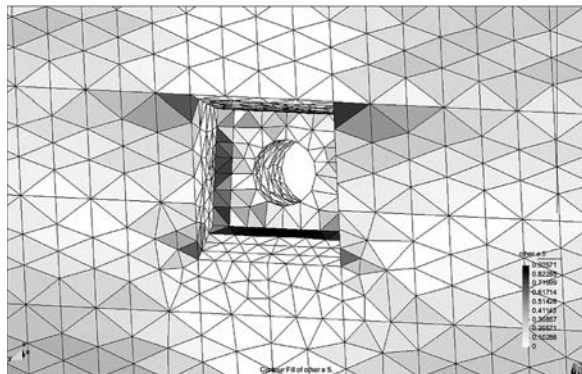
c) výztuž podélná svislá při rubu stěny byla sjednocena na \varnothing 25 mm a při lici pouze na \varnothing 20 mm v předepsané rozteči. Přídatné prvky – ohyby i kotvy zůstaly nezměněny. Průchodka pro kotvu nebyla ve výpočtu uvažována vzhledem k malé tloušťce. Kotevní deska nebyla rovněž v modelu zahrnuta. Byl modelován pouze kotevní plech, který byl zatížen vodorovnými složkami kotevních sil.

Ve třetím kroku byl proveden hlavní výpočet s navazujícími zatěžovacími stavy s uvážením redukované výztuže z předchozího kroku a ortotropního modelu poškození betonu. Materiálové parametry a výsledky byly předávány z předchozího do dalšího zatěžovacího stavu.

Poznatky získané z rozboru výsledků je možné shrnout do několika bodů:

- lamela podzemní stěny je namáhána především ohybem. Samostatné výpočty pro jednotlivé zatěžovací stavy a výpočet se stavy navazujícími dávají podobné výsledky;
- v místech maximálních ohybových momentů na straně tahových napětí vznikají v betonu trhlinky. Hodnota parametru poškození se zde pohybuje do 0,9. Tahová napětí v těchto místech přenáší výztuž;
- maximální tahová napětí v podélné svislé výztuži nepřesahují 61 MPa. Maximální tlaková napětí jsou do 30 MPa. Ve výztuži podélné vodorovné je napětí max. 16 MPa. Výztuž příčná byla zcela z modelu vypuštěna, protože napětí se zde pohybovalo v řádech desítek megapascalů. To znamená, že nebyla ve výpočtu uvažována žádná příčná výztuž ani přidané spony kolem kotevních míst. Maximální tlakové napětí v betonu dosahuje 18,6 MPa;
- trhlinky v betonu se vyskytují v oblastech tahových napětí zejména při obou površích. Jsou důsledkem ohybového namáhání a nezasahují hlouběji do konstrukce. Maximální šířka trhlín je $2 \cdot 10^{-5}$ m;
- nikde v konstrukci se neobjevuje místo, ve kterém se výrazně koncentruje napětí nebo parametr poškození. Očekávaný efekt poškození protlačením (propíchnutím) v blízkosti kotevních míst nenastává. Pouze ve výklenku

pro kotvu pod kotevním plechem a kolem něj se objevuje velmi úzká oblast (obr. 4), ve které se koncentruje parametr poškození (maximální hodnota je 0,93; tomu odpovídá šířka trhliny $2 \cdot 10^{-5}$ m). Toto místo je namáháno výrazným tlakem a příčný tah zde způsobuje rozvoj trhlinek. Tomu lze předejít vložením přidavné výztuže.



Obr. 4. Detail parametru poškození ve výklenku pod kotevním plechem, černá barva znázorňuje parametr poškození blízký se 1,0 (šířka trhliny $2 \cdot 10^{-5}$ m), bílá barva jsou oblasti nepoškozené

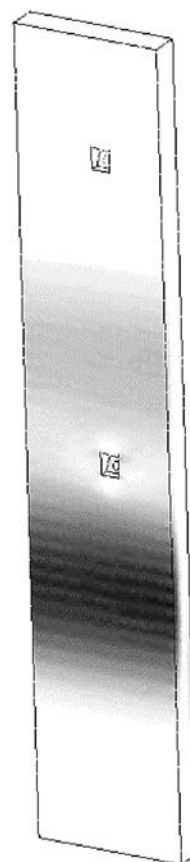
Závěry a doporučení

Hlavním přínosem počítačové analýzy je využití nelineárního modelu chování betonu na reálné stavební konstrukci. Cílem bylo ověřit způsob vyztužení podzemní stěny. Výpočet na základě mechaniky poškození prokázal, že původní návrh výztuže na základě Eurokódu 2 zajišťuje potřebnou spolehlivost konstrukce. Výpočet dále ukazuje na možnost redukce zejména příčné výztuže, která je největší překážkou kvalitního probetonování stěny.

Numerická analýza lamely podzemní stěny dává velmi dobrou představu o jejím chování během výstavby a hloubení stavební jámy. Je nutné poznamenat, že počítačová simulace vystihuje provozní namáhání konstrukce.

Z důkladného rozboru výsledků počítačové analýzy je možné konstatovat:

- podzemní stěna je namáhána především ohybem. Neobjevují se zde žádná problémová místa s výraznou koncentrací napětí nebo poškození. V oblastech maximálních ohybových momentů vznikají trhlinky, které se lokalizují při povrchu a nezasahují hlouběji do stěny. Jejich velikost je zanedbatelná. Trhlinky nesnižují nijak výrazně únosnost a funkci stěny. V místech lokalizace trhlin přenáší tahová napětí výztuž;
- navržená výztuž není výrazně namáhána. Hodnoty napětí zdaleka nedosahují úrovně meze kluzu oceli. Významnou část zatížení přenáší beton. V tažené oblasti je to do pevnosti betonu v tahu, na rozdíl od předpokladu uvedeného v normě;
- počet navržených prutů je dostačující, zejména u výztuže příčné, která je možnou překážkou pro snadnou betonáž stěny. Právě u příčné výztuže lze doporučit její redukci až na minimální vyztužení nebo na minimální počet prutů potřebných k bezpečné manipulaci s armokošem;
- jediným problémovým místem stěny je vrstva betonu těsně pod kotevním plechem, kde vznikají vlivem výrazných tlakových napětí příčná tahová napětí, která mohou být příčinou poškození betonu. Pro zajištění tahových napětí je vhodné umístit kolem kotevního plechu doplňující přidanou vodorovnou výztuž.



Obr. 5. Pohled na líc stěny černá barva znázorňuje parametr poškození blízký se hodnotě 1,0 (šířka trhliny $2 \cdot 10^{-5}$ m), bílá barva jsou oblasti nepoškozené

Článek vznikl za podpory projektů 103/08/1119 GA ČR a 1M 0579 MŠMT v rámci činnosti Výzkumného centra CIDEAS.

Literatura

- [1] Pijaudier-Cabot, G. – Jason, L.: Continuum Damage Modeling and Some Computational Issues. RFGC – 6/2002, Numerical Modelling in Geomechanics, 2002, pp. 991-1017.
- [2] Cividini, A. – Taliercio, A. – Sacclfi, G. – Bellotti, R. – Ferrara, G. – Rossi, P.: Materials & Structures, 25 (1992) 490.
- [3] Taliercio, A. – Gobbi, E.: Mag. Concr. Res., 48 (1996) 157.
- [4] Taliercio, A. – Gobbi, E.: Mag. Concr. Res., 49 (1997).
- [5] Papa, E. – Taliercio, A. – Gobbi, E.: Materials & Structures, (1997).
- [6] Papa, E. – Taliercio, A.: Proc. XII Natl. Conf. of the Italian Assoc. of Theoretical and Applied Mechanics (1995), V, 141.
- [7] Papa, E. – Taliercio, A.: Anisotropic Damage Model for the Multiaxial Static and Fatigue Behaviour of Plain Concrete. Engng. Frac. Mech., 55 (1996) 163.
- [8] La Borderie, C. – Berthaud, Y. – Pijaudier-Cabot, G.: Proc. 2nd Int. Conf. on Computer Aided Analysis and Design of Concrete structures. Zell am See (1990) 975.
- [9] Lemaitre, J. – Chaboche, J. L.: Mécanique des matériaux solides. Paris, Dunod-Bordas 1985.
- [10] Aubertin, M. – Gill, D. E. – Ladanyi, B.: Mechanics of Materials, 11 (1991) 63.
- [11] Jirásek, M.: Numerical Modeling of Deformation and Failure of Material. CTU Prague, 1998.

Krejčí, T. et al.: The Use of Advanced Concrete Models in Practical Problems – Computer Analysis of Diaphragm Wall

The paper deals with an application of advanced concrete models in practical problems. The paper presents a numerical analysis of the response of one segment of a diaphragm wall during the excavation of deep ditches. The thickness of the diaphragm wall is 600 mm and its depth is 20 m. The aim of the presented analysis is to obtain a notion of the response of diaphragm walls during a construction process and to propose some recommendations for the reinforcement of the wall.

Krejčí, T. u. a.: Anwendung fortschrittlicher Modelle der Beschädigung von Beton in praktischen Aufgaben – Computeranalyse einer unterirdischen Wand

Der Artikel beschäftigt sich mit der Anwendung fortschrittlicher Modelle des Verhaltens von Beton in einer praktischen Aufgabe bei der Analyse einer unterirdischen Wand. Es handelt sich um eine Computersimulation des Verhaltens einer Lamelle einer unterirdischen Wand während der Ausschachtung der Baugrube. Die typische verankerte Lamelle hat eine Dicke von 60 cm und ist für den Verbau der Baugrube bis in die Tiefe von ungefähr 20 m geplant. Das Ziel der Analyse ist, eine Vorstellung von der Beanspruchung der unterirdischen Wand während ihres Baus zu erlangen und gewisse Empfehlungen, besonders zur Bewehrung der Wand, zu geben.

● technologie

ETANPLAST®

ETANPLAST® je vícevrstvý izolační systém pro horní desky betonových konstrukcí pokládáný velkou rychlostí. Úspory v čase se projevují především díky strojní pokládce, kde je zapotřebí mnohem méně ruční práce než u klasických pásových izolací. Strojní pokládka zajistí rovnoměrnou kvalitu práce a velkou rychlost realizace izolačního souvrství. Pro jednotlivé složky souvrství jsou používány silně modifikované asfalty, které zaručují velmi dobrou odolnost vůči únavě, vzniku trhlin a trvalým deformacím.

Systém může být použit pro všechny typy inženýrských staveb s horní deskou ze železobetonu nebo předpjatého betonu, trámových nebo segmentových mostů, viaduktů, stropů konstrukcí ve výkopech, na parkovištích. Za určitých podmínek jej lze položit i na kompozitní konstrukce – betonové mostovky na ocelové konstrukci. Může být použit pro všechny třídy dopravního zatížení jak v nových konstrukcích, tak při rekonstrukcích.

Od prvního použití na stavbách v roce 1987 je ETANPLAST® součástí řady významných staveb s velkým dopravním zatížením ve Francii i v jiných zemích. Mezi nejnámější patří viadukt na ostrově Ré nebo terminál tunelu pod kanálem La Manche. V České republice byl poprvé použit v roce 1999 na mostě obchvatu Chebu. V roce 2009 pak byla tato izolace použita na komunikaci R6 na pěti mostech o celkové ploše 41 100 m². Praktickou ukázkou pokládky izolačního souvrství ETANPLAST® prezentovala společnost EUROVIA CS odborníkům zaměřeným na výstavbu silnic a dálnic v říjnu minulého roku. Unikátní řešení izolačního systému představila na mostních objektech SO 201a 203 stavby silnice R6 v úseku Sokolov – Tisová.

Tisková informace



Katedra architektury, Fakulta stavební, České vysoké učení technické v Praze
a město Telč



si Vás dovoluje pozvat

na výstavu kreseb posluchačů studijního programu
„Architektura a stavitelství“

TELČ 11'

výstavu zahájí vedoucí Katedry architektury FSv ČVUT v Praze
Doc. Ing. arch. Václav DVORÁK, CSc.

v pondělí 12. září 2011 v 16 hodin ve vstupní síni radnice v Telči, výstava potrvá do 15. října 2011

Metoda SPH a její použití s využitím znalostí z experimentálních studií

prof. Ing. RNDr. Petr PROCHÁZKA, DrSc.
Ing. Šárka PEŠKOVÁ, Ph.D.
ČVUT – Fakulta stavební
Praha

Článek popisuje vliv vysoké teploty v tunelové obezdívce na chování různě vyztužených betonů (s odlišným počtem a druhem vláken), jako jsou např. vlákna Dramix, ocelová rovná vlákna a polypropylenová vlákna. Vzorok s výše uvedenými druhy vláken jsou vystaveny teplotě 600 °C, neboť nad tuto teplotu vykazují zanedbatelnou únosnost. V numerické části je použit trojrozměrný materiálový model a metoda regularizovaných funkcí v hydrodynamice.

Úvod

K upřesnění vlastností materiálů, se kterými se pracovalo, bylo provedeno několik experimentů na nosnících, a to zejména zkouška pevnosti v tahu za ohybu. Hlavním důvodem byly mechanické vlastnosti různě vyztuženého betonu, které ovlivňují chování příčné pevnosti v tahu. Výsledkem byly informace z tříbodového ohybu pro různé počty vláken, které byly použity do výpočtu, v němž byl také aplikován zobecněný Mohrův–Coulombův zákon (zahrnující reziduální stavy napětí).

Ostění tunelu a okolní horniny je považováno za třífázový kompozit, to znamená, že materiál obsahuje pevnou fázi (kostru), plynnou fázi (vzduch v pórech) a kapalnou fázi (vodu). Formulace problému je odvozena v Gaussově ortogonálním souřadnicovém systému.

Pro řešení ostění tunelu, vystavené vysoké teplotě, byla použita metoda SPH formulovaná v trojrozměrném formátu.

Numerický postup

Začneme se základními vztahy, které jsou platné v mechanice kontinua a jsou vhodné pro další úvahy. Těleso je v nedeformovaném stavu charakterizováno omezenou oblastí Ω , pro jejíž lipschitzovskou hranici Γ platí $\Gamma \equiv \Gamma_u \cup \Gamma_p$, $\Gamma_u \cap \Gamma_p = \emptyset$. Na oblasti Γ_u je předepsán vektor posunutí $\mathbf{u} = \{u_1, u_2, u_3\}$ a vektor povrchových sil $\mathbf{p} = \{p_1, p_2, p_3\}$ je předepsán na Γ_p . Připomeňme vztah napětí a povrchových sil na hranici Γ_p : $p_i = \sigma_{ij} n_j$, kde $\mathbf{n} = \{n_1, n_2, n_3\}$ je vnější jednotková normála k uvedené hranici, σ_{ij} , ε_{ij} jsou po řadě složky tenzoru

napětí a deformace, $\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right)$.

V této části budeme formulovat základní vztahy pro sdružené modelování, a to jednak vláknobetonovou tunelovou obezdívku Ω^c a jednak okolní horninu Ω^r . Definiční oblast je tedy vyjádřena $\Omega = \Omega^c \cup \Omega^r$ s hranicí Γ , kde přechod mezi tunelovou obezdívkou a horninou je vyjádřen pomocí přechodové hranice Γ_c . Definiční oblast problému je vybavena souřadnicovým systémem $0x_1x_2x_3$. Problematika vede

k řešení čtyř neznámých funkcí, které vyhovují rovnicím popisujícím chování tunelové obezdívky a okolní horniny. První typ funkce představuje tlak vody $p^w = p^w(\mathbf{x}, t)$, druhým typem je tlak vzduchu $p^a = p^a(\mathbf{x}, t)$, oba jsou skalárně závislé na poloze $\mathbf{x} = \{x_1, x_2, x_3\}$ a čase t , třetím typem funkce je vektor posuvů ve skeletu $\mathbf{u}(\mathbf{x}, t) = \{u_1(\mathbf{x}, t), u_2(\mathbf{x}, t), u_3(\mathbf{x}, t)\}$, dále $\mathbf{u}^w(\mathbf{x}, t) = \{u_1^w(\mathbf{x}, t), u_2^w(\mathbf{x}, t), u_3^w(\mathbf{x}, t)\}$ je vektor pohybu vody v pórech a $\mathbf{u}^a(\mathbf{x}, t) = \{u_1^a(\mathbf{x}, t), u_2^a(\mathbf{x}, t), u_3^a(\mathbf{x}, t)\}$ je vektor pohybu vzduchu v pórech. Pro posuvy a pórové tlaky máme k dispozici dva typy rovnic, a to rovnice kontinuity pro tok v pórech a rovnice rovnováhy, přičemž obě budou platné v každém bodě $\mathbf{x} \in \Omega$. Funkce p a \mathbf{u} se vzájemně ovlivňují tak, že řídicí rovnice vytváří simultánní systém. Systém rovnic je doplněn o parabolickou rovnici (zobecněné vedení tepla).

V dalším postupu budeme vycházet z teorie malých deformací [7]. Vztah mezi posunutím \mathbf{u} a deformací ε ve skeletu zeminy je dán výše uvedenými geometrickými rovnicemi. V materiálu skeletu lze vyjádřit napětí ve skeletu formulací

$$\boldsymbol{\sigma} = \boldsymbol{\sigma}^{\text{eff}} - p\mathbf{m}, \quad \mathbf{m} = \{1, 1, 0\}, \quad (1)$$

kde tenzory jsou formálně vyjádřeny pomocí vektorového zápisu.

Nyní krátce popíšeme vztah platící pro deformaci horniny v závislosti na vodě a vzduchu v pórech. Efektivní napětí vyhovuje zobecněnému Hookovu zákonu

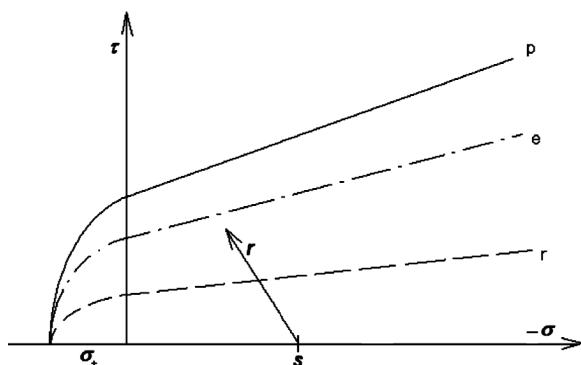
$$\boldsymbol{\sigma}^{\text{eff}} = \mathbf{D}(\boldsymbol{\varepsilon} - \boldsymbol{\varepsilon}_p), \quad (2)$$

kde $\mathbf{D} \equiv \mathbf{D}(\boldsymbol{\sigma}^{\text{eff}}, T, s)$ je materiálová pružně plastická matice tuhosti pórového skeletu, s je množina vnitřních parametrů.

Než přistoupíme k vyjádření okrajových a počátečních podmínek, budeme specifikovat pružně plastické chování materiálu. Pro betonovou obezdívku a okolní horninu budeme uvažovat zobecněnou Mohrovo–Coulombovu podmínku porušení. Nejprve budeme předpokládat, že v každém bodě definiční oblasti známe z předchozího výpočtu hlavní napětí (σ_{\max} , σ_{\min}). Navíc jsou předem dány tyto veličiny: úhel vnitřního tření φ a soudržnost (pevnost ve smyku) c platné pro mez plasticity (index e), vrcholový stav (index p) a reziduální stav (index r). Podobně je dána pevnost v tahu σ_+ . Při označení $s = (\sigma_{\max}, \sigma_{\min})/2$, $r = (\sigma_{\max}, \sigma_{\min})/2$ z obr. 1 vyplývají tyto alternativy:

- jestliže $\sigma_{\max} \geq \sigma_+$, pak je překročena pevnost v tahu a $E \approx 0$ (pozn.: při iteračním postupu Youngův modul je roven malému číslu);
- jestliže platí $r \geq r_p = c_p \cos(\varphi_p) - s \sin(\varphi_p)$, pak je dosaženo vrcholové hodnoty a platí, že Youngův modul $E = E_p$, Poissonovo číslo $\nu = \nu_p$;
- jestliže $r \geq r_e = c_e \cos(\varphi_e) - s \sin(\varphi_e)$, potom je dosaženo hranice pružnosti a platí, že Youngův modul $E = E_p$, Poissonovo číslo $\nu = \nu_p$;

– v každém jiném případě je uvažován pružný stav.



Obr. 1. Mohrovy–Coulombovy obálky pro různé stavy

Zbývá vyjádřit okrajové a počáteční podmínky:

- pro povrchové síly podél líce obehdivky jsou dány standardní okrajové podmínky: všechny tři složky povrchových sil jsou rovny nule;
- problém je řešen jako symetrický, takže jsou zavedeny podmínky symetrie: vertikální povrchové síly jsou nulové stejně jako vodorovné posuny kolmé k hranici oblasti (vertikálním rovinám);
- podél dolní hranice jsou svislé posuvy nulové a horizontální povrchové síly jsou zanedbatelné (neuvažuje se tření na hranici);
- na líci obehdivky je předepsán nulový pórový tlak;
- na líci obehdivky je předepsán časově závislý průběh teploty podle skutečného vývoje;
- teplota v čase t je nulová (obecně $T|_{t=0} = T_0$, které je předepsáno).

Řídící diferenciální rovnice, počáteční a okrajové podmínky sdruženého problému teplotního pole, pórového tlaku a napětí jsou nelineární, proto je problém řešen iterací. Použitím metody s „citlivou“ tepelnou kapacitou (Bonacina et al. 1973) nastane změna uvnitř fáze v rozmezí teplot ($T_m \pm \Delta T$). Předpokládáme, že C_p , C_u , λ_l a λ_u jsou limity (horní a dolní) tepelné kapacity a teplotní prostupnosti, které nejsou závislé na teplotě T . Potom v intervalu $T_m - \Delta T \leq T \leq T_m + \Delta T$ předpokládáme průběhy:

$$C^* = \begin{cases} C_l & T < (T_m - \Delta T) \\ \frac{L}{2\Delta T} + \frac{C_l - C_u}{2} & (T_m - \Delta T) \leq T \leq (T_m + \Delta T) \\ C_u & T > (T_m + \Delta T) \end{cases} \quad (3)$$

a

$$\lambda^* = \begin{cases} \lambda_l & T < (T_m - \Delta T) \\ \lambda_l + \frac{\lambda_u - \lambda_l}{2\Delta T} [T - (T_m - \Delta T)] & (T_m - \Delta T) \leq T \leq (T_m + \Delta T) \\ \lambda_u & T > (T_m + \Delta T) \end{cases} \quad (4)$$

Pomocí rovnic (3) a (4) lze rovnováhu zapsat Fourierovou rovnicí

$$C^* \frac{\partial T}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x_1} (\lambda^* \frac{\partial T}{\partial x_1}) + \frac{\partial}{\partial x_2} (\lambda^* \frac{\partial T}{\partial x_2}) + K (\frac{\partial p}{\partial x_1} \frac{\partial T}{\partial x_1} + \frac{\partial p}{\partial x_2} \frac{\partial T}{\partial x_2}), \quad (5)$$

kde K je materiálový koeficient zahrnující hydraulickou vodivost, objemovou tepelnou kapacitu a hustotu hmoty.

Metoda SPH

Tato metoda je založena na regularizaci funkcí, které v jistém ohledu se promítají do definice zobecněných funkcí. Každá z rovnic proudění je regularizována trojrozměrně, a to včetně derivací, které se v nich vyskytují. Každá část α je spojena s objemem m_α , hustotou ρ_α , rychlostí u_α , tlakem p_α a pozicí r_α .

Veličiny proudění v oblastech jsou aproximovány na základě regularizace, tedy definice ve smyslu distribucí, kterou vyjádříme následující formou, a to tak, že interpolujeme hodnoty nějaké funkce A v pozici r takto:

$$A(r) = \int A(r') W(r - r', h) dr'. \quad (6)$$

Integrace je provedena přes nosič jádra, kde W je interpolační funkce (jádro) a h je nosič jádra. Výběr interpolace pomocí jádra je jedním ze základních problémů řešení metody. Nejčastěji používané aproximace jádra (obvykle se volí tzv. čepička) v metodě SPH jsou polynomy třetího, čtvrtého a pátého stupně. V článku jsou použity polynomy čtvrtého stupně, sestavené ze tří B-splínů, jejichž nosiče jsou disjunktní; vyžaduje se, aby jádro mělo první, druhou a třetí derivaci spojitou. Aproximace jádra je definována

$$W(r, h) = M_d(r, h) = n_d \begin{cases} \frac{s^4}{4} - \frac{5s^2}{8} + \frac{115}{192} & 0 \leq s < \frac{1}{2}, \quad s = \frac{|r|}{h} \\ -\frac{s^4}{6} + \frac{5s^3}{6} - \frac{5s^2}{4} + \frac{5s}{24} + \frac{55}{96} & \frac{1}{2} \leq s < \frac{3}{2}, \\ \frac{(2.5-s)^4}{24} & \frac{3}{2} \leq s < \frac{5}{2}, \\ 0 & s \geq \frac{5}{2} \end{cases} \quad (7)$$

kde n_d je normalizační konstanta, která závisí na rozměru prostoru, v němž úlohu řešíme. Čtvrtý stupeň se skládá ze tří podmnožin.

Numericky je funkce vyjádřena ve smyslu Riemanova integrálu

$$A(r) = \sum_b A_b V_b W(r - r_b, h), \quad (8)$$

kde sumační index b označuje číslo bodu a V_b je jeho příslušný objem ($V_b = m_b / \rho_b$).

$$\frac{d\vec{x}}{dt} = \vec{u}. \quad (9)$$

V souvislosti s navrženým schématem, Fishel (1999), platí, že můžeme spočítat derivaci nějaké funkce A v pozici r takto:

$$\frac{\partial A(x)}{\partial x^i} = \sum_b A_b V_b \frac{\partial W(r - r_b, h)}{\partial x^i}. \quad (10)$$

Rovnice (10) není symetrická, ale existuje možnost ji přepsat v symetrické formě, a to použitím identity

$$\nabla A = \frac{\nabla(FA) - A\nabla F}{F}, \quad (11)$$

kde F je libovolná dostatečně hladká funkce. Kombinací (10) a (11) operátor gradient v místě α vyjádříme

$$(\nabla A)_a = \sum_b V_b (A_b - A_a) \nabla W(r_a - r_b, h). \quad (12)$$

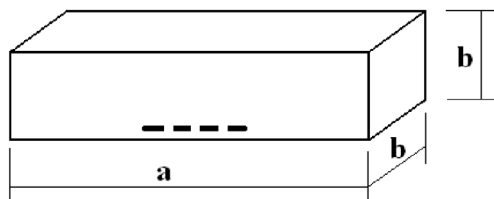
Aproximací druhé derivace, která popisuje difúzní energetické hladiny, je založena na přímém výpočtu druhé derivace pomocí jádra

$$\frac{\partial^2 A(r)}{\partial x^i \partial x^j} = \sum_b A_b \frac{m_b}{\rho_b} \frac{\partial^2 W(r - r_b, h)}{\partial x^i \partial x^j}. \quad (13)$$

Podrobnosti o této metodě lze získat z literatury [1]-[6].

Experimenty

Pro základní numerickou studii je uvažován standardní betonový nosník, v níž pro posouzení mechanického chování byl realizován třibodový test. Nosník s různým počtem a druhem vláken byl také pro řešení zmíněné problematiky vystaven vysokých teplotám. Vlákná jsou umístěna v dolní části nosníku, 1 mm od spodní hranice. Geometrie a rozměry standardního nosníku společně s polohou vláken jsou znázorněny na obr. 2.

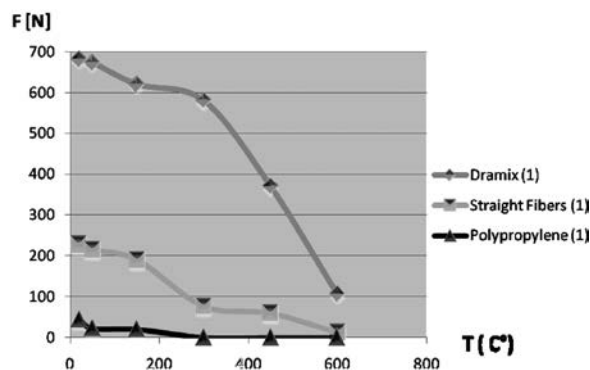


Obr. 2 Rozměry vzorku
--- vlákna, $a = 16 \text{ mm}$, $b = 4 \text{ mm}$

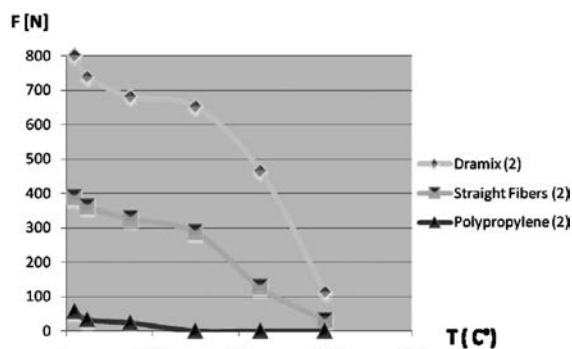
Tab. 1. Přehled výsledných hodnot z příčné pevnosti v tahu

Teplota [°C]		20	50	150	300	450	600	
průměrná pevnost v příčném tahu [MPa]	vyztužení	2,49	2,55	2,04	1,88	1,25	0,11	
	Dramix	2,91	2,95	2,44	2,12	1,55	0,32	
	přímá vlákna	3,02	2,96	2,46	1,96	1,27	0,12	
	polypropylen	3,04	3,03	2,48	1,4	0,61	0	
vytahovací síla [N]	1 vlákno	Dramix	683	674	621	581	371	107
		přímá vlákna	228	215	190	77	60	13
		polypropylen	44	22	20	0	0	0
	2 vlákna	Dramix	800	738	681	652	465	113
		přímá vlákna	387	361	326	287	127	30
		polypropylen	57	33	24	0	0	0
	3 vlákna	Dramix	1 072	986	795	705	612	128
		přímá vlákna	570	532,6	418	366	136	42
		polypropylen	63	102	61	0	0	0
	4 vlákna	Dramix	1 574	1 402	1 176	873,3	743	152
		přímá vlákna	591,7	576,8	538	468,3	178	80
		polypropylen	92,5	133,3	92,5	0	0	0
	5 vláken	Dramix	1 907,5	1 735	1 254	975	865,3	190
		přímá vlákna	808,3	801	782	473,8	251,3	58,3
		polypropylen	120,8	198,3	191,3	0	0	0

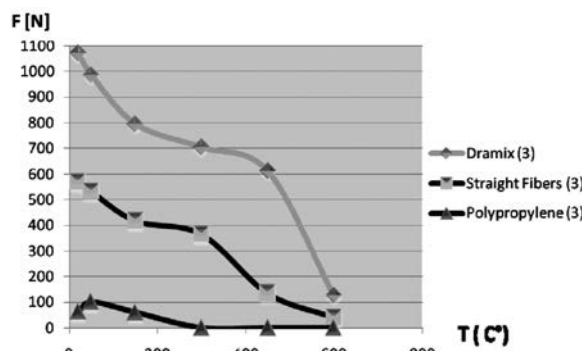
Pro zkoušení byly použity tři druhy vyztužujících vláken: Dramix (ocelové vlákno), rovné ocelové vlákno a polypropylenové vlákno, které se velmi často využívá při vysokých teplotách. Přehled výsledků příčné pevnosti v tahu z třibodové zkoušky pro odlišný počet vláken je v obr. 9. Detailní závěry je možné shlédnout na obr. 3 až obr. 9, z nichž je zřejmá pevnost v tahu pro různý počet vláken. Zkoušky teplotního zatížení vzorků byly realizovány do 600 °C, neboť vyšší teplota způsobuje ztrátu únosnosti.



Obr. 3. Pevnost v tahu pro 1 vlákno

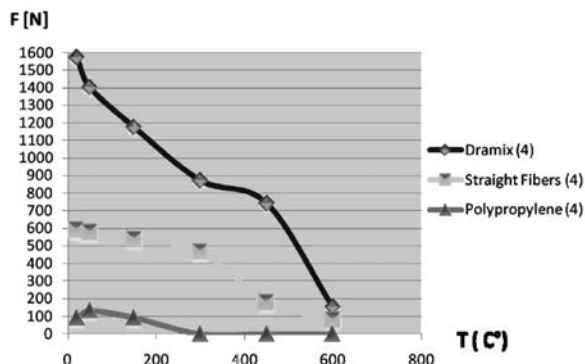


Obr. 4. Pevnost v tahu pro 2 vlákna

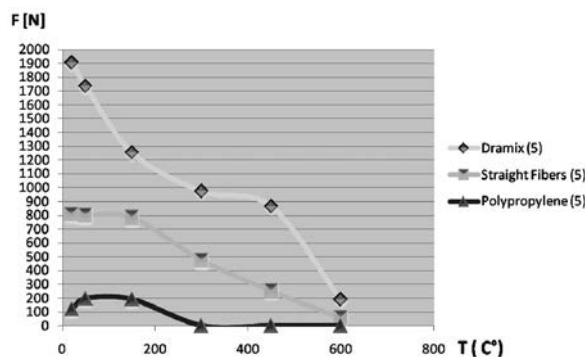


Obr. 5. Pevnost v tahu pro 3 vlákna

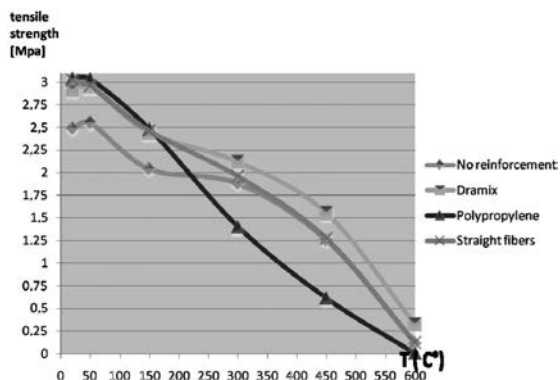
Přehled výsledků z příčné pevnosti v tahu je v tab. 1. Pro přesnost měření vrcholových hodnot je realizováno namáhání v tahu pro všechny zmíněné typy vláken (příklad prostého betonu je uvažován), výsledky jsou uvedeny v tab. 1 a na obr. 3 až obr. 8. Z nich je patrné, že vlákna Dramix vykazují dobré materiálové vlastnosti při nižších teplotách. Nad 600 °C však jeho výhoda mizí. U polypropyleny je zřejmé značné snížení únosnosti již při 300 °C, ale výhodou je, že jejich vyhořením se vytváří prostor pro snížení vlivu páry, a tím i dopad vysokých teplot na možnost poškození betonu trhlinami a odprýsknutím (spalling).



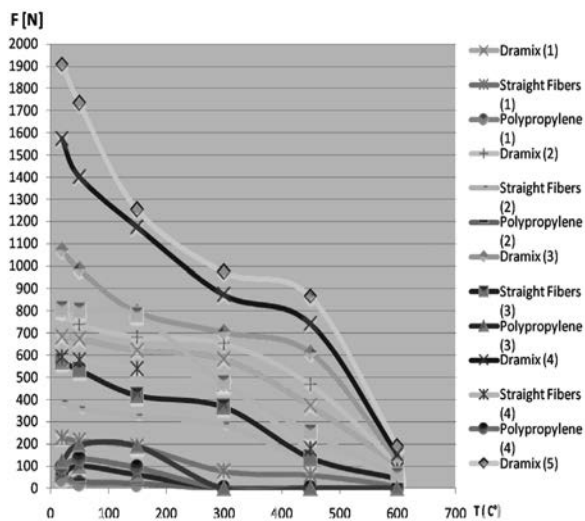
Obr. 6. Pevnost v tahu pro 4 vlákna



Obr. 7. Pevnost v tahu pro 5 vláken



Obr. 8. Vrcholová pevnost v tahu

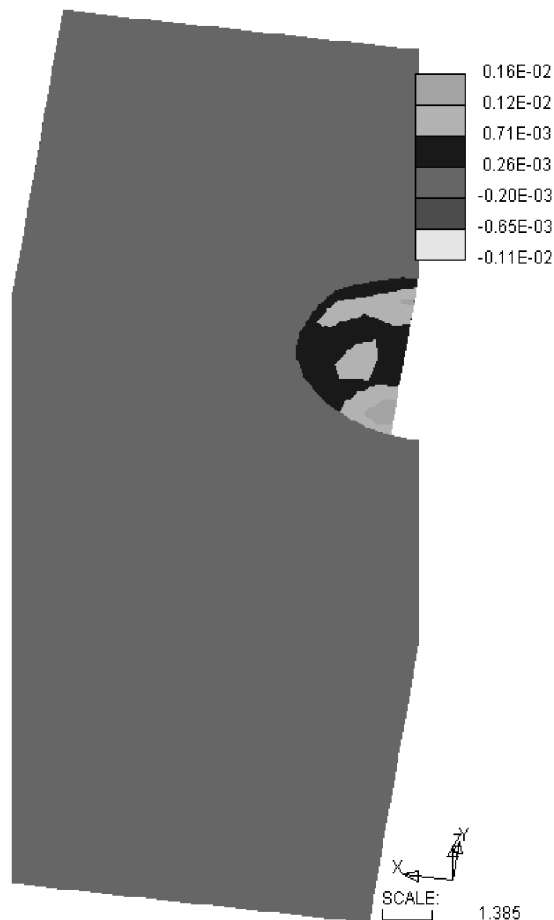


Obr. 9. Výsledky příčné pevnosti v tahu

Výsledky

V této části je řešen příklad použití vláknobetonu s vlákny Dramix na tunelovou obehzdívku o tloušťce 600 mm. Problém ohřevu tunelové obehzdívky na teplotu 600 °C v horní části tunelu je řešen symetricky pod úhlem 90° (45° na každé straně svislé osy). Úloha je řešena metodou SPH trojrozměrně. Hustota betonu je 27 kN·m⁻³; hustota zeminy je 33 kN·m⁻³.

Z hlediska geometrie a zatížení je daná úloha řešena symetricky vzhledem k vertikální rovině. Posuvy ve směru x a y jsou v přiměřeném souladu s očekávaným chováním (obr. 10, obr. 11).



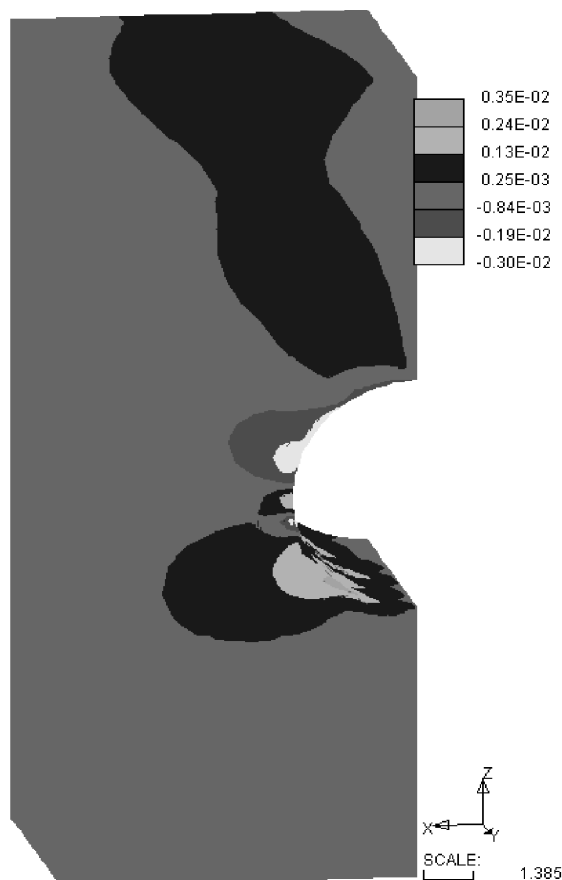
Obr. 10. Posunutí x

Materiálové vlastnosti betonu jsou definovány takto:

- Youngův modul pružnosti $E = 27$ GPa, $E_p = 20$ GPa, $E_r = 12$ GPa;
- Poissonovo číslo $\nu = 0,2$, $\nu_p = \nu_r = 0,45$;
- pevnost v tahu $\sigma_+ = 1,2$ MPa;
- objemová hmotnost $\rho = 2\,500$ kg·m⁻³;
- úhel vnitřního tření $\phi = 25^\circ$, $\phi_p = 35^\circ$, $\phi_r = 15^\circ$;
- pevnost ve smyku $c = 100$ kPa, $c_p = 120$ kPa, $c_r = 20$ kPa.

Okolní hornina má materiálové vlastnosti horniny třídy R3:

- Youngův modul pružnosti $E = 1$ GPa, $E_p = 0,8$ GPa, $E_r = 0,5$ GPa;
- Poissonovo číslo $\nu = 0,25$, $\nu_p = \nu_r = 0,45$;
- pevnost v tahu $\sigma_+ = 1,0$ MPa;
- objemová hmotnost $\rho = 2\,300$ kg·m⁻³;
- úhel vnitřního tření $\phi = 32^\circ$, $\phi_p = 36^\circ$, $\phi_r = 10^\circ$;
- pevnost ve smyku $c = 150$ kPa, $c_p = 250$ kPa, $c_r = 20$ kPa.



Obr. 11. Posunutí y

Závěr

V článku se řeší vliv ohřevu tunelové obezdívky a okolní horniny pomocí prostorové metody regularizovaných funkcí v hydrodynamice. Výsledky jsou částečně porovnávány s experimentálními výstupy různě vyztužených betonových nosníků vypalovaných v peci při teplotě do 600 °C. Vstupní data do numerického modelu byla částečně upravena podle zkoušek, v nichž byla použita vlákna tří druhů s odlišným počtem vyztužení (od jednoho do pěti). Vyztužení vlákny Dramix bylo poté aplikováno do numerického výpočtu. I když nastavená teplota nedosáhla normových 1 200 °C, bylo možné pozorovat vliv polypropylenových vláken, která pomáhají snížit vliv páry v betonu, jež vzniká při zahřátí.

Je důležité poznamenat, že přírodní vlákna obecně snižují vliv vysokých teplot na vyztužený beton, tužší vlákna, jako ocelová, naopak podporují únosnost hlavně vzhledem k potlačení trhlin v době zrání betonu.

Záměrem lze vyvodit, že je vhodné kombinovat vyztužení tuhými a měkkými vlákny, jako je kombinace Dramixu a polypropylenových vláken.

Článek vznikl za podpory projektů č. P104-10-1021 a 103/09/P541 GA ČR a v rámci projektu IM0579 Výzkumného centra CIDEAS.

Literatura

[1] Gingold, R. A. – Monaghan, J. J.: Smoothed Particle Hydrodynamics Theory and Application to Non-Spherical Stars. Monthly Notices of Royal Astronomical Society, 180, 375-389, 1977.

- [2] Golia, C. – Buonomo, B. – Viviani, A.: A Corrected Vortex Blob Method for 3D Thermal Buoyant Flows Energy Conversion and Management, 49, 11, 3243-3252, 2008.
- [3] Monaghan, J. J. – Kajtar, J. B.: SPH Particle Boundary Forces for Arbitrary Boundaries. Computer Physics Communications, 180, 10, 1811-1820, 2009.
- [4] Bui, Ha H. – Sako, K. – Fukagawa, R.: Numerical Simulation of Soil-Water Interaction Using Smoothed Particle Hydrodynamics (SPH) Metod. Journal of Terramechanics, 44, 5, 339-346, 2007.
- [5] Prochazka, P. P. – Peskova, S.: Application of Smooth Particle Hydrodynamics to Solving Problems with Exacting Conditions. [Proceedings], Twelfth International Conference on Civil, Structural and Environmental Engineering Computing, 96-109, 2009.
- [6] Peskova, S. – Prochazka, P.: Impact of High Temperature against Structures of Tunnel Linings. CTU Reports, 12, 1, p. 150, 2008.

Procházka, P. – Pešková, Š.: SPH Method and its Use in 3D Applying Knowledge Gained in Experimental Studies

In this study an influence of high temperature on fiber reinforced concrete (FRC) with given fibers such as Dramix and straight steel fibers, and polypropylene is tested. The most extreme temperature is considered 600 °C as the experiments have proved failure of the FRC material exceeding the above said temperature. The smooth particle hydrodynamics method (SPH) in 3D is the numerical tool.

Procházka, P. – Pešková, Š.: Die Methode SPH und ihre Anwendung in 3D mit Nutzung von Kenntnissen aus experimentellen Studien

Der Artikel beschreibt den Einfluss einer hohen Temperatur in der Tunnelausmauerung auf das Verhalten unterschiedlich bewehrter Betone (mit unterschiedlicher Anzahl und Art von Fasern) wie z.B. Dramix-Fasern, gerade Stahlfasern und Polypropylenfasern. Die Probekörper mit den oben genannten Faserarten werden einer Temperatur von 600 °C ausgesetzt, denn oberhalb dieser Temperatur weisen sie eine vernachlässigbare Tragfähigkeit auf. Im numerischen Teil werden ein dreidimensionales Materialmodell und die Methode der regularisierten Funktionen in der Hydrodynamik angewandt.



22. mezinárodní stavební veletrh

21. – 25. září 2011

Pražský veletržní areál, Letňany

Transport iontů anorganických solí ve vápenné omítce modifikované metakaolinem

*doc. Ing. Zbyšek PAVLÍK, Ph.D.
Ing. Milena PAVLÍKOVÁ, Ph.D.
prof. Ing. Robert ČERNÝ, DrSc.
ČVUT – Fakulta stavební
Praha*

V článku je studována míra a rychlost transportu vodného roztoku chloridu sodného ve vápenné omítce s přídavkem metakaolinu. V experimentální části jsou nejprve provedena měření vlhkostních profilů a profilů koncentrace chloridů. Při měření jsou vertikálně orientované vzorky dány do kontaktu s 1M roztokem NaCl, přičemž jsou sorpční experimenty realizovány jak na přirozeně vlhkých, tak na plně vodou nasycených vzorcích. Obsah vlhkosti je stanoven gravimetricky. Koncentrace chloridových iontů je změřena iontovou chromatografií. Na základě inverzní analýzy naměřených dat je vypočten součinitel vlhkostní vodivosti a součinitel difúze chloridových iontů, který je určen jak pro suchý, tak pro nasycený materiál.

Úvod

Trvanlivost stavebních materiálů a konstrukcí představuje jeden z nejdůležitějších faktorů, který je nutno zohlednit jak při návrhu nových budov, tak při rekonstrukci a sanaci budov stávajících. Trvanlivost je většinou studována ve vazbě k životnosti budov, která je v přímém vztahu k nákladům na případné rekonstrukce.

V reálných podmínkách existuje řada negativních faktorů, které mohou způsobit degradaci či přímo destrukci stavebních konstrukcí a v nich aplikovaných materiálů. Mezi nejnebezpečnější, jež vedou k výrazné ztrátě funkčnosti budov, patří působení kapalné vody. Její nadměrné množství vede u většiny stavebních materiálů k výraznému zhoršení mechanických vlastností. Závažnost tohoto problému dokumentuje i skutečnost, že negativní vliv vlhkosti na pevnost materiálů či konstrukcí je zohledněn v mezinárodních i národních technických normách. Například v ČSN ISO 13822 (Zásady navrhování konstrukcí – Hodnocení stávajících konstrukcí) je výpočtová pevnost zdiva v tlaku redukována koeficientem spolehlivosti, který je závislý na vlhkosti zdiva a kvalitě vazby. Největší problémy s pevností můžeme pozorovat samozřejmě u materiálů, u nichž pojivo matrice reaguje s vodou. Typickým příkladem jsou nepálené cihly, které vykazují v plně vodou saturovaném stavu téměř nulové pevnosti v tlaku, přičemž ve vysušeném stavu mají pevnosti v rozsahu 5-8 MPa. Tato pevnostní rozpětí závisí na metodě výroby, sušení, složení vstupních surovin apod. [1], [2]. S nárůstem vlhkosti dochází i k objemové expanzi materiálů. Pokud jí bráněno, např. konstrukčně, může následně docházet k tvorbě mikrotrhlin či dalšímu mechanickému poškození. Vlhké stavební materiály a konstrukce jsou také méně odolné poškození mrazem vlivem objemové změny při přechodu kapalné vody v led, která nabývá hodnot kolem 9 %. Tato objemová změna může opět v závislosti na uspořádání po-

rézního systému materiálu způsobit jeho strukturální degradaci.

Dalším negativním jevem, spojeným s přítomností vody v materiálech, je pokles tepelné izolačních schopností materiálů, který je tím větší, čím více vody materiál obsahuje. Tento jev je způsoben vysokou tepelnou vodivostí vody, která je přibližně $0,60 \text{ W}\cdot\text{m}^{-1}\cdot\text{K}^{-1}$ při 20°C [3], což je hodnota více než dvacetinásobně vyšší než tepelná vodivost vzduchu. Závislostí tepelné vodivosti materiálů na vlhkosti se zabývalo mnoho autorů a je často implementována v počítačových programech umožňujících simulaci tepelné vlhkostního chování stavebních konstrukcí a materiálů [4], [5].

V běžných podmínkách budov a jejich konstrukcí nedochází ke kontaktu pouze s čistou vodou. Běžně obsahuje rozpustné anorganické soli, které v závislosti na podmínkách prostředí a konstrukce mohou výrazně urychlit degradaci budov. Na tomto místě je nutné zdůraznit, že právě působení solí je považováno za hlavní příčinu poškození a degradace stavebních materiálů a konstrukcí. Typickým příkladem je poškození budov v kontaktu s terémem, silnic, letištních ploch, přehrad apod. [6], [7], [8]. Poškození vyvolané působením solí můžeme velmi často pozorovat u historických budov, kde způsobují povrchovou degradaci, či dokonce rozpad aplikovaných materiálů [9], [10].

Přestože působení solí a jím vyvolaná degradace stavebních materiálů a konstrukcí byly předmětem rozsáhlého výzkumu, mechanismy a faktory řídicí chování solných roztoků stejně jako krystalizace z těchto roztoků v podmínkách vnitřního porézního prostředí materiálů nebyly dosud dostatečně objasněny a vysvětleny [10]. Proto je nezbytné se problematikou současného transportu vody a v ní rozpustěných anorganických solí zabývat a identifikovat mechanismy a principy tohoto transportu. Výzkum je nezbytný jednak pro optimalizaci rekonstrukčních a sanačních opatření při výskytu degradace vlivem ve vodě rozpustných solí, jednak pro návrh nových typů materiálů zabraňujících pronikání solí do stavebních konstrukcí a materiálů.

Cílem článku je přispět k objasnění procesu transportu solí ve stavebních materiálech, a to v materiálech v přirozeně vlhkém stavu, vykazujících rovnovážnou sorpční vlhkost, a v materiálech plně saturovaných vodou. V experimentální části je popsáno měření vlhkostních a koncentračních profilů chloridu sodného ve vzorcích vápenné omítky s příměsí metakaolinu. Pro vápennou omítku je stanovena také vazebná izoterma chloridových iontů. Tento materiál byl zvolen pro předpokládanou rekonstrukci a renovaci historických budov, které jsou velmi často vystaveny působení anorganických solí. Znalost materiálových parametrů popisujících transport a akumulaci solí je tedy pro praktické využití tohoto materiálu nezbytná. Získané výsledky jsou podrobeny počítačové inverzní analýze, na jejímž základě jsou vypočteny součinitele vlhkostní vodivosti a difúze chloridových iontů pro zkoumaný materiál, a to jak pro přirozeně vlhký stav, tak pro materiál zcela nasycený vodou.

Materiál

Při rekonstrukci historických budov je velmi často nutné obnovit či zcela nahradit vnitřní i vnější omítky. Z hlediska ustanovení památkové péče však není v České republice povoleno používat pro tyto aplikace cementové či vápenocementové malty, zejména u objektů pocházejících z období gotiky, renesance či baroka. Požadavkem je využití materiálů obdobného složení, jako mají materiály původní, s tím, že budou aplikovány originálními historickými postupy a metodami. Při návrhu nových typů materiálů pro tyto aplikace je tedy nutné zohlednit nejen jejich chemismus, ale vytvořit takové materiály, jejichž konzistence a reologické vlastnosti umožní aplikaci dochovanými technologickými postupy. Povrchové úpravy historických budov nebývají poškozené v celé ploše, je proto vhodné dochované omítky ponechat a novou k nim napojit. Také toto hledisko musí být při návrhu materiálů a způsobů sanace zohledněno. Způsob realizace a použité materiály nesmějí vést k tvorbě mikrotrhlin, které by narušily optimální fungování sanované konstrukce [11].

Jak ukazuje chemická analýza vzorků omítek odebraných z historických budov, je zřejmé, že obsahují produkty reakce vápna s pucolánovými nebo hydraulickými příměsemi. Zároveň byl prokázán pozitivní vliv pucolánových přísad na vlastnosti vápenného pojiva, přičemž právě pucolánové sloučeniny jsou nositeli odolnosti omítek proti negativním vlivům vnějšího prostředí, díky čemuž se výrazně zvyšuje odolnost a trvanlivost omítek [12], [13]. Jelikož pozitivní vliv pucolánových příměsí na vlastnosti vápenných omítek byl prokázán během staletí jejich aplikace, zabýváme se zde studiem nově vyvíjené omítky na bázi vápna s příměsí metakaolinu (*tab. 1*) jako pucolánově aktivní látky.

Tab. 1. Složení vápenné omítky

Vápenný hydrát [kg]	Písek 0/2 mm [kg]	Metakaolin [kg]	Voda [kg]
4,8	14,4	0,8	5,5

Vápenný hydrát CL 90 je produktem vápenky Mokrá. Dominantními složkami metakaolinu Mefisto K05 (České lupkové závody, Nové Strašecí) jsou především SiO_2 (55 % hm.) a Al_2O_3 (41 %). Dalšími minoritními složkami použitého metakaolinu jsou TiO_2 , CaO , MgO a Na_2O .

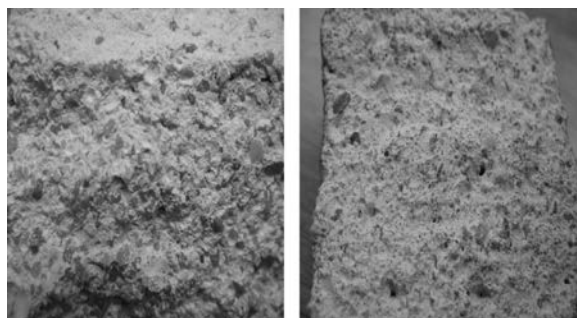
Metakaolin Mefisto K05 je jemnozrnný materiál s typickým rozměrem částic 3-5 μm . Tento materiál na bázi kaolinu je vysoce pucolánově aktivní a důvodem jeho aplikace ve studované omítce je předpokládán nárůst pevnosti v tlaku, pevnosti v tahu za ohybu a odolnosti proti mrazu. Aplikace by měla také snížit absorpci vody takto modifikované vápenné omítky a omezit výskyt eflorescence na jejím povrchu během cyklického zatížení vlhkostí. Navržená omítka by tedy měla vykazovat vyšší trvanlivost než běžné omítky na bázi vápenného pojiva, a zároveň zvýšenou odolnost proti působení negativních faktorů působících na stavební konstrukce během jejich životnosti (*obr. 1*).

Křemenný písek frakce 0/2 mm dle EN 196-1 byl dodán firmou Heidelberg Cement Group, Brněnské pískvy, pobočka Bratčice.

Experimenty

Materiálové charakteristiky

V rámci experimentů byly nejprve stanoveny základní materiálové parametry omítky. Konkrétně byla měřena obje-



Obr. 1. Textura vápenné omítky s přidávkou metakaolinu

mová hmotnost, hustota matrice, celková otevřená pórovitost a nasycený obsah vlhkosti. Vzorky rozměru 40/40/40 mm byly odlity do ocelových nerezových forem a zhutněny. Před měřením byly nejprve krokově vysušeny při teplotách 40 °C, 60 °C a 110 °C. Tento postup měl zamezit vzniku smršťovacích trhlin. Vysoušení bylo ukončeno po ustálení hmotnosti jednotlivých vzorků, kdy rozdíl v hmotnosti byl $\pm 0,01$ g.

Měření objemové hmotnosti bylo provedeno gravimetrickou metodou. Vychází z přesného stanovení objemu zkoumaného vzorku a jeho hmotnosti ve zcela vysušeném stavu. Objemová hmotnost se pak určí dle vztahu

$$\rho_b = \frac{m_d}{V}, \quad (1)$$

kde ρ_b [$\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$] je objemová hmotnost, m_d [kg] hmotnost vysušeného vzorku, V [m^3] jeho objem.

Pro stanovení celkové otevřené pórovitosti jsme použili metodu vakuové nasákavosti. V rámci tohoto experimentu je vysušený vzorek umístěn do vzduchotěsné nádoby, do které je vpravena odvdrušená voda. Vzorek je po ponoření pod vodu vakuován pomocí pumpy až do ustálení své hmotnosti [14]. Z hmotnosti suchého vzorku m_d [kg], hmotnosti vodou plně nasyceného vzorku m_{sat} [kg] a hmotnosti ve vodě ponořeného saturovaného vzorku m_a [kg], tzv. Archimédovy hmotnosti, se nejdříve přesně stanoví objem zkoumaného vzorku V [m^3] ze vztahu

$$V = \frac{m_{\text{sat}} - m_a}{\rho_w(t)}, \quad (2)$$

kde $\rho_w(t)$ [$\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$] je teplotně závislá objemová hmotnost vody (při 20 °C 998 $\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$). Nasycený obsah vlhkosti w_{sat} [$\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$], hustota matrice ρ_{mat} [$\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$] a celková otevřená pórovitost ψ [-] byly poté vypočteny podle rovnic

$$w_{\text{sat}} = \psi \rho_w(t) = \frac{m_{\text{sat}} - m_d}{V}, \quad (3)$$

$$\rho_{\text{mat}} = \frac{m_d}{V(1-\psi)}. \quad (4)$$

Vlhkostní křivky a koncentrační profily chloridů

Experiment byl uspořádán jako standardní sorpční experiment pro stanovení sorptivity. Měření bylo provedeno ve vertikálním uspořádání. Pro měření byly použity vzorky o rozměrech 20/40/290 mm po obvodu vodotěsně a parotěsně izolované epoxidovým tmelem. Tato izolace zajistila jednorozměrný transport vody a solného roztoku vzorkem, což bylo základním předpokladem pro následnou počítačovou inverzní analýzu. Jako penetrující médium byl zvolen 1M roztok NaCl, přičemž nasákání roztoku probíhalo buď na přirozeně vlhkém, či plně vodou nasyceném vzorku. Experi-

ment probíhal po dobu 30, 60 a 90 minut na suchých vzorcích a 192 a 508 hodin na nasycených vzorcích. Po těchto intervalech byly vzorky rozřezány a v každé části iontovou chromatografií koncentrace chloridů stanoven gravimetricky obsah vlhkosti. Měření byla provedena přístrojem SHODEX CD5, pracujícím na principu kapalinové chromatografie. Chromatografické metody patří do skupiny separačních metod, založených na rovnovážné distribuci složek mezi dvě fáze, při nichž analyzovaná složka v roztoku proniká do pevné fáze, ve které dojde ke snížení jejího chemického potenciálu. Teorie tohoto měření je podrobně popsána např. v [15], [16].

Vazebné izotermny chloridů

Pro stanovení vazebné kapacity materiálu pro chloridové ionty byla využita metoda založená na adsorpci iontů z roztoku. Ve stavebním výzkumu se tato měření běžně provádějí na drcených vzorcích materiálů, čímž však dochází ke zkreslení výsledků v důsledku nárůstu jejich měrného povrchu. Vazebná kapacita je pak vždy vyšší, než je ve skutečnosti pro materiál vyznačující se neporušenou porézní strukturou. Z tohoto důvodu bylo měření vazebné izotermny chloridů provedeno na vzorcích o rozměru 40/40/10 mm dle metody navržené v práci [17]. Vzorky omítky byly ponořeny do nádobek obsahujících vodný roztok NaCl o specifické koncentraci. Poté byly ponechány v parotěsně uzavřených nádobkách za teploty laboratoře 22 ± 2 °C do dosažení rovnováhy mezi obsahem chloridů v roztoku a v materiálu. Po šesti měsících byly jednotlivé roztoky analyzovány a byl změřen obsah vázaných chloridů v materiálu. Následně byla vynesena vazebná izoterma chloridových iontů pro omítku jako závislost obsahu vázaných iontů v materiálu na obsahu volných iontů v roztoku.

Součinitel difúze chloridů a vlhkostní vodivosti

Pro stanovení těchto parametrů jsme použili již popsanou inverzní analýzu experimentálně stanovených profilů koncentrace vlhkosti a chloridů. Jelikož její aplikace předpokládá formulaci matematicko-fyzikálního modelu pro popis transportu solného roztoku v porézním prostoru materiálů, předpokládali jsme následující mechanismus transportu.

Námi použitý model je založen na předpokladu difúzně advektivního transportu iontů solí, což znamená, že část chloridových iontů je unášena vodou při nasákání, a zároveň dochází ke klasické difúzi iontů ve vodě i v materiálu. Hnacím silami transportu iontů solí jsou tedy gradient koncentrace vlhkosti a gradient koncentrace iontů. Transportu solí je naopak bráněno vázáním částí iontů v materiálu, což jsme také do modelu implementovali. Aplikovaný difúzně advektivní model je popsán bilančními rovnicemi

$$\frac{\partial(wC_f)}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(wD \frac{\partial C_f}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial x} \left(C_f \kappa \frac{\partial w}{\partial x} \right) - \frac{\partial C_b}{\partial t}, \quad (5)$$

$$\frac{\partial w}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(\kappa \frac{\partial w}{\partial x} \right), \quad (6)$$

z nichž první popisuje bilanci iontů solí a druhá bilanci vlhkosti, w [$\text{m}^3 \cdot \text{m}^{-3}$] je objemový obsah vlhkosti (v našem případě počítaný pro nasákání 1M roztoku NaCl), C_f [$\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$] koncentrace volných chloridů v roztoku, C_b [$\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$] koncentrace vázaných chloridů v materiálu, κ [$\text{m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$] vlhkostní vodivost (v našem případě pro roztok NaCl) a t [s] je čas transportu solného roztoku.

Systém rovnic (5), (6) může být podroben inverzní analýze stejně jako jedna parabolická rovnice za předpokladu konstantních počátečních a Dirichletových okrajových podmínek. Tento předpoklad byl v rámci prezentovaných experimentů splněn. Pro inverzní analýzu jsme použili rozšíření Boltzmannovy–Matanovy úlohy a získali po řadě algebraických úprav vztahy pro výpočet hledaných materiálových parametrů

$$D(z_0) = - \frac{C_f(z_0) \kappa(z_0) \left(\frac{dw}{dz} \right)_{z_0} + \int_{z_0}^{\infty} z \left(\frac{d(wC_f)}{dz} + \frac{dC_b}{dC_f} \frac{dC_f}{dz} \right) dz}{w(z_0) \left(\frac{dC_f}{dz} \right)_{z_0} + 2t_0 \cdot w(z_0) \cdot \left(\frac{dC_f}{dz} \right)_{z_0}}, \quad (7)$$

$$\kappa(w_0) = \frac{1}{2t_0 \left(\frac{d\kappa}{dz} \right)_{z=z_0}} \int_{z_0}^{\infty} \frac{d\kappa}{dz} dz, \quad (8)$$

kde z je prostorová proměnná, t_0 čas odpovídající vybrané změřené koncentrační křivce vlhkosti a chloridových iontů $w = w(z, t_0)$, $C_f = C_f(z, t_0)$, přičemž vybrané hodnoty vlhkosti a koncentrace chloridů jsou $w_0 = w(z_0, t_0)$, $C_{f0} = C_f(z_0, t_0)$. $\kappa(z_0) = \kappa(w_0, C_{f0})$, $D(z_0) = D(w_0, C_{f0})$ jsou poté odpovídající hodnoty vlhkostní vodivosti a součinitele difúze chloridů. Podrobný popis algebraických operací vedoucí k rovnicím (7), (8) jsme publikovali například v pracích [10], [18].

Rovnice (7), (8) byly použity pro výpočet hledaných parametrů pouze v případě transportu 1M roztoku NaCl do přirozeně vlhkých vzorků materiálů. V případě transportu chloridů do vodou plně nasycených vzorků bylo nezbytné advektivní mechanismus transportu při výpočtech zanedbat. Výsledná rovnice pro výpočet funkce $D(C)$ byla proto zjednodušena na tvar [19]

$$D(z_0) = \frac{\int_{z_0}^{\infty} \left(\frac{d(w \cdot C_f)}{dz} + \frac{dC_b}{dC_f} \cdot \frac{dC_f}{dz} \right) dz}{2t_0 \cdot w(z_0) \cdot \left(\frac{dC_f}{dz} \right)_{z_0}}. \quad (9)$$

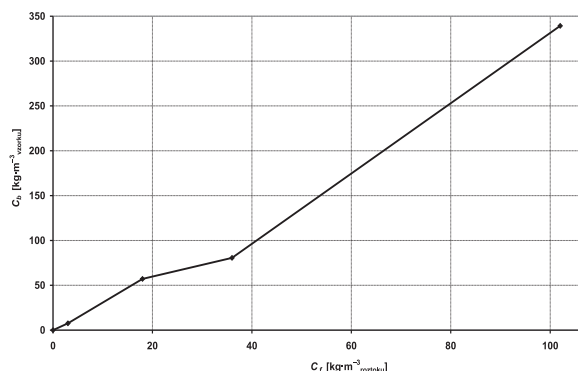
Výsledky a diskuze

Základní materiálové parametry vápenné omítky s příměsí metakaolinu, stanovené na principu vakuové nasákavosti, jsou uvedeny v tab. 2. Studovaná omítka vykázala vysokou pórovitost, což je perspektivní zjištění pro její aplikaci při sanaci a rekonstrukci zdíva a omítek historických budov, které často vykazují zvýšený obsah vlhkosti. Právě vysoká porozita omítky by měla zajistit dostatečný odvod vlhkosti ze sanovaných konstrukcí, aniž by byla výrazně snížena její trvanlivost, a tím i životnost. Získané výsledky porozity jsou také velmi blízké hodnotám pórovitosti historických keramických cihel [10]. Díky tomu je možné předpokládat obdobné transportní a akumulací parametry vlhkosti tohoto materiálu, jako mají právě historické cihly, na které by měla být omítka aplikována. Je tedy možné předpokládat optimální interakci omítky a původního zdíva.

Tab. 2. Základní parametry omítky

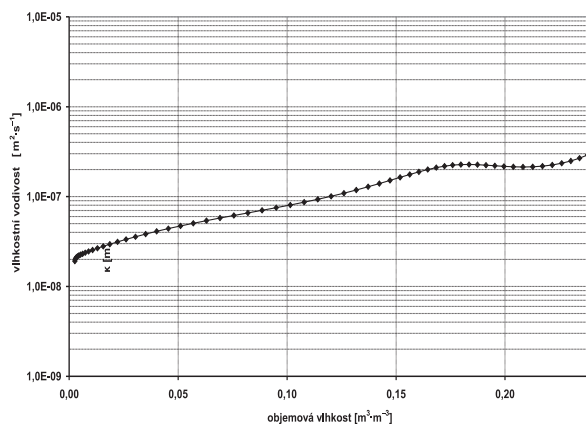
Objemová hmotnost [$\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$]	Hustota matrice [$\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$]	Otevřená pórovitost [%]	Saturovaný obsah vlhkosti [$\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$]
1 670	2 570	35	349,3

Vazebnou izotermu chloridových iontů, stanovenou adsorpční metodou, ukazuje obr. 2. Charakterizuje „celkovou“ vazebnou kapacitu materiálu při vystavení specifické koncentraci roztoku NaCl. Pod pojmem „celková“ vazebná



Obr. 2. Vazebná izoterma chloridů pro omítku

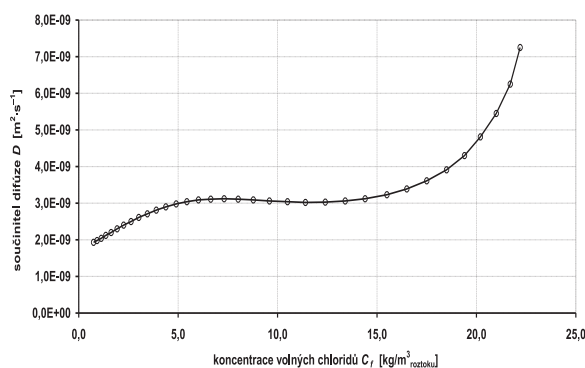
kapacita rozumíme fakt, že nejsme dosud schopni rozlišit obsah iontů vázaných fyzikálně na povrchu porézního prostoru, například van der Waalsovými silami, či na chemickém principu, kdy se stávají přímo součástí struktury matrice materiálu. Při pohledu na výslednou vazebnou izotermu můžeme rozlišit dvě základní fáze vazebného procesu. Při nižších koncentracích roztoku NaCl, konkrétně do 38 kg·m^{-3} , probíhá vázání chloridových iontů v malé míře. Od překročení této koncentrace však dochází v omítce k výrazně vyššímu vázání iontů. Tvarově je možné ji označit jako lineární izotermu o dvou fázích vazebného procesu. Je nutné vzít také v potaz skutečnost, že představuje maximální možné hodnoty koncentrace vázaných chloridů. V reálných podmínkách stavební konstrukce se toto množství bude měnit v závislosti na době exponování materiálů roztoku solí.



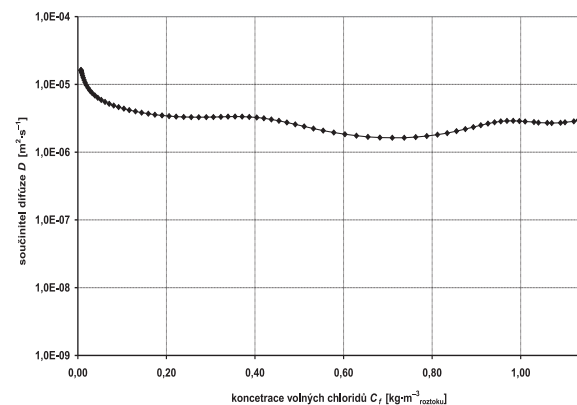
Obr. 3. Součinitel vlhkostní vodivosti modifikované vápenné omítky

Součinitel vlhkostní vodivosti, stanovený jako funkce obsahu vlhkosti pro 1M vodný roztok NaCl, je na obr. 3. Výsledky součinitele vlhkostní vodivosti získané pro studovanou omítku jasně demonstrují snížení tohoto transportního vlhkostního parametru v porovnání s běžnými vápennými omítkami. Porovnáme-li získané hodnoty s výsledky prezentovanými např. v práci [19], dostáváme především v oblasti vyšších vlhkostí hodnoty o půl řádu nižší. Tyto výsledky tedy jasně ukazují na pozitivní vliv přidání metakaolinu na omezení transportu vlhkosti, a tím i solí v modifikované vápenné omítce.

Difúzní součinitele chloridů jsou na obr. 4 a obr. 5. V případě transportu chloridů ve vodou plně nasycených vzorcích jsme získali výsledky difúzního součinitele velmi blízké hodnotě součinitele difúze změřeného při difúzi chloridů ve vodě. Dle publikace [20] je součinitel difúze chloridů ve vodě roven $2,032 \cdot 10^{-9} \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$. Obdobné hodnoty jsme získali pro oblast nižších koncentrací chloridů, přičemž při vyšší koncentraci chloridů došlo také k nárůstu difúzního součinitele. Je tedy zřejmé, že v tomto případě probíhal transport chloridových iontů pouze na principu difúze.



Obr. 4. Součinitel difúze chloridů pro omítku ve vodou nasyceném stavu



Obr. 5. Součinitel difúze chloridů pro omítku v přirozeně vlhkém stavu

V případě transportu 1M roztoku NaCl do přirozeně vlhkého materiálu (obr. 5) jsou hodnoty vypočteného součinitele difúze typicky o tři řády vyšší než při pronikání iontů chloridů do nasyceného materiálu. Obdobné výsledky, demonstrující výrazné zrychlení transportu chloridů, jsme již pozorovali i u jiných typů materiálů [21], [22] a přisuzovali ho především povrchovému transportu, případně osmotickým efektům. Povrchová difúze přispívá [23], [24] významným podílem k celkovému difúznímu toku, přičemž součinitel povrchové difúze je řádově vyšší než součinitel difúze porézního systému. Námí vypočtený difúzní součinitel chloridů zahrnuje tedy oba způsoby difúzního transportu.

Závěr

V článku bylo popsáno měření celkové otevřené pórovitosti, hustoty matrice, objemové hmotnosti, vlhkostních křivek a koncentračních profilů chloridů vápenné omítky modifikované přídatkem metakaolinu. Pro aplikaci difúzního advektivního modelu bylo nezbytné stanovit i vazebnou izo-

termu chloridů. Získaná data byla následně použita pro inverzní analýzu transportu solného roztoku, v rámci které byla vypočtena vlhkostní vodivost a součinitel difúze. Stanovená vlhkostní vodivost koresponduje s rychlostí transportu studovaného 1M roztoku NaCl a je v přímé vazbě s porézni strukturou analyzované omítky. V případě vypočtených difúzních součinitelů byly identifikovány dva základní mechanismy transportu chloridů. V nasyceném materiálu probíhá transport chloridů pouze na principu difúze a jeho hlavní hnací silou je gradient koncentrace. Z výsledků vypočtených pro přirozeně vlhký materiál je zřejmé, že transport chloridů je v tomto případě komplexní problém, zahrnující nejen klasickou difúzi, ale i advekci, a především povrchovou difúzi. V příští práci se proto zaměříme na identifikaci součinitele povrchové difúze, který určíme rozdělením celkového difúzního toku na část povrchovou a část zahrnující difúzi v pórech.

Článek vznikl za podpory výzkumného záměru MSM: 6840770031 MŠMT ČR.

Literatura

- [1] Hansen, E. J. – Hansen K. K.: Unfired Clay Bricks – Moisture Properties and Compressive Strength. [Proceedings], 6th Symposium on Building Physics in the Nordic Countries, 2002, pp. 453-460.
- [2] More, C. – Pkla, A. – Walker, P.: Compressive Strength Testing of Compressed Earth Blocks. Construction and Building Materials, 21, 2007, pp. 303-309.
- [3] Lide, D. R. (ed.): CRC Handbook of Chemistry and Physics, 79th Edition. Boca Raton, CRC Press 1998.
- [4] Jiříčková, M. – Pavlík, Z. – Fiala, L. – Černý, R.: Thermal Properties of Mineral Wool Materials Partially Saturated by Water. International Journal of Thermophysics, 27, 2006, pp. 1214-1227.
- [5] Mňahončáková, E. – Jiříčková, M. – Pavlík, Z. – Fiala, L. – Rovnaníková, P. – Černý, R.: Effect of Moisture on Thermal Conductivity of a Cementitious Composite. International Journal of Thermophysics, 27, 2006, pp. 1228-1240.
- [6] Doornkamp, J. C. – Ibrahim, H. A. M.: Salt Weathering. Progress in Physical Geography, 14, 1990, pp. 335-348.
- [7] von Konow, T.: Proceedings of the ARCCCHIP Workshops, European Research on Cultural Heritage, 5, 2006, pp. 213-223.
- [8] Antonova, E. – Postnikova, O. – Zachorova, A.: Proceedings of the ARCCCHIP Workshops European Research on Cultural Heritage 5, 2006, pp. 295-300.
- [9] Price, C.: Stone Conservation, an Overview of Current Research. Los Angeles, The Getty Conservation Institute 1996.
- [10] Pavlík, Z.: Identification of Parameters Describing the Coupled Moisture and Salt Transport in Porous Building Materials. [Habilitation Thesis], CTU Prague, 2009.
- [11] Makýš, O.: Technologie renovace budov. Bratislava, Jaga 2004.
- [12] Cabrera, J. – Rojas, M. F.: Mechanisms of Hydration of the Metakaolin-Lime Water System. Cement and Concrete Research, 31, 2001, pp. 177-182.
- [13] Pernicová, R. – Pavlíková, M. – Černý, R.: Durability Properties of Innovative Plasters for Renovation of Historical Buildings. [Proceedings], Durability of Building Materials and Components, 11, Istanbul, Cenkler Matbaacilik Tic. 2008, pp. 1267-1274.
- [14] Jiříčková, M.: Application of TDR Microprobes, Miniten-Siometry, and Minihygrotermery to the Determination of Moisture Transport and Moisture Storage Parameters of Building Materials. CTU Prague, 2004.
- [15] Vlácil, F.: Úvod do dělicích metod – Analytická příručka. Praha, SNTL 1988.
- [16] Pavlíková, M.: Interakce anorganických solí s porézními stavebními materiály. [Habilitační práce], ČVUT v Praze, 2010.
- [17] Jiříčková, M. – Černý, R.: Chloride Binding in Building Materials. Journal of Building Physics, 29, 2006, pp. 189-200.
- [18] Pavlík, Z. – Pavlíková, M. – Fiala, L. – Černý, R.: Preliminary Experimental and Computational Analysis of Salt Diffusion and Advection in Cement Mortar. In: Concrete Durability and Service Life Planning – Concrete Life'09, Bagnaux, Rilem Publications, 2009, pp. 277-285.
- [19] Pavlík, Z. – Pavlíková, M. – Keppert, M. – Pernicová, R. – Fiala, L. – Mihulka, J. – Benešová, H. – Černý, R.: Transport a akumulace solí v omítkách určených pro sanace stavebních konstrukcí. Stavební obzor, 18, 2009, č. 9, s. 277-282.
- [20] Lide, D. R. (ed.): CRC Handbook of Chemistry and Physics, 79th Edition. Boca Raton, CRC Press 1998.
- [21] Pavlík, Z. – Jiříčková, M. – Fiala, L. – Černý, R.: Inverse Modeling of Salt Diffusion and Advection in Building Materials, Research in Building Physics and Building Engineering. London, Taylor and Francis 2006, pp. 155-160.
- [22] Pavlík, Z. – Fiala, L. – Pavlíková, M. – Černý, R.: Determination of Water and Nitrate Transport Properties of Sandstone Used in Historical Buildings, Durability of Building Materials and Components 11. Istanbul, Cenkler Matbaacilik Tic. 2008, pp. 773-780.
- [23] Miyabe, K. – Guiochon, G.: Advances in Chromatography, 40, 2000, pp. 1-113.
- [24] Miyabe, K. – Guiochon, G.: Journal of Separation Science, 26, 2003, pp. 155-173.

Pavlík, Z. et al.: Study of Inorganic Salt Transport in Lime Plaster Modified by Metakaoline

The transport of NaCl water solution in lime plaster modified by metakaoline addition is studied in the paper. In case of naturally wetted specimens, experimentally determined NaCl concentration profiles and moisture profiles are used for identification of the chloride diffusion coefficient and moisture diffusivity on the basis of inverse analysis. From the experiment with water-saturated specimens, the chloride diffusion coefficient is calculated using a diffusion model taking into account chloride bonding on the pore walls. The chloride diffusion coefficients determined from the experiment with naturally wetted and water-saturated specimens are compared, and the differences are discussed.

Pavlík, Z. u. a.: Studium des Transports von Ionen anorganischer Salze in mit Metakaolin modifiziertem Kalkputz

Im Artikel wird das Maß der Transportgeschwindigkeit einer wässrigen Natriumchloridlösung in Kalkputz mit Zusatz von Metakaolin studiert. Im experimentellen Teil werden Messungen der Feuchtigkeitsprofile und der Profile der Chloridkonzentration vorgenommen. Bei der Messung werden die vertikal orientierten Probekörper in Kontakt mit einer 1-molaren Kochsalzlösung gebracht, wobei die Sorptionsexperimente sowohl an natürlich feuchten, als auch an voll wassergesättigten Proben realisiert werden. Der Feuchtegehalt wird gravimetrisch bestimmt. Die Konzentration der Chloridionen wird mit Hilfe der Ionenchromatografie gemessen. Aufgrund einer Inversanalyse der gemessenen Daten werden der Wasserdampf-Diffusionsleitkoeffizient und der Diffusionsleitkoeffizient für die Chloridionen berechnet, der sowohl für das trockene, als auch für das wassergesättigte Material bestimmt wird.

Hodnocení inovace projektů

Ing. arch. Nataliya ANISIMOVA
 doc. Ing. Václav BERAN, DrSc.
 doc. Ing. Petr DLASK, Ph.D.
 ČVUT – Fakulta stavební, Praha

Postup a kvantifikační výpočet pro hodnocení inovačních potenciálů technicko-ekonomických návrhů může usnadnit orientaci v možnostech různých přípustných řešení. Nový pohled na navrhování projektových řešení a jejich vyhodnocování spočívá v abstraktním modelu, jeho propočtu a interpretaci. Tradiční navrhování vytvářením variant a jejich výběru je jistě užitečný a dlouhou dobu praktikovaný postup. Navrhování projektu s podporou propočtů dynamiky potenciálních inovačních změn a jejich technicko-ekonomických vyhodnocení je vývojovým posunem. Je účelné jej diskutovat a ověřit možnosti a limity.

Motivace

Inovace může být zdrojem nových užitků pro spotřebitele a nových ekonomických výnosů pro zadavatele. Předpokladem je správné vyhodnocení racionálnosti inovačního zásahu. Jde o proces, který může přinášet trvale udržitelné efekty. Potřeba nových řešení je zdůrazněna skutečností, že pouze část efektů plyne v současném hospodářském uspořádání původci inovace. Efekty vytvářející pro jejího původce základní motivaci jsou navíc zatíženy daňovými odvody. Děje se tak i v kritické době počátečního zavádění inovace.

Dovolme si komfort zjednodušujícího příkladu. Bydlení, byt, bytový dům patří mezi komodity, které jsou bezprostředně spjaty s ekonomikou pracovního místa. Vytvářejí kvalitu života svých uživatelů. Jednou z cest, jak zlepšit například bytový dům, byt, bydlení, je dosahovat za vynaložené úsilí vyšších užitků. Mechanismem, který je funkční, vedl k ověřitelným výsledkům a byl praktikován intuitivně v průběhu 18. až 20. století, jsou inovace.

Předložený článek je motivován snahou vytvořit návrh metodického postupu a kvalitativního výpočtu pro hodnocení inovačních potenciálů. Zabývá se možnostmi vytvoření modelu funkce technicko-ekonomického procesu a posilování vazeb mezi jednotlivými jeho prvky. Metodický postup je uváděn na příkladu bydlení a jeho inovačních potenciálech. Bydlení bude v dalších letech v evropských podmínkách předmětem zvýšeného zájmu. Nejde o nic menšího než o zlepšení zhodnocení úsilí, pracovního času, který občan musí věnovat ze svého pracovního roku, nebo chce-li čtenář, tak ze svého pracovního života, výdajům za stavební materiál a stavební práce použité pro zajištění nové stavební substance nebo její údržbu a obnovu (čtème beton, zeminu, cihly) nebo provozní náklady (čtème energie jako teplo, světlo, větrání). Bydlení je v současné době příliš robustním spotřebitelem zdrojů evropského uživatele. Nastíněná myšlenka alternativy formou inovace je velmi starou snahou proměnit hmotu na užitek.

Ekonomika inovace

Inovace je ekonomicky limitována jednak svým rozsahem, jednak kvalitou. Nejsou to pouze ekonomické zdroje,

je zde také nutnost dosáhnout vyšší technické úrovně. Počáteční impuls nesporně spočívá v technické dosažitelnosti očekávaných inovačních kroků. Chápeme je jako dosažení požadované nebo očekávané technicko-ekonomické, developerské, urbanistické, architektonické, následně konstrukční, realizační, provozní kvality. Je odpovědností ekonomů a managementu navrhování, jakým způsobem budou jednotlivé inovace do existujícího výrobku schopni vestavět, případně u výrobků dlouhodobé spotřeby, jak je budou etapovitě do výrobku zapracovávat.

Stavební dílo není v okamžiku uvedení do provozu finálním řešením. Umožňuje rozšíření, dostavby, přestavby inovačního charakteru, které vlastník a uživatel přijme teprve v určité etapě užívání díla nebo v relativně vzdáleném ekonomickém stádiu. Ke zhodnocení díla často dochází až v průběhu životnosti.

V každém investičním záměru, a inovace ničím jiným než samostatným investičním rozhodnutím není, vycházíme nejprve z určení rozsahu inovace. Možný rozsah určují konkrétní výnosy z využívání. Označíme investice pro inovace jako I^{inovace} . Jsou vesměs odvíjeny do existujícího, výchozího (standardního investičního) řešení I^{standard} jako jejich rozšíření. Hledáme, jaké maximální celkové investiční zatížení I_{max} z titulu dodatečné inovace lze připustit. Inovace je posuzována ekonomickými benefity, efekty, výnosy, které označíme jako g^{in} . V dalším výkladu jde vesměs o roční tok přínosů (finančních přínosů). Vedle inovačních přínosů existují standardní výnosy g^{st} .

Racionální technicko-ekonomické řešení vyžaduje delší životnost technické substance, než je maximální ekonomická životnost technického díla, resp. doba požadované ekonomické návratnosti T .

Pro stanovení maximálního investičního zatížení celého návrhu platí pro časový okamžik pořízení investice

$$I_{\text{max}}(t=0) = \sum_0^T g(t)^{\text{st}} + \sum_0^T g(t)^{\text{in}} = \bar{g}T = \bar{g}/\bar{r},$$

pro časové kroky $t = 1, 2, \dots, T$. (1)

Ve vztahu (1) užitá maximální přípustná doba ekonomické návratnosti je $T = t_{\text{eko}} = 1/\bar{r}$, kde \bar{r} je požadovaná střední míra výnosů užitých finančních zdrojů (banky, investora) pro jednotlivé (roční) intervaly $t = \langle t_0, T \rangle$. Roční efekty obou výnosových komponent $g'(t)$ nejsou v průběhu doby ekonomické návratnosti konstantní. Stejně tak $r(t)$ podléhá změně hospodářského cyklu a může být zavedena pouze jako očekávaná hodnota $E(r)$ pro období od t_0 do T . Rozčleníme ohodnocení jednotlivých očekávaných stavů do tří větví hospodářského vývoje (konjunktura, stagnace, deprese, dále značeno jako (\cdot)) a ohodnotíme pravděpodobnosti, se kterými mohou nastat (pro každé hospodářské a časové období samostatně) jako $p_{\cdot}(t)$. Obdobně propočteme hodnoty \bar{g} z dat pro $g_{\cdot}(t)$ jako očekávané výnosy $E(g)$ ve vztahu (2a).

$$E(r) = \left\{ \sum_0^{t_{\text{max}}} r_{\text{konjunktura}}(t) p_{\text{konjunktura}}(t) + r_{\text{stagnace}}(t) p_{\text{stagnace}}(t) + r_{\text{deprese}}(t) p_{\text{deprese}}(t) \right\} / T, \quad (2)$$

$$E(g) = \left\{ \sum_0^{t_{\max}} g_{\text{konjunktura}}(t) p_{\text{konjunktura}}(t) + g_{\text{stagnace}}(t) p_{\text{stagnace}}(t) + g_{\text{deprese}}(t) p_{\text{deprese}}(t) \right\} / T. \quad (2a)$$

Použijeme-li jako příklad rodinný dům, ve kterém chceme inovovat ve prospěch obnovitelných zdrojů energie, představuje návrh investici cca 400 tis. Kč. Inovační potenciál získaný z I^{In} představuje technicky malá vodní turbína s kapacitou 100-300 W, malá větrná elektrárna, fotovoltaické panely. Předpokládáme, že I^{In} budou vloženy do projektového řešení konvenčního výrobku, jímž je rodinný dům. Celkový ekonomický efekt inovací g^{In} bude propočten jako $g^{\text{In}} = g_1 + g_2 + g_3 = 50$ tis. Kč/rok. Předpokládáme, že inovace splňuje zásadní podmínku přípustnosti z hlediska životnosti

$$t_{\text{technická životnost}} = 20 \text{ roků} > t_{\text{požadovaná max ekonomická návratnost úvěrů}} = 10 \text{ roků}. \quad (2b)$$

Pro použitý příklad je maximální efektivní investiční rozsah inovace ve smyslu (1) pro mezní dobu ekonomické návratnosti $T = 10$ vyhovující

$$I^{\text{In}}_{\max} = g^{\text{In}} T = 50 \cdot 10 = 500 \text{ tis. Kč} > 400 \text{ tis. Kč}. \quad (3)$$

Odlišme nicméně I^{In}_{\max} výrobku byt, bytový dům. Jeho výši zjistíme z běžného rozpočtu, např. $I^{\text{St}} = 6\,000$ tis. Kč. Odpovídá investičnímu mixu v (1), a projekt je pak limitován hodnotou $I^{\text{In}}_{\max} = 6\,000 + 500$ tis. Kč. Pokud se objednatel rozhodl financovat akci na bázi komerčních pravidel a zachovat návratnost vložených prostředků, je I^{In}_{\max} nepřekročitelnou horní hranicí investičního rozsahu celé investice.

Pokud chceme inovaci chápat jako experiment bez ekonomických limitů, čtème bez ekonomické návratnosti, můžeme realizovat jakékoli portfolio inovačních aktivit. Při následném vstupu produktu na trh je třeba akceptovat, že při realizaci prodeje investice dojde ke zhodnocení pouze standardní části produktu.

Jako poznámku uvedme, že rizika návrhu, zahrnutá výrazu (2) a (2a), jsou vyjádřena pomocí $p(t)$ a jsou výsledkem působení například:

- náhodných vlivů vznikajících v lokalitě umístění investice;
- cyklických ekonomických vlivů, vznikajících v národní ekonomice;
- změn z titulu technického rozvoje;
- změn z titulu změn ekologických, realizačních a organizačních podmínek.

Inovace

Ekonomika inovací byla uvedena do moderní literatury prací J. Schumpetera [1]. Autor v citované knize ukázal, že hlavní rozvojovou komponentou ekonomiky je inovace, kterou realizuje subjekt, jenž akceptuje nová podnikatelská rizika. Motivem je navržení efektivnějších výrobků jako vývojové řady existujících produktů. Inovace se stává ekonomickým nástrojem, který umožňuje změny výrobku a vyšší užitelský standard.

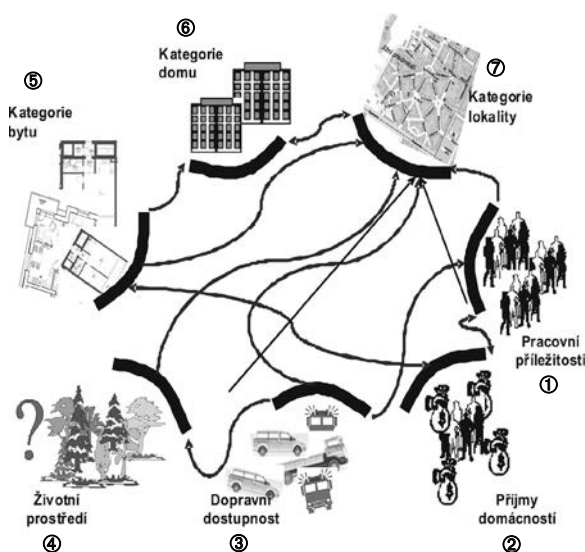
Inovace jsou nezbytnou součástí teorie ekonomického růstu a jsou popisovány jako ekonomika inovace nebo nová institucionální ekonomika, teorie endogenního růstu, evoluční ekonomika, neo-Schumpetrovská ekonomika. Představují ekonomický rámec, který vysvětluje a pomáhá udržovat růst na základě znalostí [2].

Základními prvky pro ekonomický růst jsou produkční efektivita a adaptivní efektivita. Jestliže podstatou neoklasické ekonomiky je zkoumání využívání zdrojů při výrobě komodit a následně zkoumání jejich distribuce mezi uživateli, pak inovační ekonomika zkoumá, jak vytvářet nové formy výroby, nové produkty a tržní modely pro rozšíření welfare a kvality života.

Inovace v bydlení jsou podstatným prvkem ekonomiky stavebnictví. Bydlení je jednou ze silných komponent tvorby kvality života. Obytné budovy vyvolávají vysoké náklady v rozpočtu většiny domácností, a současně jsou cenným majetkem obyvatel. Významné inovace bytových domů proběhly v minulém století. Důležité bylo zavedení betonových nosných konstrukcí, zlepšení požární odolnosti budov, integrace elektronických a technických zařízení do budov (umělé osvětlení, nucené větrání, regulace systémů vytápění, chlazení, bezpečnost), standardizace požadavků na kvalitu stavebních prvků, prefabrikované komponenty a další.

Vlastníkům přinášejí inovace vesměs výhody. Umožňují získat vyšší kvalitu užítka za nižší náklady na jednotku užítka. Stavebním podnikům umožňují realizovat domy za nižší náklady a vyšší zisky. Státní správě umožňují řešit dostupnost bydlení, snížení energetické náročnosti. Kromě toho použitím inovovaných materiálů a technologií včetně energeticky efektivních návrhů a konstrukcí, užitím „zelených“ stavebních materiálů umožňuje řešit moderní design bytů a domů. Stavební podniky mohou vytvářet konkurenční a marketingové výhody svých inovovaných výrobků.

Zlepšení rozhodovacích postupů vede k výběru produktivních strategií návrhu a k porozumění, jak potenciální inovace uplatnit nebo jak cíleně inovace hledat. Nahodilé, nebo lépe intuitivní, vytváření inovací podceňuje jejich význam a není správnou cestou.



Obr. 1. Ideový model byt – bydlení – bytový dům

① pracovní příležitosti – růst představuje nárůst počtu volných pracovních míst; ② příjmy domácností – růst představuje nárůst příjmů domácností; ③ dopravní dostupnost – růst představuje nárůst kapacity a kvality přepravy cestujících; ④ životní prostředí – pokles zvyšuje zátěž životního prostředí, např. zvýšení emisí skleníkových plynů; ⑤ standard bytu – růst ukazuje zlepšení kvality bytu z pohledu obyvatele; ⑥ standard domu – růst ukazuje zlepšení kvality bytového domu z pohledu obyvatele; ⑦ standard lokality – růst ukazuje zlepšení kvality lokality z pohledu obyvatele

Tab. 1. Popis vazeb, s využitím údajů 2008, 2007 Statistické ročenky Karlovarského kraje 2009

Interakce	Prvek matice	Indikátor	Propoččet	Hodnota
Pracovní příležitosti – příjmy domácností	a ₂₁	počet volných pracovních míst x disponibilní měsíční důchod na 1 obyvatele [Kč]	0 2 087 x 13 327=27 813 449	0 0,171
		počet nezaměstnaných x disponibilní měsíční důchod na 1 obyvatele [Kč]	12 200 x 13 327=162 589 400	1
Růst pracovních příležitostí způsobí větší uplatnění nezaměstnaných na trhu práce, což vede k růstu příjmů domácnosti. Za nejvyšší standard budeme považovat uplatnění všech nezaměstnaných (vyjádřeno počtem nezaměstnaných násobeno disponibilním měsíčním př				
Příjmy domácností – standard bytu	a ₅₂	kupní cena bytů [tis. Kč·m ⁻²] x průměrná obytná plocha 84,7 m ² /20 let	0 12,736 x 84,7/ 20=53,937	0 0,132
		čistý disponibilní důchod na domácnost za rok [tis. Kč]	409,070	1
Růst příjmů domácností způsobuje růst investic do bydlení. Za nejvyšší hodnotu standardu je považován ukazatel čistého ročního disponibilního důchodu na 1 domácnost. Za současnou úroveň považujeme průměrnou cenu bytu, počítána jako součin kupní ceny a oby				
Standard bytu – příjmy domácností	a ₂₅	kupní cena bytů [tis. Kč·m ⁻²] x obytná plocha dokončených bytů [m ²] celkem [tis. Kč]	0 18,815 x 53 204 = 1 001 033,260	0 -0,02
		čistý disponibilní důchod domácností [tis. Kč]	49 349 000	-1
Vyšší standard bytu vyvolává vyšší investice, a tím snižuje příjmy domácnosti. Proto je interakce záporná. Nejnižší úroveň interakce by znamenala investice celého čistého disponibilního důchodu do zvýšení kvality bytu. Současná úroveň je počítána přes prů				
Standard bytu – standard domu	a ₆₅	kupní cena bytů [tis. Kč·m ⁻²] x obytná plocha [m ²] x dokončené byty [tis. Kč]	0 12,736 x 84,7 x 8 = 677 448,218	0 0,314
		předpokládaná hodnota bytových budov [tis. Kč]	2 156 000	1
Lepší kvalita bytu má pozitivní vliv na kvalitu domu. Hodnota vlivu je definována přes podíl průměrné hodnoty dokončených bytů (počítáno jako součin kupní ceny za 1 m ² , průměrné obytné plochy 1 bytu a počtu dokončených bytů) v celkové předpokládané hodnot				
Standard domu – standard lokality	a ₇₆	předpokládaná hodnota bytových budov [tis. Kč]	0 2 156 000	0 0,204
		předpokládaná hodnota staveb, na něž bylo vydáno stavební ohlášení nebo povolení [tis. Kč]	10 585 000	1
Vysoká hodnota bytového domu zvyšuje standard lokality, ve které se bytový dům nachází. Kvantitativní hodnocení tohoto vlivu je provedeno na základě předpokládané hodnoty bytových budov v roce 2008 a jejího podílu v celkové hodnotě staveb.				
Životní prostředí – standard lokality	a ₇₄	investice na ochranu životního prostředí celkem [tis. Kč]	0 349 736	0 0,133
		kapitálové výdaje rozpočtu kraje [tis. Kč]	2 625 000	1
Zvýšení kvality životního prostředí má pozitivní vliv na standard lokality. Hodnota interakce je vyjádřena jako podíl investic na ochranu životního prostředí během roku na celkových kapitálových výdajích krajského rozpočtu.				

Formulace dynamického modelu pro rozvoj projekčního návrhu – příklad bydlení

Pro analýzu současného a budoucího rozvoje byl použit software MDM (Modifikovaný Dynamický Model) [3]. Východiskem je dynamický model předpokládaného vývoje řešení – návrhu (obr. 1). Vychází ze sedmi vzájemně se ovlivňujících prvků x_i , $i = 1, \dots, 7$, a to:

- pracovní příležitosti,
- příjmy domácností,
- dopravní dostupnost,
- životní prostředí,
- kategorie bytu,
- kategorie domu,
- kategorie lokality.

Impulsy pro nalezení komponent vytvářejících rozvoj tvoří výpočetní simulační experiment. Simulace umožňuje sledovat vnitřní mechanismy řešených úloh a umožňuje ověřit účinnost a opodstatněnost navrhovaných opatření. Významnou předností je možnost propočítat a ohodnotit různá variantní řešení.

Modifikovaný dynamický model postihuje dynamiku rozvoje řešeného projektu – bydlení a jeho rozvoj v čase (pro danou lokalitu, dané bytové domy, lokální trh práce). Při sestavování struktury modelu vycházíme z předpokladu, že mezi definovanými prvky existují interakce. Každý prvek může kladně nebo záporně působit v čase na jiný. Vazby mezi prvky vypracovaného modelu jsou uvedeny schematicky na obr. 1.

Interakce mezi jednotlivými prvky i, j v obr. 1 nebo jejich přepisu do matice A jsou dány intenzitou a_{ij} . Výsledný stav (relativní úroveň, standard) jednotlivých prvků $x_i(t)$, $i = 1, \dots, 7$ je stanoven na základě vztahů (4) a (5). Vztah (4) vytváří kumulovanou hodnotu, celkový standard, zde za období 0 až T_{Sim} . Ohodnocování interakcí je kvalitativního charakteru a jednotlivé komponenty jsou převedeny na společnou jednotku intenzity závislosti. Správnost kvalitativního ohodnocení (poměrového vyvážení interakcí) je dána úrovní věcných znalostí hodnotitele řešené problematiky. Propočet je užitečný i při silně zjednodušeném ohodnocení a_{ij} pomocí poloh intenzity ohodnocení v intervalu $\langle -1, 1 \rangle$. Podrobný popis interakcí a_{ij} prvků modelu uvádí tab. 1.

Propočet využívá základní algoritmické vztahy (4a) a (5) metody KSIM (Kane's Simulation Model) zpracované v MDM do aplikačního software [3]. Metoda pracuje na bázi aproximativních vztahů, kde odvození změn $\Delta x_i(t)$ prvku i za časový interval $\Delta t = 1$ udává vztah

$$\Delta x_i(t) = x_i(t+1) - x_i(t) . \quad (4)$$

Pro simulační výpočet je každý další simulační krok vytvořen na základě $x_i(t+1) = x_i(t) + \Delta x_i(t)$. Samotné $x_i(t + \Delta t)$ vypočteme pomocí vztahu

$$x_i(t + \Delta t) = x_i(t) \Phi_i^{(t)} . \quad (4a)$$

Exponent mocninného vztahu pro (4a) je vypočten jako

$$\Phi_i(t) = \frac{1 + \frac{\Delta t}{2} \sum_{j=1}^m [a_{ij} + B_{ij}] - (a_{ij} + B_{ij}) x_j(t)}{1 + \frac{\Delta t}{2} \sum_{j=1}^m [a_{ij} + B_{ij}] + (a_{ij} + B_{ij}) x_j(t)} , \quad (5)$$

kde B_{ij} je veličina normování vypočtená jako

$$B_{ij} = b_{ij} \frac{d(\ln(x_i(t)))}{dt} . \quad (5.1)$$

Význam jednotlivých veličin:

- t označuje zvolený časový obzor simulace řešitelem, $t = 1, \dots, T_{Sim}$;
- T vymezuje časový obzor řešitelem požadované ekonomické návratnosti investic, vypočteme jako t_{eko} ;
- t_{eko} vypočteme jako $1/\bar{r}$;
- T_{Sim} vymezuje časový obzor řešitelem zvolený v zadání simulace;
- m vymezuje počet prvků v modelu, volí řešitel;
- A představuje čtvercovou matici interakcí n -tého řádu; $(t+1) = \Delta t$ udává časový krok užitý v simulační úloze;
- a_{ij} je objekt (prvek) interakční matice A popisující intenzitu změny působení prvku j na prvek i za Δt ;
- b_{ij} je objekt (prvek) řídicí matice B (v prezentované úloze je matice B nulová);
- $x_i(t)$ je kumulovaný standard pro prvek i , od jeho počáteční podmínky v $x_i(0)$;
- $x_i(0)$ počáteční hodnota standardu prvku i (daná projektem, termínem převzetí existujícího projektu apod.);
- $\Delta x_i(t)$ představuje rozsah změny prvku i v čase t ;
- B_{ij} je prvek normování výstupů $x_i(t)$, označíme též jako derivativní člen (v prezentované úloze je nulový).

Poznámka:

Vztah (4) můžeme symbolicky zapsat také jako přímý maticový výpočet

$$\Delta X(t+1) = A X(t) \text{ pro prvky čtvercové matice } i = 1, \dots, m \text{ v intervalech } t = 1, \dots, T_{Sim} . \quad (4^{\circ})$$

Ve vztahu (4^o) matice A popisuje intenzitu změn. Počáteční podmínky $X(t = 0)$ charakterizují výchozí standardy (čtíme projektového návrhu), jeden simulační krok (4a) můžeme zapsat jako

$$X(t+1) = X(t) + \Delta X(t+1) . \quad (4^{**})$$

Užitý software pro propočet dynamiky vývoje v čase je zpracován na základě vztahu (4a) ve verzi MDM 2010. Je zpracován v uživatelském prostředí VBA pro MS Excel.

V aplikační úloze struktura rozvoje bydlení představuje mechanismus výpočtu a nabízí formalizovanou možnost náhledu *ex-ante*. Řešení mimo jiné umožňuje porovnání různých inovačních postupů vzájemně. Model se tak stává nástrojem řízení, pomocí něhož navrhujeme další postupy (strategie) [4]. Umožní vyvarovat se nežádoucích dlouhodobě neudržitelných situací. Pro stanovení a_{ij} pro A bylo využito údajů ze Statistické ročenky Karlovarského kraje 2009 pro roky 2007 a 2008. Interakce uvádí obr. 1, neuvádí však jejich intenzitu. Ta je propočtena v tab. 1. Při stanovení se vycházelo ze zvolených technicko-ekonomických indikátorů a byla použita pro výpočet dle (4a) a (5).

Hodnocení pomocí racionálního očekávání

Pro hodnocení dosaženého inovačního výstupu je účelné vyčíslení indikátoru, který by dovoľoval porovnávat inovační návrhy mezi sebou. Základní charakteristiku nazveme racionální očekávání (*rational expectation*), dále *RE*. Pro její vyčíslení je zapotřebí ohodnotit významnosti (váhy) jednotlivých prvků modelu z hlediska zadavatele.

Racionální očekávání je jedním z více druhů očekávání a má upravený způsob výpočtu. V porovnání se standardním výpočtem je dále uváděn tvar rozšířený o složku redukcující chybu (rozumějme odchylku) v ohodnocení. Vzniká v důsledku aplikace nových poznatků a zkušeností. Při hodnocení očekáváme, že se řešitel chová racionálně (*rational beha-*

vior) na základě existujících zkušeností [9]. Pro výpočet použijeme vztah

$$w_i^{RE}(t) = w_i^{RE}(t-1) + \lambda(w_i^{RE}(t-2) - w_i^{RE}(t-1)) + Err(t)^{RE}, \quad (6)$$

kde $w_i^{RE}(t)$ je významnost pro racionální očekávání v čase t pro prvek i ,

$w_i^{RE}(t-1)$ – významnost pro racionální očekávání v čase $(t-1)$ pro prvek i ,

λ – parametr schopnosti adaptace z minulých období,

$Err(t)^{RE}$ – reziduální člen korigující chybu v důsledku aplikace nových poznatků a zkušeností pro RE .

Poslední člen ve výrazu (6) může být vyjádřen ve vazbě k předcházejícímu období například jako

$$Err(t)^{RE} = \lambda_{RE}(w_i^{RE}(t-1)), \quad (7)$$

kde $w_i^{RE}(t-1)$ je významnost pro racionální očekávání v čase $(t-1)$ pro prvek i ,

λ_{RE} – schopnost aplikovat redukci chyby v důsledku nových poznatků a zkušeností.

Racionální očekávání s významností podle (6) vede na vztah kumulovaného racionálního očekávání pro jednotlivá t

$$RE(t) = \sum_{i=1}^n w_i^{RE}(t) x_i(t), \quad (8)$$

kde $RE(t)$ je kumulované racionální očekávání v čase t ,

$x_i(t)$ – hodnota standardu prvku i v čase t ,

$w_i^{RE}(t)$ – významnost prvku i pro racionální očekávání v čase t ,

n – počet prvků.

Grafické vyjádření racionálního očekávání $RE(t)$ umožňuje sledovat a hodnotit očekávaný efekt inovace v představě zadavatele. Trend vyjadřuje preference, jak je vidí projektant, management, uživatel. V dalším můžeme mluvit o preferabilitě možných změn prvků inovačního modelu [5].

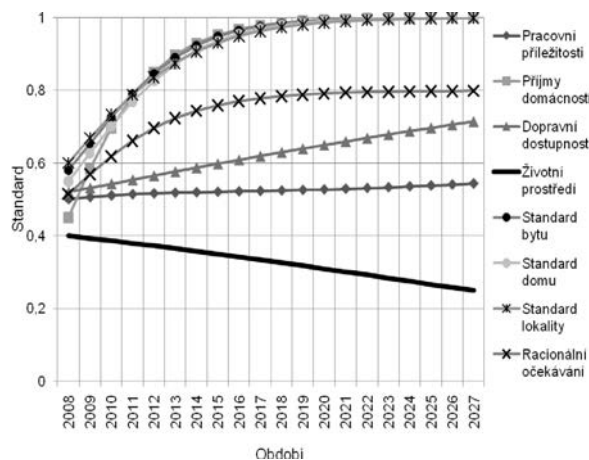
Výpočet standardů prvků modelu v čase

Výpočet standardů jednotlivých prvků v čase dle (4a) a (5) umožní sledovat dosažené výsledky dvojrozměrně. Předpokladem je znalost počátečních podmínek jednotlivých $x_i(0)$, $i = 1, \dots, 7$. Interpretujeme je jako výchozí návrh projektu, v obr. 2 jde o hodnoty $x_i(2008)$, pro všechny prvky. Výsledkem je průběh jednotlivých standardů v čase pro $t = 2008, \dots, 2027$. Výsledné hodnocení technicko-ekonomického návrhu shrnuje racionální očekávání. Výpočet se zavedenou významností dílčích standardů je proveden dle vztahu (6) rovněž pomocí (4a) a (5).

Propočet inovačního potenciálu

Inovační změna projektu musí¹ být podložena technicko-ekonomickými možnostmi. Změny představují potenciál *ex-ante*, který by mohl být využit při vytváření technických nebo ekonomických podmínek. Inovace se při navrhování změn pohybuje mezi existující realitou a potenciálními možnostmi. Mnoho potenciálních možností zůstane managementem inovace nevyužito. Důvodem může být finanční náročnost, ekologická konfliktnost, náklady životního cyklu a další vlivy [6].

Pro stanovení potenciálu inovací modelu lze vybrat jednu, nebo kombinaci několika změn a_{ij} v matici A . Informativní



Obr. 2. Průběh standardů $x(t)$ prvků i modelu lokality pro výstavbu bytů

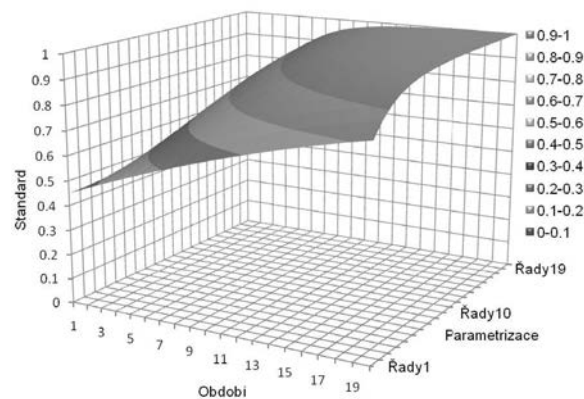
je propočet parametrizace navrhovaných změn, podrobněji uvádí řešený příklad.

Prostor pro inovaci

Zjištění, jaký prostor pro inovaci zvoleného zaměření existuje, je rozhodující informací pro management návrhu inovačních kroků. Inovační model plní úlohu nástroje pro hodnocení možných důsledků těchto změn. Chceme je *diferencovat* od možných inovačních návrhů s nízkým očekávaným inovačním potenciálem.

Mapovat prostor pro potenciální inovace znamená násobně propočítat vliv změny zvoleného a_{ij} v matici A modelu. Pro usnadnění představy o vznikajícím inovačním prostoru napomůže sestavení trojrozměrného grafu mapovaného prostoru. Jde o parametrizaci vlivu změn a_{ij} ve zvoleném intervalu (technicko-ekonomicky dostupném prostoru) změn vazeb mezi prvky modelu (změny matice A).

Pokud zjistíme, že existuje inovační prostor pro změnu vazeb mezi prvky, je na řešiteli a managementu inovace, aby jej vyhodnotil, čtème zhodnotil nákladnost a obtížnost technického a ekonomického zajištění. Ve většině případů je užitečná parametrizace v intervalu od hodnoty vyjadřující současný stav do hypotetického ideálního stavu dosažitelného inovací. Příklad parametrizace vazby a_{ij} dvou prvků, *pracovní příležitosti* a *příjmy domácnosti*, je uveden na obr. 3.



Obr. 3. Parametrizace vazby a_{21} , interakční matice A pro vazbu prvků 2. Pracovní příležitosti a 1. Příjmy domácnosti (graf je konstruován pro prvek $x_{\text{příjmy domácnosti}}$)

¹ Pokud nechceme hovořit o teoretické hypotéze.

Graf vyjadřuje výsledek parametrizace pro prvek – příjmy domácností. Patrný je značný potenciál růstu standardu prvku.

Otázka, jak dosáhnout nárůstu standardu prvku, je obecně chápána jako otázka zdrojů. Inovace úspěšných komodit v historii uvádí zejména příklady s mimořádnými redukcemi potřebných zdrojů (jak pro komoditu, tak její provoz). Případy známé z elektronického průmyslu, leteckého průmyslu vedly ke snižování potřeby zdrojů a zvyšování užítku na měrnou jednotku produktu. V každém modelu jako celku je třeba vyhodnotit všechny prvky, a tím se úloha stává úlohou velkého rozsahu. V ilustračním příkladu dostáváme sedm parametrizací pro každou navrženou změnu a_{ij} .

Vymezený inovační prostor parametrizace prvku i je vymezen v základně grafu. Výsledný efekt pro prvek i je dán vytvořenou plochou. Jednotlivé pořadnice standardu prvku i propočtené dle (4a), $\{x_i(t), t = 1, \dots, T\}$, pro $a_{ij} = \langle a, b \rangle$ vymezují dosažitelné standardy inovační změnou. Odhad chování prvků, jak je z praxe při intuitivním rozvíjení inovačních zásahů známe, jsou z dynamického pohledu nedostatečné. Intuitivně zhodnotit, jakým způsobem inovace působí na chování náročnějších modelů, leží často za hranicí reálné představitosti.

Výpočetní podpora umožňuje zjistit potenciální prostor a požadavek na technické nebo ekonomické řešení (čtème potřebu zajistit prostředky, zdroje)².

Vyhodnocování a mapování inovačního prostoru

Dosavadní výklad se zabýval propočtem rozsahu inovačního prostoru izolovanou změnou a_{ij} matice A . Typickým příkladem je užití celé skupiny inovačních změn různé intenzity. Vektor změn formuje matici A

$$\{a_{ij}, a_{kl}, a_{mn}, \dots\} \rightarrow A^{inovace}, \quad (9)$$

budeme jej označovat za vektor inovační strategie. Vznikne řešení vymezující prostor inovace na základě změn výchozí matice A . Chápeme jej jako inovační prostor vyžadující dodatečné technicko-ekonomické zdroje (licence, finanční zdroje, materiály, pracovníky, kvalifikaci, dovednosti, stroje a zařízení pro realizaci inovace).

Celé řešení vychází z porovnávání výchozího stavu a změny. Výchozí stav je dán modelem založeným na struktuře matice $A^{standardní}$. Inovované řešení je založeno na struktuře matice $A^{inovace}$. Každý prvek i standardního řešení a inovovaného řešení má časový průběh v t, \dots, T_{sim} a je charakterizován stavy

$$x_{i,sim}(t), x_{i,sim}(t), x_{i,sim}(t), \dots, x_{i,sim}(t), \quad (9a)$$

pro $t = 1, 2, \dots, T_{sim}$, a $sim = \langle a, \dots, b \rangle$,

interval $\langle a, b \rangle$ je řešitelem realizovatelný rozsah inovačního procesu. Prostor mezi inovovaným a standardním řešením označíme jako prostor inovace

$$\Delta A = dif(A^{inovace}, A^{standardní}). \quad (9b)$$

Pro vyhodnocení vektorů (9a) pro volbu inovační strategie je třeba definovat kritérium vyhodnocení. Ilustrační příklad pracuje se sedmi výchozími prvky a má formulované hodno-

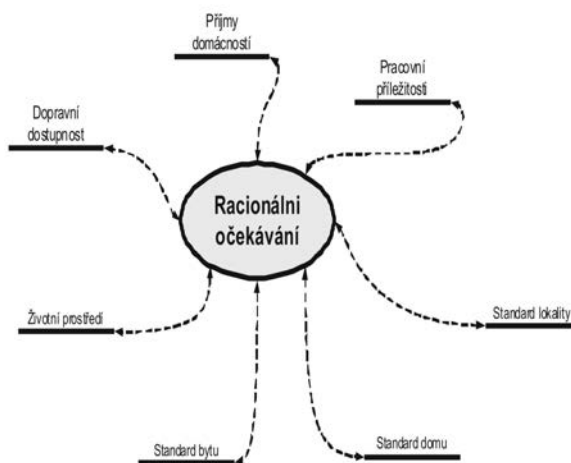
cení na bázi racionálního očekávání. Kompozici racionálního očekávání pro zvolený příklad uvádí obr. 4. Standardy výchozího, čtème známého, existujícího řešení pro $a \in \langle a, b \rangle$ uvádí obr. 5. Jde o znázornění dat $x_{ia}(t)$, pro $t = 1, \dots, T_{sim}$, prvků $i = 1, \dots, 7$. Představuje shrnutí vývoje *ex-post* a vnímáme jej jako již dosažený stav označený jako a v intervalu $sim = \langle a, b \rangle$ a jeho další očekávaný vývoj v čase b . Označme jednotlivé potenciální možnosti (9a) jako *ex-ante*, případně jako přípustné strategie. Prvek hodnocení na základě racionálního očekávání je uveden na obr. 6. V datech nalezneme

$$x_{ia}(t), x_{ia}(t), x_{ia}(t), \dots, x_{ia}(t), \quad (10)$$

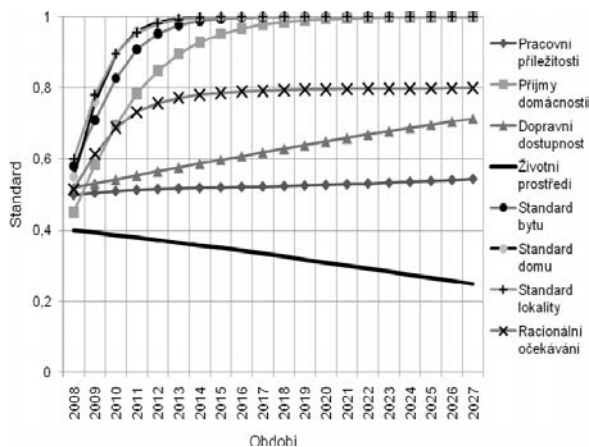
pro $t = 1, 2, \dots, T_{sim}$, a $i =$ racionální očekávání ,

$$x_{ib}(t), x_{ib}(t), x_{ib}(t), \dots, x_{ib}(t), \quad (10a)$$

pro $t = 1, 2, \dots, T_{sim}$, a $i =$ racionální očekávání.



Obr. 4. Kompozice racionálního očekávání



Obr. 5 Standardy prvků a racionální očekávání po parametrizaci vazby a_{21} modelu (viz tab. 2)

Dosažené efekty vyhodnocujeme pomocí porovnání počátečního stavu a výsledného stavu parametrizace jednotlivých prvků modelu tab. 2. Grafické znázornění difference ve

² Použijme analogii, statický výpočet stavební konstrukce poskytne průběh vnitřních sil; samostatným krokem je dimenzování konstrukce z hlediska materiálového a rozměrového zajištění (je-li technicky možné).

Tab. 2. Mapování inovačního prostoru

Parametr	Inovovaná interakce	Interval inovace (a; b)	Inovační prostor ΔA						
			pracovní příležitosti	příjmy domácností	dopravní dostupnost	životní prostředí	standard bytu	standard domu	standard lokality
1.	a_{21} – Pracovní příležitosti – příjmy domácností	[0,171; 1]	-0,579	5,01	-0,054	0,003	0,069	0,003	0
	Interakce je parametrizována v intervalu od hodnoty vyjadřující současný stav do maximální hodnoty 1 charakterizující stav ideální. Potenciál inovace není vysoký, inovační prostor plochy ΔA je bezvýznamný nebo záporný pro všechny prvky kromě příjmů domácností.								
2.	a_{52} – Příjmy domácností – standard bytu	[0,132; 0]	-0,001	0,016	0	0	-0,285	-0,021	-0,008
	Interval parametrizace je od hodnoty současného stavu do nuly, která v tomto případě představuje nejnižší podíl nákladů na bydlení v disponibilním důchodu domácností, což je v dané interakci ideální hodnota. Prostor pro inovování interakce je zanedbatelný.								
3.	a_{65} – Standard bytu – standard domu	[0,314; 1]	0	-0,004	0	0	0,074	0,814	0,056
	Interakce je parametrizována v intervalu od současné do maximální hodnoty interakce, která charakterizuje nejvyšší dosažitelný stav. Inovace má potenciál v zlepšení hodnot základních prvků: standard domu, bytu a lokality; na ostatní prvky inovace nemá vliv.								
4.	a_{56} – Standard domu – standard bytu	[0,326; 1]	0,005	-0,049	0	0	0,739	0,069	0,019
	Interakce byla parametrizována v intervalu od hodnoty současného stavu do maximální dosažitelné hodnoty, která se rovná 1. Největší inovační prostor (plocha ΔA) má v tomto případě základní prvek – standard bytu. Na prvky <i>standard domu</i> a <i>standard lokality</i> má inovace malý pozitivní vliv.								
5.	a_{76} – Standard domu – standard lokality	[0,204; 1]	0	0	0	0	0,017	0,041	0,863
	Interakce byla inovována v rozmezí od současného do ideálního stavu, který v daném případě znamená maximální zvýšení podílu bytových budov v celkové výstavbě. Parametrizace ukazuje největší inovační prostor pro standard lokality a má pozitivní vliv na základní prvky modelu.								
6.	a_{67} – Standard lokality – standard domu	[0,162; 1]	0	-0,005	0	0	0,083	0,893	0,064
	Parametrizace interakce byla provedena v intervalu od současné do maximální hodnoty. Inovace se projevuje ve zlepšení hodnoty standardu domu a malém zlepšení standardů bytu a lokality. Hodnoty ostatních prvků se v podstatě nemění.								
7.	a_{74} – Životní prostředí – standard lokality	[0,133; 1]	0	0	0	0	0,014	0,034	0,718
	Interakce byla parametrizována v intervalu od současné do ideální hodnoty, která v daném případě vyjadřuje maximální úroveň investic na ochranu životního prostředí v lokalitě. Inovace má potenciál ve smyslu zvýšení standardu lokality a zlepšení standardu domu.								

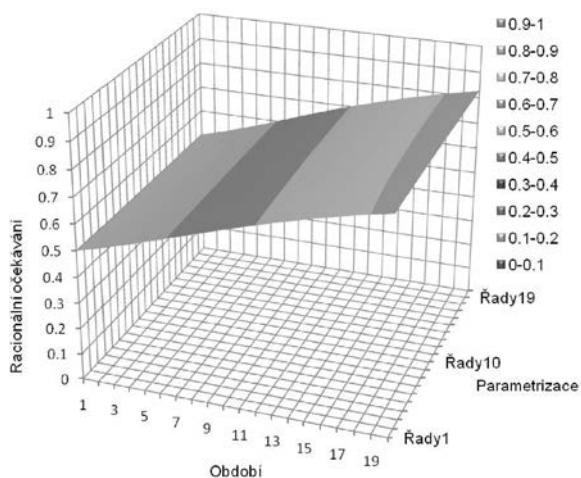
Některé z navržených inovací výchozího stavu mají potenciál k realizaci. Největší prostor mají v tomto smyslu inovace č. 3 až 7. Nejlepší výsledek (největší plochu ΔA) pak č. 5. Parametrizace 1 a 2 nevykazují podstatný prostor pro inovování, hodnoty se po parametrizaci prakticky nemění. Parametrizace základních interakcí modelu umožňuje sledovat důsledky hypotetických změn v návrhu strategií inovace a bonitu jejich realizace.

smyslu (9b) je uvedeno na *obr. 7* a *obr. 8*. Průběh křivky označené jako počáteční hodnota na *obr. 7* označuje výchozí řešení dle vztahu (10), konečná hodnota označuje dostupné řešení dle vztahu (10a).

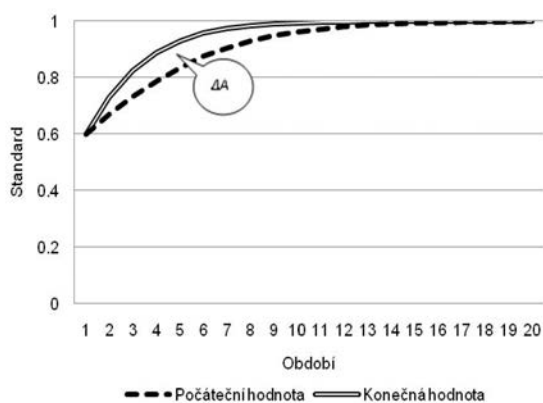
Plochy ΔA charakterizují rozdíl mezi výchozím produktem a potenciálním výsledným řešením *ex-ante* věcného záměru inovační změny. Plocha ΔA je indikátor (kladný, záporný, nulový) a vymezuje předpokládaný inovační prostor. Za relevantní budeme považovat pouze kladné (pozitivní) výsledné rozdíly mezi počátečním (výchozím) stavem a výsledným

stavem parametrizace. Záporná hodnota ΔA znamená pokles hodnoty prvku modelu x_{ij} po parametrizaci vybrané vazby v intervalu (a, b) . Pokles standardů v řešeném modelu znamená zhoršení situace dané vztahy modelu. Zhoršení je vyjádřeno poklesem volných pracovních příležitostí, poklesem příjmů domácností a zvýšením ekologické zátěže prvku životního prostředí.

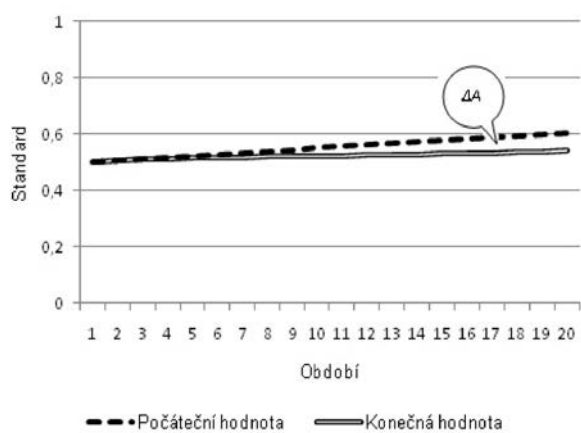
Podrobné mapování inovačního prostoru zkoumaného příkladu je uvedeno v *tab. 2*. Otázka vyhodnocení jednotlivých strategií je významná pro přípravu manažerských rozhodnutí.



Obr. 6. Racionální očekávání. Parametrizace vazby 1. Pracovní příležitosti → 2. Příjmy domácností v intervalu od $a = 0,171$ do $b = 1,000$



Obr. 7. Kladná plocha inovačního prostoru (ΔA)

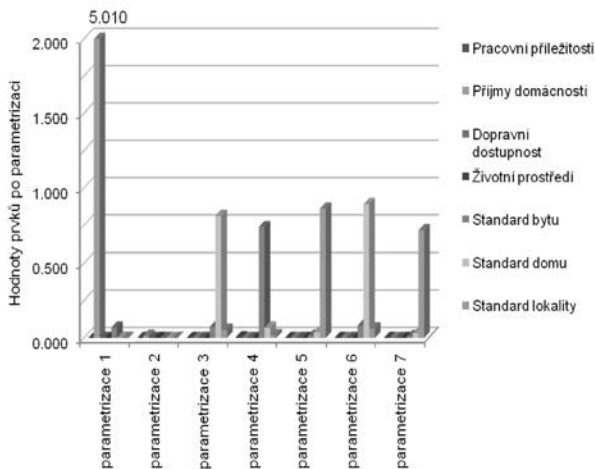


Obr. 8. Záporná plocha inovačního prostoru (ΔA). Horní čára označující počáteční podmínky a v intervalu parametrizace (a, b), dolní čára označuje konečnou hodnotu b .

Ne každý inovační návrh je dostatečně bonitní. Rozhodování o inovačním řešení bez vyhodnocení potenciálu očekávaného užítku je obtížné a v mnoha případech zavádějící.

Rozhodnutí *ad hoc* bez propočtu očekávaných užtků a bez optimalizace vynakládaných limitovaných zdrojů nepovede k udržitelným výsledkům. Jednotlivé parametrizace

vazeb z tab. 2 jsou uvedeny na obr. 9. Rozhodnutí o vhodné strategii (čistě, smíšené) je dosud nedořešenou otázkou samostatného optimalizačního propočtu. Podpora vazby a_{21} vede k maximálnímu růstu prvku *Příjmy domácností*. Pouze zlomek vytvořeného efektu se promítá do prvku *Standard bytu*. Podpora rozvoje modelu cestou vazby a_{52} *Příjmy domácností – standard bytu* (uvádí ji parametrizace 2 v obr. 9) nevede v praktickém důsledku k žádnému efektu. Podpora rozvoje modelu cestou vazby a_{65} *Standard bytu – standard domu* (uvádí ji parametrizace 3 v obr. 9) vede ve svém důsledku k výraznému zlepšení standardu prvku *Standard domu*. Stejný efekt má inovace vazby a_{67} *Standard lokality – standard domu*, uvádí ji parametrizace 6 v obr. 9.



Obr. 9. Inovační prostor (ΔA)

Parametrizace 5 a 7 (inovace vazeb *Standard domu – standard lokality* a *Životní prostředí – standard lokality*) mají stejný efekt na rozvoj hodnoty prvku *Standard lokality*, parametrizace 4 na prvek *Standard bytu*.

Závěr

V minulosti se inovace a inovační postupy tradičně navrhovaly na základě odborných znalostí a zkušeností každého jednotlivého navrhovatele – projektanta. Zkušenosti byly nabývány po dlouhá období. Nicméně, základní pravidla platila celá staletí.

Vývoj se odbyval cestou, někdy označovanou jako pokus/omyl. Nová inovační řešení vznikala s minimální podporou výpočtů. Představa dlouhodobého působení jednotlivých vlivů vzájemně mezi sebou byla vnímána jako statická rovnováha a dynamické chování návrhu v průběhu jeho životnosti bylo vnímáno okrajově, často byla taková představa návrhu zcela cizí [7], [8].

Současné navrhování je předmětem mnoha nových externích vlivů. Zdaleka dlouhodobě neplatí výchozí podmínky tak, jak byly platné v minulosti. Výchozí podmínky se mění. Požadujeme zcela jiné parametry v oblasti energetické spotřeby, osvětlení, větrání, expozice hluchnosti proti minulosti.

Článek otvírá specifický pohled na navrhování technicko-ekonomických řešení, projektování a vyhodnocování možností. Navrhování vytvářením variant a jejich výběru je a bylo i v minulosti užitečným a dlouhou dobu praktikovaným postupem. Navrhování s podporou propočtů dynamiky inovační změny může být dalším vývojovým posunem.

Článek vznikl v rámci výzkumného záměru MSM6840770006 MŠMT ČR „Management udržitelného rozvoje životního cyklu staveb, stavebních podniků a území“.

Literatura

- [1] Schumpeter, J. A.: The Theory of Economic Development: An Inquiry into Profits, Capital, Credit, Interest, and the Business Cycle (Translated from the German by Redvers Opie). New York, OUP 1961.
- [2] Drucker, P.: The Age of Discontinuity; Guidelines to Our Changing Society. New York, Harper and Row 1969. /ISBN 0-465-08984-4/
- [3] Beran, V. – Dlask, P.: Management udržitelného rozvoje regionů, sídel a obcí. Praha, AV ČR 2005.
- [4] Anisimova, N: Simulation and Directing Measures in Wood Utilization. Woodresearch, 3/2008: 121-134.
- [5] Heijman, W. (ed.): Regional Externalities. Chapter 10. Regional Externalities and Clusters: Dutch Network Case-Study. Berlin/Heidelberg, Springer Verlag 2007, pp. 197-221.
- [6] Kapeller, V. (Hrsg.): Plattenbausiedlungen. Erneuerung des baukulturellen Erbes in Wien und Bratislava, Fraunhofer IRB Verlag 2009.
- [7] Schneiderová Heralová, R.: Udržitelné pořizování staveb (ekonomické aspekty). Praha, Wolters Kluwer ČR, 2011, 256 s.
- [8] Měšťanová, D.: Zvýšení konkurenceschopnosti cestou inovací. In: Inovační podnikání a transfer technologií, Praha, Asociace inovačního podnikání České republiky 2008, s. 11-15. /ISSN 1210-4612/
- [9] Dlask, P.: Modelování při řízení. Praha, Wolters Kluwer ČR 2011.

Anisimova, N. et al: Assessment of Innovation of Projects

Methods of quantitative calculation for the assessment of innovative potential in the sphere of housing may provide easier orientation in numerous possibilities of the project. A new view of the development of technical and economic decisions in the design and assessment of a potential capability is represented by an abstract model and its interpretation. Traditional design by creation of new variants and choosing one of them is certainly a useful method used for a long time. Designing with the help of dynamics calculation of innovative changes can be a part of further progress. It is useful to verify it.

Anisimova, N. u. a.: Bewertung der Innovation von Projekten

Das Verfahren und die quantifizierte Berechnung zur Bewertung der Innovationspotentiale technisch-ökonomischer Entwürfe kann die Orientierung in den Möglichkeiten verschiedener zulässiger Lösungen erleichtern. Eine bestimmte neue Sicht auf den Entwurf von Projektlösungen und deren Auswertung besteht in einem abstrakten Modell, dessen Durchrechnung und Interpretation. Das traditionelle Entwerfen auf dem Wege der Bildung von Varianten und deren Auswahl ist gewiss ein nützliches und lange Zeit praktiziertes Verfahren. Das Entwerfen eines Projektes mit Unterstützung der Berechnungen der Dynamik potenzieller innovativer Änderungen und deren technisch-ökonomischen Auswertungen ist ein Entwicklungsschub. Es ist zweckmäßig, es zu diskutieren und die Möglichkeiten und Limite zu prüfen.

● projekty

AZ Tower – nejvyšší český dům

Koncem dubna byla zahájena výstavba nejvyšší budovy v České republice, která svými 111 m převýší o 2 m pražský City Tower. Tato výjimečná stavba vyroste v nově vznikajícím Jižním centru, kterému se začíná přezdívat brněnský Manhattan. Architektonicky výrazná budova vyroste mezi ulicemi Pražákova a Heršpická poblíž M-Paláce. Nová městská dominanta bude sestávat ze dvou bloků, mezi něž bude vložen tubus s komunikačním jádrem – schodištěm a výtahovými šachtami. Celý projekt nabídne uživatelům přes 17 000 m² maloobchodních, kancelářských a apartmánových ploch. Ve dvou podzemních patrech zaparkuje 265 aut. V přízemí budovy bude atrium s recepcí, obchody, kavárna, zasedací sály a archiv. Ve třetím patře vznikne restaurace. V posledních šesti podlažích je navrženo dvanáct apartmánů, ve 28. a 29. nadzemním podlaží se nachází luxusní mezonet s venkovním bazénem. Ostatní patra budovy jsou určena pro administrativní a komerční prostory. V přílehlé budově je navrženo komplex autosalónů a zasedací sály. Tento komplex je zakončen prosklenou osmipatrovou věží s výstavními prostory pro osobní automobily.



Výjimečnost a originalitu budovy zajistí nejen její výška a výjimečné rozhledy na Brno a Pálavu. Zaujme především netradiční zalomení a deformace jednoho z bloků fasády tvořené velkými lesklými glazovanými obklady dvou odstínů. Terakotová barva, odrážející sluneční paprsky, bude postupně přecházet v bílou, splývající s oblaky.

Samostatnou kapitolou jsou technologie mrakodrapu, který je řešen jako nízkonákladový. Třicetimetrové hloubkové energetické piloty budou díky tepelným čerpadlům v zimě jímát teplo a v létě ochlazovat. Unikátní je také systém kombinace přirozeného a nuceného větrání v kancelářích a apartmánech. Celou jižní fasádu výtahové šachty pokryjí fotovoltaické panely.

Projekt zpracovala brněnská architektonická kancelář Burian a Křivinka pro společnost AZ Prosperity, která bude ve spolupráci s PSJ zajišťovat řízení celého projektu. Dokončení stavby je plánováno za 25 měsíců od oficiálního zahájení.

Tisková informace

STAVEBNÍ OBZOR

ROČNÍK 20 ČÍSLO 8/2011

Navigace v dokumentu

OBSAH

Štěpánek, P. – Zlámal, M. Zesilování zděných kleneb dodatečně vkládanou výztuží	225
Čejka, T. – Witzany, J. Vliv změny vlhkosti na zůstatkovou zatížitelnost a tuhost zdiva	233
Pazderka, J. – Zigler, R. Nový systém pro spolehlivé připojení hydroizolačních pásů k plechům zaraženým do zdiva	240
Kočí, J. – Žumár, J. – Pavlík, Z. – Černý, R. Inverzní analýza přenosu vodní páry ve stavebních materiálech pomocí genetického algoritmu	244
Usmanov, V. – Beran, V. Simulační model skladby aktivních energetických zdrojů	248
Vorel, V. – Línková, L. Kontrolní měření geometrických parametrů a měření posunů staveb	255

Zesilování zděných kleneb dodatečně vkládanou výztuží

prof. RNDr. Ing. Petr ŠTĚPÁNEK, CSc.
Ing. Martin ZLÁMAL, Ph.D.
VUT – Fakulta stavební
Brno

Využití vyztuženého zdiva a použití výztuží k dodatečnému zesilování zděných konstrukcí patří v dnešní době již k běžným stavebním postupům. Rozšíření vyztuženého zdiva, ať již nového, nebo dodatečně zesíleného, si vyžádalo ověření návrhových postupů, a to i vzhledem k různorodosti používaných materiálů. Článek prezentuje výsledky experimentální části na vyztužených zděných klenbách, jejich porovnání s matematickými modely a porovnávacími výpočty v oblasti dodatečného vyztužování zděných kleneb nepředpjatou výztuží.

1. Úvod

Nejčastěji používanou a nejstarší technikou stavění v minulosti byly kamenné či cihelné zděné konstrukce. Tento typ konstrukcí se objevoval ve všech možných oblastech, od staveb občanských a průmyslových až po stavby mostních konstrukcí. Proti tomu jedněmi z nejmodernějších materiálů používaných ve stavebnictví jsou materiály antikorozi nebo kompozitní, využívající uhlíková, skleněná a aramidová vlákna. Spojením těchto moderních materiálů s klasickými zděnými konstrukcemi a jejich použitím ve formě nepředpjaté výztuže můžeme dosáhnout zvýšení únosnosti a rozšíření použití zděných konstrukcí, a to jak u konstrukcí nových pro vytvoření vyztuženého zdiva, tak i při rekonstrukcích, popřípadě pro zvýšení únosnosti jednotlivých nosných zděných prvků.

V současné době se navíc ve světě stále častěji využívají nekovové kompozitní výztuže, které se díky vysoké odolnosti uplatňují zejména v konstrukcích vystavených vlivům agresivního prostředí. Umožňují tak snížit náklady na speciální opatření nutná pro ochranu běžné výztuže a případné následné opravy.

Zdivo zůstává v technické praxi stále populární pro relativní jednoduchost provádění. S rozvojem nových materiálů a metod je však nutné tradiční přístupy založené na zkušenostech doplnit, zejména u vyztuženého zdiva, o nová konstrukční pravidla v návaznosti na platné normy. Navíc většina způsobů stanovení únosnosti a způsobu zesílení pro stávající zděné konstrukce stále častěji vychází z analýz založených na matematickém modelování a vhodných (lineárních i nelineárních) výpočtových modelech.

Metoda vkládané nepředpjaté výztuže umožňuje dodatečné zesílení zděné konstrukce bez nutnosti většího zásahu do konstrukce samé. U klenbových konstrukcí lze tuto metodu

s výhodou použít zejména tehdy, je-li aplikována z vnější strany. V tom případě je zásah do klenbové konstrukce minimální, a rovněž se snižuje vliv na navazující konstrukce nad vlastní klenbovou konstrukcí. Systém dodatečně vkládané výztuže je schopen v konstrukci redistribuovat nově vzniklá napětí od zatížení, které začne působit na zesílenou konstrukci.

2. Experimentální část

Experimenty byly prováděny na klenbách o šířce 900 mm s rozpětím 2 600 mm, vzepětím 750 mm a poloměrem 1 500 mm vyzděných z plných pálených cihel pevnostní třídy CPP P20. Dodatečná výztuž byla vkládána do výztužné drážky z lícové strany (obr. 4). Do každé drážky byly vkládány dva pruty HeliBar, což je austenitická nerezová výztuž speciálního helikálního tvaru tvarovaná za studena (obr. 1).



Obr. 1. Tvar výztuže HeliBar

V průběhu tahových zkoušek výztuže byly stanoveny tyto materiálové charakteristiky:

- smluvní mez kluzu $f_{y,k,0.2} = 880$ MPa,
- mez pevnosti $f_t = 1\ 090$ MPa,
- modul pružnosti $E_y = 56,4$ GPa.

V další části experimentů byla pro dodatečné vyztužení kleneb použita kompozitní výztuž GFRP (obr. 2) na bázi skla, vyvinutá ve spolupráci s firmou Prefa Kompozity. Tento materiál se vyznačuje v podstatě lineárním chováním až do dosažení meze pevnosti.

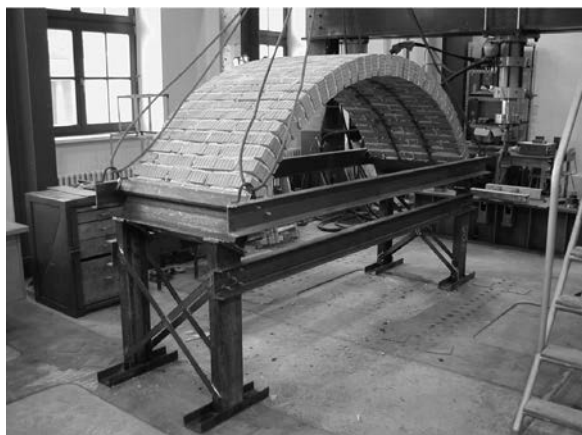


Obr. 2. Tvar ovinuté výztuže GFRP

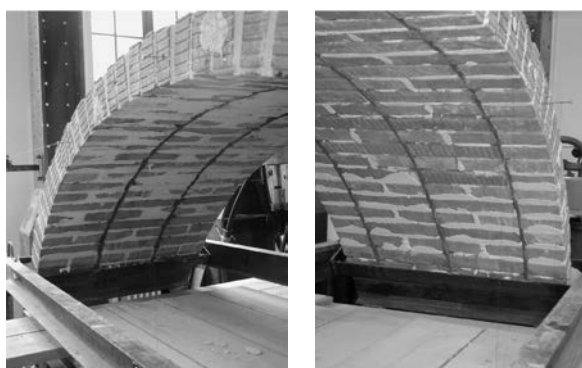
Z tahových zkoušek výztuže byly stanoveny tyto materiálové charakteristiky:

- mez pevnosti $f_t = 340$ MPa,
- modul pružnosti $E_y = 27$ GPa.

Pro zajištění statických okrajových podmínek jsou klenby vyzděny do ocelových rámců, aby bylo zabráněno jejich vodorovnému a svislému posunu v uložení. Statické schéma experimentu je uvažováno jako oboustranně neposuvný, kloubově uložený obloukový nosník (obr. 3).



Obr. 3. Klenba osazená do zatěžovací stolice



Obr. 4. Umístění drážek v klenbách

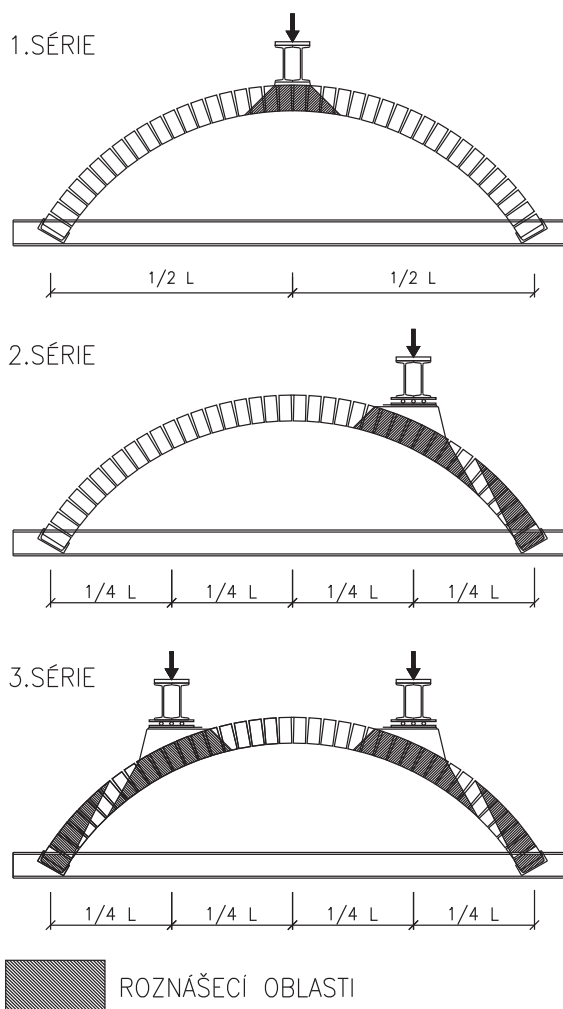
Experimentální část řešení problému dodatečného vyztužení kleneb v případě namáhání ohybovým momentem, resp. excentricky působící normálovou silou, modeluje situaci, která vzniká např. při nesymetrickém nebo lokálním zatížení.

V první části experimentů byly vytvořeny tři série zděných kleneb pro různé typy zatížení. Pro rozlišení jednotlivých kleneb je použito značení jKi , kde „ j “ odpovídá číslu série (1.-3.) a „ i “ odpovídá způsobu zesílení (1.-3.). Klenby byly zatěžovány symetricky v polovině rozpětí (1. série, $j = 1$ (obr. 5), nesymetricky ve čtvrtině rozpětí (2. série, obr. 5) a symetricky v obou čtvrtinách rozpětí (3. série, $j = 3$, obr. 5), přičemž v každé sérii byla jedna klenba nezesílená – srovnávací ($i = 1$), druhá klenba byla vyztužena ve dvou drážkách ($i = 2$) a třetí klenba byla zesílena ve třech výztužných drážkách ($i = 3$). Do každé výztužné drážky byly vloženy dva pruty HeliBar speciálního helikálního tvaru $\varnothing 8$ mm. Pro ověření chování dalšího typu výztuže byla vybrána skleněná výztuž (obr. 2) $\varnothing 6$ mm a použito pouze nesymetrické zatížení ve čtvrtině rozpětí (2. série, obr. 5).

Obecně je možné konstatovat, že výsledky zkoušek budou platné pro jakoukoli dodatečně aplikovanou výztuž; samozřejmě jsou rozhodující aktuální fyzikálně mechanické charakteristiky materiálů použitých pro zesilování.

Dynamická zkouška

V návaznosti na statické zkoušky byla provedena dynamická zkouška na klenbách zatížených ve čtvrtině rozpětí, vyztužených skleněnou výztuží (GFRP) $\varnothing 6$ mm. Na rozdíl od zkoušky statické byla klenba ukotvena přímo k podlaze (obr. 6) a zatěžována dynamickým lisem v zatěžovacím



Obr. 5. Zatěžovací schémata kleneb a roznášení jejich zatížení

rámu. Byla provedena nestandardní dynamická zkouška, při které se postupně zvyšovala horní hladina zatížení cca po 5 000 cyklech až do porušení klenby. Dolní hladina zatížení zůstala po celou dobu zkoušky konstantní. Pro dynamické zatížení byla zvolena základní frekvence 5 Hz.



Obr. 6. Klenba ukotvená k podlaze haly pod zatěžovacím rámem

Výsledky statické zkoušky

Z porovnání únosností jednotlivých kleneb v sériích vyplývá, že podstatného nárůstu únosností bylo dosaženo

zejména v případě 1. a 2. série kleneb (obr. 7), a to více než osminásobného. Projevil se u obou typů výztuží, jak speciální helikální kovové výztuže, tak u skleněné výztuže (tab. 1, tab. 2). Šlo o klenby zatížené soustředěným nebo jednostranným zatížením, při kterých byly klenby zatíženy interakcí normálových sil a ohybových momentů. U kleneb 3. série se vliv zesílení projevil jen minimálně. Jak je patrné z obr. 5, u kleneb zatížených symetricky v obou čtvrtinách rozpětí je téměř celá klenba tlačena, a to zejména díky roznašecím prážcům. Porovnání únosností kleneb vyztužených kovovou helikální výztuží (Helifix) a nekovovou skleněnou výztuží pro klenby nevyztužené, vyztužené dvěma drážkami a vyztužené třemi drážkami je uvedeno na obr. 7.

Tab. 1. Hodnoty zatížení a deformací kleneb – Helifix

j	i	Klenba č.	Maximální síla $F_{max, jki}$ [kN]	Maximální deformace w_{jki} při $F_{max, jki}$ [mm]	Srovnání deformací w_{jki} při $F_{max, jk1}$ [mm]	F_{jk}/F_{jk1}
1	1	1K1	4,737	3,233	3,233	1
2	1	1K2	30,508	19,578	0,463	6,44
3	1	1K3	39,98	18,614	0,309	8,44
2	1	2K1	4,933	1,678	1,687	1
2	2	2K2	30,201	17,726	0,28	6,12
3	2	2K3	43,756	16,884	0,331	8,87
3	1	3K1	368,584	8,975	8,975	1
2	2	3K2	370,239	10,369	10,117	1
3	3	3K3	439,772	8,9665	6,801	1,19

Tab. 2. Hodnoty zatížení a deformací kleneb – sklo (GFRP)

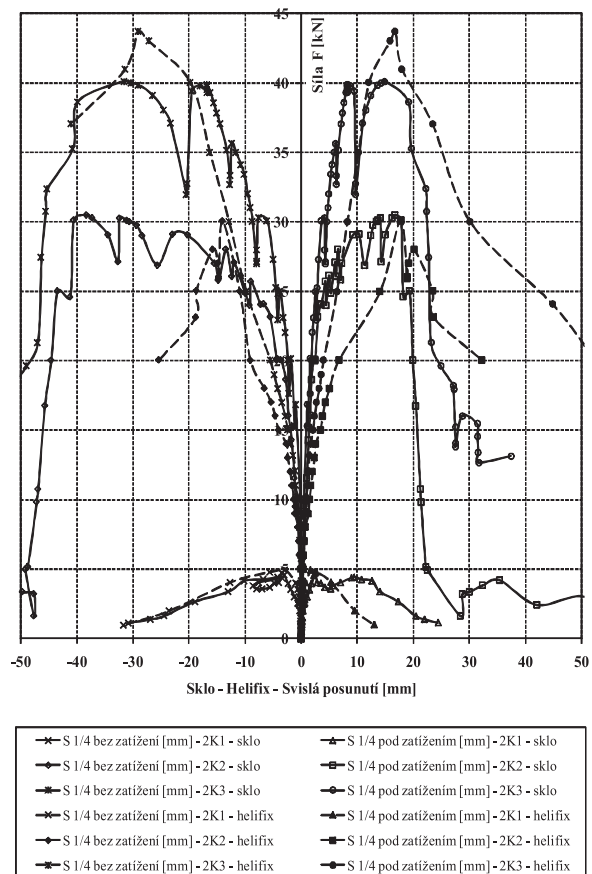
j	i	Klenba č.	Maximální síla $F_{max, jki}$ [kN]	Maximální deformace w_{jki} při $F_{max, jki}$ [mm]	Srovnání deformací w_{jki} při $F_{max, jk1}$ [mm]	F_{2ki}/F_{2k1}
2	1	2K1	4,772	2,47	2,47	1
2	2	2K2	30,61	17,512	0,3	6,41
3	2	2K3	40,111	14,9	0,087	8,41

Výsledky dynamické zkoušky

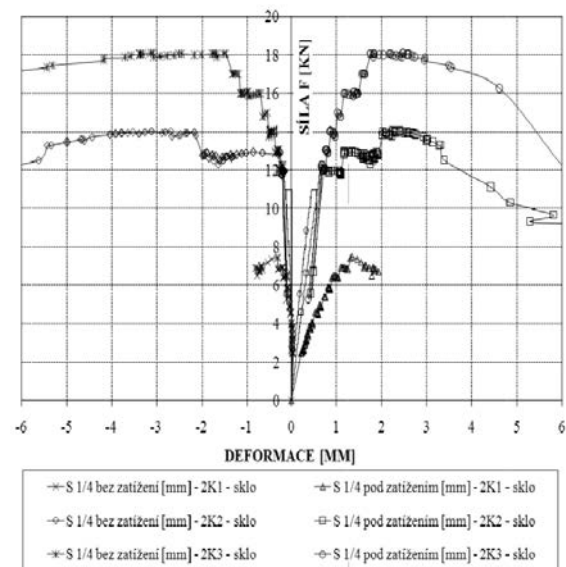
Dynamické zkoušky byly provedeny na klenbách zatížených nesymetricky ve čtvrtině rozpětí a vyztužených skleněnou výztuží $\varnothing 6$ mm. Pro dynamické zatížení byly zvoleny základní hladiny zatížení:

- klenba 2K1 0,5 ~ 2,5 kN,
- klenba 2K2 3,0 ~ 12,0 kN,
- klenba 3K3 3,0 ~ 12,0 kN.

Z výsledků dynamických zkoušek je opět viditelné zvýšení únosnosti zesílených kleneb (2K2, 2K3) v porovnání s klenbou nevyztuženou (2K1) (obr. 8). Malý počet vzorků ovšem neumožňuje úplné porovnání s výsledky statických zkoušek, a to i v souvislosti s nehomogenitami zděných konstrukcí. Rovněž způsob porušení a rozvoj tahových trhlin v ložných spárách je nejednotný a pozice otevřených spár může mít vliv na výslednou únosnost. Zesílené klenby mohou být částečně porovnány poměrem jejich únosnosti. Poměr únosnosti dynamicky zatížené klenby a staticky zatížené klenby ($F_d / F_s =$ dynamický součinitel) se dvěma vyztuženými drážkami je 0,636 a se třemi vyztužnými drážkami je 0,633. Porovnání je provedeno pro deformaci 3 mm.



Obr. 7. Porovnání deformací na klenbách zatížených ve čtvrtině rozpětí zesílených kovovou helikální výztuží a GFRP



Obr. 8. Porovnání deformací na klenbách zatížených ve čtvrtině rozpětí zesílených výztuží GFRP (dynamická zkouška)

3. Matematické modelování zděných konstrukcí

Zdivo je kompozitní materiál zhotovený ze zdících jednotek a spár vyplněných maltou. Velký počet proměnných, které mají velký vliv na mechanické vlastnosti zdíva, např. materiálové charakteristiky zdících jednotek a malty,

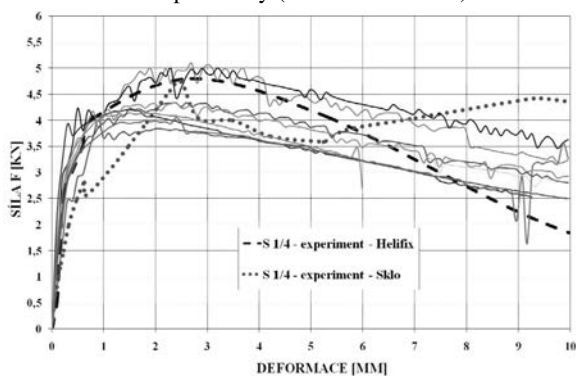
geometrie zdicích jednotek, rozměry spár a jejich rozmístění atd., si u prvních analýz zděných konstrukcí vynutily používání velmi jednoduchých modelů. Zdivo bylo často předpokládáno jako homogenní, izotropní a pružný materiál. Zhruba v posledních dvaceti až třiceti letech byly pro modelování zdiva a zděných konstrukcí vyvinuty vylepšené modely, které zahrnovaly a zohledňovaly nelineární efekty způsobené vznikem trhlin a poškozením materiálu. Především model založený na mechanismu porušení se ukázal být dobrou volbou, zvláště pro jeho účinnost v kombinaci s jednoduchostí [1]-[6].

Pro vytvoření matematického modelu dodatečně zesílených zděných kleneb je využit program Atena, určený k nelineární analýze konstrukcí na bázi metody konečných prvků, který má nástroje speciálně navržené pro počítačovou simulaci chování kompozitních materiálů. Umožňuje simulovat chování nevyztužených i vyztužených konstrukcí s různým typem vyztužení.

Zdicí prvky jsou modelovány jako lineárně pružný materiál pro stav rovinné deformace, popřípadě je možno použít model 3D Beton, tedy lomově plastický materiál s lineární tlakovou oblastí. Pro popis chování malty je zvolen trojrozměrný nelineární beton, tedy lomově plastický materiál s nelineární tlakovou oblastí. Kontaktní úloha popisuje fyzikální vlastnosti kontaktu mezi dvěma povrchy.

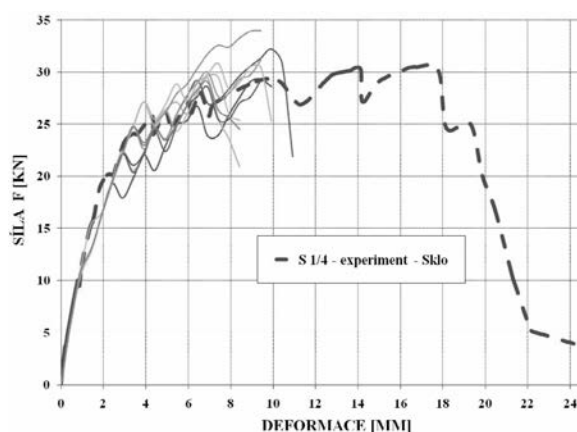
Výztuž je modelována jako diskretní výztuž ve formě prutových prvků. Její chování je doplněno o model soudržnosti. Základní vlastností modelu soudržnosti pro výztuž je vztah mezi soudržností a pokluzem (bond-slip model). Tento vztah definuje pevnost v soudržnosti v závislosti na hodnotě aktuálního pokluzu mezi výztuží a okolním materiálem [11].

Model kontaktu v programu Atena je založen na modelu suchého tření (Mohra-Coulomba) definovaném smykovou kohezí c a třecím koeficientem φ (úhel vnitřního tření). Maximální smykové napětí je omezeno lineárním vztahem $\tau = c + \text{tg } \varphi \sigma$, kde σ je velikost kontaktního přítlakového napětí (kladná hodnota). Chování na rozhraní mezi zdicemi jednotkami je rozšířeno o limitované porušení kontaktu tahem reprezentované tahovou soudržností f_t . Tato kontaktní úloha nejlépe vystihuje chování zdiva na hranici mezi zdicemi prvky a maltou, což je patrné i z porovnání matematického modelu s experimenty (obr. 11 až obr. 13).

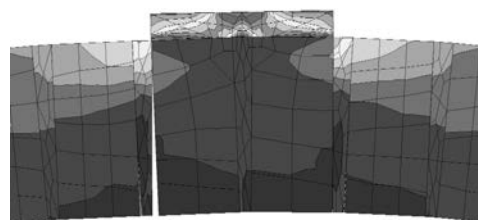


Obr. 9. Porovnání matematického modelu s experimenty – nezesílená klenba zatížená ve čtvrtině rozpětí (1. výsledek experimentů byl získán ze série provedené pro výztuž Helifix a 2. pro výztuž GFRP)

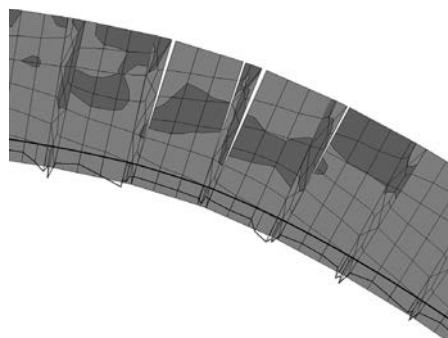
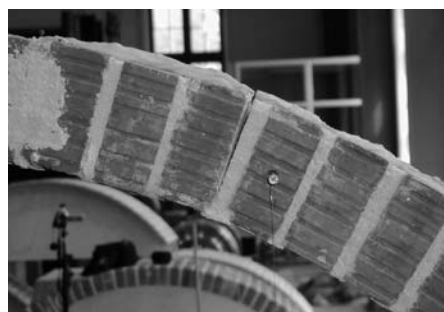
Pro doplnění představy o chování zděné klenby v matematickém modelu, vytvořeném v programu Atena na základě předpokladu mikromodelu, je na obr. 9 a obr. 10 porovnáno chování matematického modelu a skutečných kleneb. Grafy porovnávají experimentální výsledky s numerickými výpočty, které byly počítány s různými vstupními parametry, zejména pak parametry dvojrozměrného kontaktu.



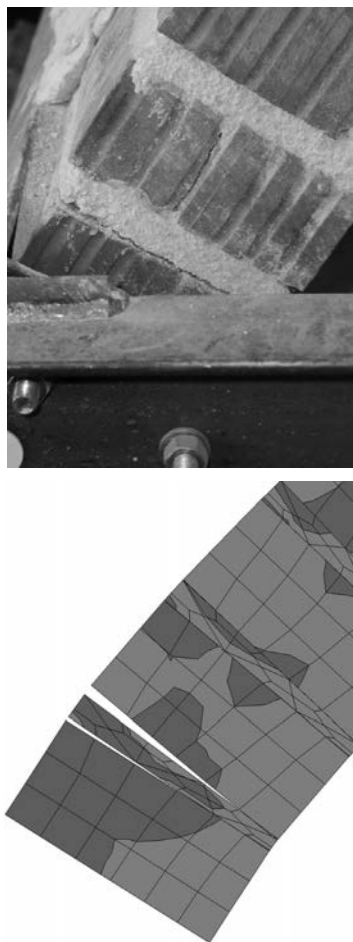
Obr. 10. Porovnání matematického modelu s experimenty (klenba zesílená dvěma drážkami zatížená ve čtvrtině rozpětí)



Obr. 11. Rozvoj trhlin v polovině rozpětí u kleneb 1. série



Obr. 12. Rozvoj trhlin ve čtvrtině rozpětí u kleneb 2. série



Obr. 13. Rozvoj trhlin v patě klenby u kleneb 2. série

4. Využití příhradové analogie pro posouzení zděných kleneb

Model zdiva strut and tie

Příhradovou analogii, jak je známa pro železobetonové konstrukce, je možné částečně aplikovat i na zděné konstrukce. Vzhledem k nespojitě ortotropní povaze zdiva se musí ovšem předpoklady o chování modelu proti železobetonové konstrukci pozměnit.

Zdivo se skládá ze zdících prvků spojených maltou vyplňující spáry. Rovněž jde o konstrukce převážně nevyztužené s malými pevnostmi zdiva v tahu, což pozměňuje chování modelu strut and tie (dále STM) v případech, kdy je táhlo v oblasti, která není vyztužena. V tom případě je nutné tato táhla z modelu vyloučit (vytvoření kloubu v konstrukci) a dále počítat na upraveném modelu konstrukce.

Únosnost tlačných vzpěr je definována únosností zdiva v tlaku, která je stanovena v závislosti na pevnosti zdících prvků a malty podle vztahů uvedených v normách [13]. Únosnost táhla pak závisí na způsobu vyztužení klenby. Pokud je klenba vyztužena, pak je únosnost táhla definována únosností tažené výztuže. Pro táhlo v místě nevyztuženého zdiva může být únosnost opět definována únosností zdiva v tahu dle platných norem, a to jako pevnost zdiva v tahu za ohybu. Budeme-li tedy předpokládat, že je zdivo v místech, kde je v STM umístěno táhlo, porušeno trhlinami (tedy že je překročena pevnost v tahu pro zdící prvky, maltu nebo kontaktní úlohu) a že v místě tohoto táhla není umístěna výztuž, mělo by být takové táhlo ze strut and tie modelu vyloučeno,

samozejmě za předpokladu, že jsou splněny statické podmínky rovnováhy.

Zdivo jako materiál, který špatně přenáší smykové síly, zejména podél průběžných ložných spár, není většinou vyztuženo smykovou výztuží. Pro přenesení smykových sil je proto předpokládáno využití smykové únosnosti nejslabšího článku konstrukce, kterým je kontaktní úloha mezi zdícími prvky a maltou. Pro tuto kontaktní úlohu se využívá model suchého tření (Mohrův–Coulombův) definovaný smykovou kohezí c a součinitelem tření φ . Maximální smykové napětí je omezeno lineárním vztahem $\tau = c + \sigma \cdot \tan \varphi$, kde σ je velikost kontaktního přítláčného napětí (kladná hodnota). Stejný postup pro stanovení pevnosti zdiva ve smyku využívá i EC6.

Model strut and tie pro zděné klenby

Detailní model strut and tie pro zděnou konstrukci, který by samostatně popisoval chování jednotlivých prvků (zdící jednotky, malty, kontaktní úlohy), by byl nadměrně složitý a v konečném výsledku by pravděpodobně správně nevystihl chování zděné konstrukce. Je proto vhodné jej rozdělit na větší celky a pro posouzení jednotlivých prutů STM využít předpokladů popsanych výše.

Vhodným postupem pro vytvoření STM je rozdělení klenby na jednotlivé celky na základě stanovení úhlu β , který vymeze délku rovnoběžných prutů STM u horního a dolního vložení kloubu. Zároveň je nutné splnit dvě základní podmínky:

- pruty STM nevystoupí z podélného řezu klenbou;
- $z \approx (0,7 \sim 0,8)h$ přibližně odpovídá ramenu vnitřních sil pro konstrukce, které jsou namáhané kombinací normálové síly a ohybového momentu (normálové síly s velkou výstředností) a u kterých má význam využít zesílení dodatečně vkládanou výztuží (klenby 1. a 2. série, obr. 5).

Pro experimentálně zkoušenou klenbu s poloměrem $r = 1,5 \text{ m}$ a tloušťkou klenby $h = 0,14 \text{ m}$, při odhadu ramene vnitřních sil $z \approx 0,75 h$ a vzdáleností vnitřního prutu STM od vnitřního líce $a = 0,05 h$, můžeme odvodit výsledný úhel $\beta \approx 13,8^\circ$, což odpovídá dělení modelu příhradové analogie klenby na přibližně devět částí.

Výsledný model poté můžeme zatížit a stanovit vnitřní síly v jeho jednotlivých prutech. Pokud se v STM vyskytují táhla, u nichž je překročena pevnost zdiva v tahu, pak do těchto míst můžeme vložit výztuž, nebo táhla z STM vyloučit. V případě námi posuzované klenby je výsledný STM vytvořen právě na základě vyloučení táhel u vnějšího líce a vložení kloubu do konstrukce, což vystihuje skutečné chování takto zatížené a vyztužené zděné klenbové konstrukce.

Příklad posouzení klenby metodou příhradové analogie

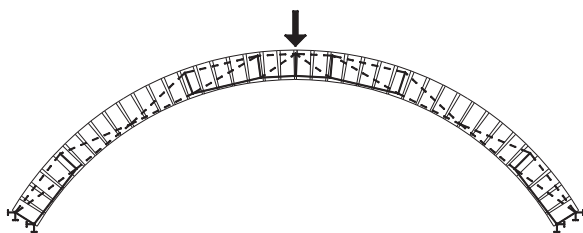
Vnitřní síly byly stanoveny na modelu příhradové analogie s vyloučením táhel v oblastech bez výztuže (obr. 14, obr. 15). Model strut and tie byl zatížen jednotkovým zatížením 10 kN , ze kterého je na základě únosnosti jednotlivých vzpěr a táhel následně odvozena výsledná únosnost klenby. Bylo odhadnuto rameno vnitřních sil $z \approx 0,75 h$ a vzdálenost vnitřního prutu STM od vnitřního líce $a = 0,05 h$.

Dále byla stanovena limitní únosnost jednotlivých prvků STM. Táhla u spodního líce klenby jsou reprezentována únosností tažené výztuže, vzpěry jsou reprezentovány únosností zdiva v tlaku a únosnost táhel rovnoběžných s ložnými spárami je definována na základě smykové únosnosti. Z podílu limitní únosnosti prutů a dosažených sil v prutech STM při jednotkovém zatížení je odvozen koeficient, na základě něhož je určena výsledná zatížitelnost klenby jako násobek

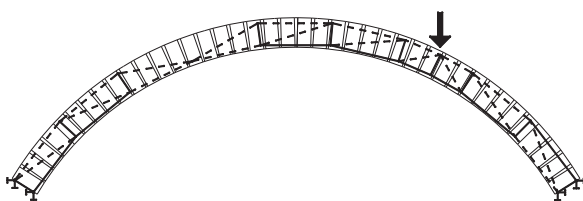
jednotkového zatížení. Únosnost konstrukce je pak definována jako minimální hodnota z dosažených únosností

$$F_{lim} = \min \{F_{1,lim}, F_{2,lim}, \dots, F_{n,lim}\},$$

kde $F_{n,lim}$ jsou mezní únosnosti konstrukce v závislosti na limitní únosnosti jednotlivých prvků STM.



Obr. 14. Model strut and tie klenby 1. série s vyloučením táhel v místech taženého zdiva a vložení kloubů
- - - tlačené pruty, — tažené pruty



Obr. 15. Model strut and tie klenby 2. série s vyloučením táhel v místech taženého zdiva a vložení kloubů
- - - tlačené pruty, — tažené pruty

Porovnání STM s experimenty

Z uvedeného porovnání zvoleného strut and tie modelu s experimentem (tab. 3), při zachování předpokladů o chování jednotlivých materiálů, je zřejmé, že jde o vhodně zvolený model příhradové analogie, který dobře popisuje chování vyztužené klenbové konstrukce namáhané kombinací normálové síly a ohybového momentu.

Tab. 3. Porovnání STM s experimenty – vypočtené hodnoty

Materiál	Klenba č.	Limitní zatížení	
		STM [kN]	Experiment [kN]
Helifix	1K2	27,9	30,5
	1K3	41,9	40,0
	2K2	25,7	30,2
	2K3	38,6	43,7
GFRP	2K2	24,8	30,2
	2K3	37,1	40,1

Mezní únosnosti klenby bylo dosaženo při porušení táhla v místě tažené výztuže, což odpovídá chování experimentálně zkoušených kleneb. Dosažené hodnoty se blíží únosnosti experimentálně zkoušených kleneb.

Popsaný model příhradové analogie pro vyztužené klenby je dalším vhodným nástrojem pro analýzu zděných klenbových konstrukcí. Pro vytvoření vhodného STM je tedy možné použít postupy popsané výše:

- dle geometrie konstrukce a způsobu zatížení (volba rame-
ne vnitřních sil) rozdělit konstrukci na jednotlivé celky a
vytvořit základní příhradový model;
- provést analýzu vnitřních sil na základním STM. Pokud je

dosaženo mezní únosnosti;

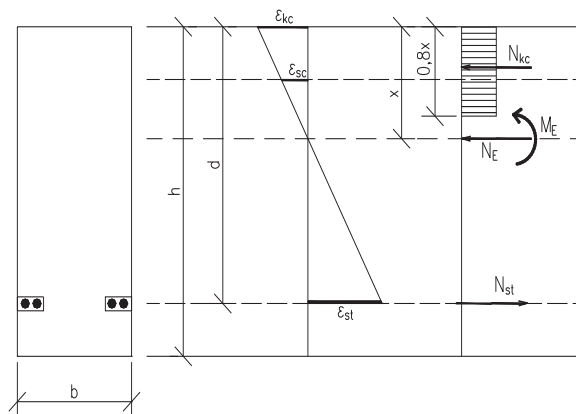
- ve vzpěrách (tlačené zdivo) nebo v táhle v místě výztu-
že, pak bylo dosaženo mezní únosnosti konstrukce;
 - v táhle v místě bez výztuže, pak můžeme tato táhla ze
STM vyloučit a vytvořit nový příhradový model konstrukce. Vložení kloubů do míst, ve kterých je nevy-
ztužené zdivo namáháno tahem a předpokládá se vznik
trhlin, je dosaženo věrnosti chování modelu strut and
tie s konstrukcí skutečnou;
- provést analýzu vnitřních sil na nově vzniklém STM. Po-
kud je upravený model dále schopen přenášet zatížení,
pak jeho analýzou získáme:
 - mezní únosnost konstrukce v případě, že došlo k dosa-
žení mezní únosnosti ve vzpěrách (tlačené zdivo) nebo
v táhlech v místě výztuže;
 - nový STM konstrukce s vyloučenými táhly v místě,
u kterého je překročena pevnost zdiva v tahu (bod 2b)
a na kterém opakujeme postup dle bodu 3.

Pokud upravený STM dále zatížení nepřenáší (např. vznik
kloubového mechanismu), je mezní únosnosti konstrukce
dosaženo při překročení pevnosti zdiva v tahu v táhle v místě
bez výztuže v předchozím kroku analýzy STM.

Můžeme tedy konstatovat, že zvolený postup při tvorbě a
řešení příhradové analogie vystihuje chování vyztužených
kleneb zatížených interakcí normálové síly a ohybového
momentu, nebo se jejich chování alespoň blíží, a to např. i
pro klenby zatížené rovnoměrně na polovinu rozpětí.

5. Současný stav navrhování

Pro návrh dodatečně vyztužených průřezů není možné
použít vztahy uvedené v normách [13], [15] a [16] přímo,
neboť ve zdivu je v daném průřezu před aplikací výztuže
(ať již nepředpjaté, nebo předpjaté) jistý počáteční stav na-
pjatosti, který může ovlivňovat způsob porušení dodatečně
vyztuženého zdiva (jeho mezní stav). Z tohoto důvodu byl
navržen výpočtový algoritmus, který vychází z předpokladů
metody mezní rovnováhy (obr. 16). Tato metoda umožňuje
superpozici dílčích stavů, kterým je průřez (nosná kon-
strukce) podrobena.



Obr. 16. Předpoklady metody mezní rovnováhy

Pro určení charakteristické pevnosti zdiva je možné použít
výpočet dle EC6 [13]

$$f_k = K \cdot f_b^{0,7} \cdot f_m^{0,3} \text{ [MPa]},$$

kde f_k je charakteristická pevnost zdiva v tlaku (5% kvantil),
 f_b – pevnost v tlaku zdících prvků (střední hodnota),
 f_m – pevnost v tlaku obyčejné malty (střední hodnota),
 K – konstanta dle EC6 [13].

Pro porovnání algoritmu s experimenty je použita střední hodnota pevnosti zdiva v tlaku, určená na základě předpokladu o normálním rozdělení veličiny se směrodatnou odchylkou $\sigma = 2$. Potom

$$f_k' = (1,645 \cdot \sigma) + f_k \text{ [MPa]},$$

kde f_k' je střední hodnota pevnosti zdiva v tlaku.

Při splnění podmínek rovnováhy v průřezu, tedy

$$N_{Ed} = N_{Rd} = N_c - N_{st} \text{ a } M_{Ed} = M_{Rd} = N_c \cdot z_c + N_{st} \cdot z_{st},$$

kde N_c je síla v tlačném zdivu $N_c = f_k \cdot b \cdot 0,8x$, N_{st} je síla v tažené výztuži $N_{st} = A_{st} \cdot \varepsilon_{st} \cdot E_s$ a z_c, z_{st} jsou příslušná ramena vnitřních sil, bylo dosaženo výsledků uvedených v tab. 4 při těchto vstupních hodnotách:

- plocha tažené výztuže Helifix $A_{st} = 38,2 \text{ mm}^2$
pro klenby JK2, resp. $A_{st} = 57,3 \text{ mm}^2$ pro klenby JK3;
- plocha tažené výztuže GFRP $A_{st} = 101,24 \text{ mm}^2$
pro klenbu 2K2, res. $A_{st} = 151,86 \text{ mm}^2$ pro klenbu 2K3;
- modul pružnosti výztuže Helifix $E_s = 50 \text{ GPa}$;
- modul pružnosti výztuže GFRP $E_s = 27 \text{ GPa}$;
- napětí ve výztuži je určeno na základě deformačních diagramů;
- střední hodnota pevnosti zdiva v tlaku $f_k' = 7,5 \text{ MPa}$.

Tab. 4. Porovnání návrhového algoritmu s experimenty – vypočtené hodnoty*

Materiál	Klenba č.	$M_{Rd} = M_{sd}$	$N_{Rd} = N_{Ed}$	ε_{st}	σ_{st}	x	ε_{kc}
		[kNm]	[kN]	[-]	[MPa]	[m]	[-]
Helifix	1K2	4,66	-20,6	0,0163	814	0,0097	-0,0016
	1K3	6,1	-26,4	0,0146	732,1	0,0128	-0,0019
	2K2	5	-17,3	0,026	951	0,01	-0,0026
	2K3	7,2	-24,35	0,0257	949	0,0146	-0,0039
	3K2	15,8	-413	0,0011	59,5	0,077	-0,0027
	3K3	16,7	-487	0,0015	75,5	0,091	-0,0073
GFRP	2K2	4,4	-17,5	0,012	325,5	0,009	-0,001
	2K3	5,8	-22,9	0,0105	284	0,0118	-0,0012

* ε_{st} – přetvoření tažené výztuže, σ_{st} – napětí v tažené výztuži, x – výška tlačné oblasti, ε_{kc} – přetvoření tlačného zdiva v nejvíce namáhaných vláknech

Výsledky v tab. 4 ukazují, že tento návrhový algoritmus vystihuje chování experimentálně zkoušených kleneb. Při vyrovnání vnitřních sil je v materiálech dosaženo hodnot blízkých se limitním hodnotám využití materiálů, zejména pak hodnotám napětí ve výztuži.

Přestože popsání návrhového algoritmus odpovídá postupům, které převzaly platné normy [13], tak byl již před jejich vydáním publikován na mnoha odborných konferencích [7]-[10].

6. Závěr

Pro nové užití vyztuženého zdiva musí být k dispozici rozumná konstrukční pravidla, protože tradiční přístup, založený na zkušenostech a doporučeních výrobců materiálů, je již nepřijatelný. Navíc většina způsobů stanovení únosnosti a způsobu zesílení pro stávající zděné konstrukce stále častěji vychází z analýz založených na matematickém modelování a vhodných (lineárních i nelineárních) výpočtových modelech.

Z provedených experimentů je evidentní vliv výztuže na výslednou únosnost konstrukce, zejména pak v případě soustře-

děného zatížení, nesymetrického zatížení nebo v případě poškození konstrukce, tj. vzniku trhliny, degradace materiálů, přetížení nebo posunutí podpor. V případě nepoškozené, rovnoměrně zatížené konstrukce bez trhlín je vliv dodatečného zesílení konstrukce zanedbatelný, což potvrdila zejména třetí série kleneb zatížených rovnoměrně v obou čtvrtinách.

Detailní matematické mikromodely experimentálně zkoušených kleneb, vytvořené v programu Atena, ověřily funkčnost tohoto systému zesilování klenbových zděných konstrukcí, a zároveň potvrdily platnost v praxi obecně používaných parametrů kontaktní úlohy mezi zdicími prvky a maltou, tedy koheze $c = 0,1 \sim 0,2$ a součinitele tření $\varphi = 0,3 \sim 0,5$.

Pro návrh a posouzení zesílené zděné klenuté konstrukce se pak jako nejvhodnější jeví přístupy založené na platných normových předpisech [13], které již poskytují postupy pro posouzení vyztuženého zdiva, a zároveň je možné využít přístupy založené např. na metodě příhradové analogie.

Požadavky na dodatečné vyztužení

Důležitějším faktorem ovlivňujícím použití i správnou aplikaci systému je stav podkladu. Vzhledem k tomu, že výztuž spolupůsobí s tmelem a ten svou soudržností následně s podkladem, je nutné, aby nejen vlastní zdivo, ale i povrch dodatečně vytvořené drážky byl dostatečně kvalitní a čistý. Je nezbytné, aby povrchové vrstvy umožnily dostatečnou soudržnost s maltou nebo tmelem. To znamená, že povrch musí být před zesílením opraven, uvolněné cihly musí být zajištěny a trhliny před aplikací tohoto systému řádně injektovány.

Je nutno zdůraznit, že popisovaná metoda dodatečného zesilování zdiva, jak je v tomto textu pojednána, není metoda závislá na konkrétní materiálové základně, i když pro řešení konkrétního zesílení experimentálně zkoušených kleneb byly využity materiály firem Helifix CZ, Helifix UK a Prefa kompozity, a. s. Z dosud provedených experimentálních i teoretických prací lze získat obecněji platné závěry týkající se aplikace a účinnosti metody dodatečného vyztužování zdiva vkládáním nenapjaté výztuže do drážek bez vazby na konkrétní výrobce či dodavatele.

Je možno obecně konstatovat, že výsledky zkoušek budou platné pro jakoukoli dodatečně aplikovanou výztuž; samozřejmě jsou rozhodující aktuální fyzikálně mechanické charakteristiky materiálů použitých pro zesilování.

Jak již bylo popsáno, správně navržená klenbová konstrukce by měla splnit tři základní předpoklady, aby mohla být užívána bezpečně, a to:

- zajištění neposuvnosti podpor;
- výslednice vnitřních sil by měla ležet v jádru průřezu (alespoň pro významné zatěžovací stavy);
- mělo by být omezeno nebo vyloučeno soustředěné zatížení na klenbě.

Metoda zesilování/ztužování klenbových konstrukcí dodatečně vkládanou výztuží má široké použití. Její aplikace je možná v případě, kdy v nevyztužené konstrukci vznikají nebo již vznikla tahová napětí, jejichž velikost je blízká (nebo překračuje) pevnosti nevyztuženého zdiva, tj. v místech, kde se trhliny na konstrukci již rozvinuly nebo se jejich vznik očekává v souvislosti s pevností zdiva v tahu nebo v tahu za ohybu. A to jsou většinou právě případy, kdy nejsou dodrženy tři základní předpoklady pro správně navrženou klenbovou konstrukci.

Budoucnost

Další fáze výzkumu bude pokračovat matematickým modelováním nevyztužených a vyztužených kleneb v inter-

akci s nadloží, které by měly prokázat vliv výztužného systému na únosnost celého systému klenba/nadloží. Pro porovnání interakce klenby s nadloží a vlivu vyztužení budou modelovány klenby různých tvarů a rozměrů (obr. 17). V této souvislosti je volba matematického mikromodelu optimální pro studium zesílených klenb při interakci s nadloží a jeho vlivem na únosnost zesílených klenb.



Obr. 17. Matematický detailní mikromodel zděné klenby s nadloží v programu Atena – simulace skutečné konstrukce (rozpětí 6 m, vzepětí 1 m)

Článek vznikl za podpory projektu 1M0579 MŠMT ČR v rámci činnosti Výzkumného centra CIDEAS, dále při řešení vědeckovýzkumného záměru GA103/02/0749 „Moderní metody zesilování betonových a zděných konstrukcí a optimalizace návrhu“, při řešení projektu 1H-PK2/57 MPO „Trvanlivé betonové konstrukce nové generace se zvýšenou odolností vůči agresivním vlivům“ a při řešení projektu UIC Project I/03/U/85 „Assessment Reliability and Maintenance of Masonry Arch Bridges“.

Literatura

- [1] Creazza, G. – Saetta, A. – Scotta, R. – Vitaliani, R. – Onate, E.: Mathematical Simulation of Structural Damage in Historical Buildings. STREMA 95, Structural Studies of Historical Buildings, Crete, Greece, May 22-24, 1995. Architectural Studies, Materials & Analysis, Brebbia and Leftheris, 1995, pp. 111-118.
- [2] Creazza, G. – Matteazzi, R. – Saetta, A. – Vitaliani, R.: Analyses of Masonry Vaulted Structures by Using 3D Damage Model. Ecomas 2000, Barcelona, 2000.
- [3] Lourenco, P. B.: Computational Strategies for Masonry Structures. Delft University Press 1996.
- [4] Owen, D. R. J. et al.: Finite/Discrete Element Models for Assessment and Repair of Masonry Structures. In: Arch Bridges – History, Analysis, Assessment, Maintenance and Repair. Arch Bridge Conf., A. A. Balkema 1998, pp. 173-180.
- [5] Cundall, P.: A Generalised Distinct Element Program for Modelling Jointed Rock. US Army European Research Office, NTIS Order No AD-A087-610/2, 1987.
- [6] Melbourne, C. – Gilbert, M.: The Application of Limit Analysis Techniques to Masonry Arch Bridges. Bridges: Assessment, Management and Design, B. I. G. Barr, H. R. Evans, and J. E. Harding, New York, Elsevier 1994, pp. 193-198.
- [7] Štěpánek, P. – Zlámal, M.: Additional Strengthening of Masonry Vaults with Non-Prestressed Additional Reinforcement. In: Structural Faults and Repair 2006. Edinburgh, Engineering Technics Press 2006, pp. 149-149. /ISBN 0-947644-59-8/
- [8] Horák, D. – Zlámal, M. – Štěpánek, P.: Concrete and Masonry Elements Reinforced with Newly Developed FRP Reinforcement. [Proceedings], APFIS 2007, University of Hong Kong, 2007, pp. 353-358. /ISBN 978-962-8014-14-9/
- [9] Zlámal, M. – Štěpánek, P.: Strengthening of Masonry Vaulted Structures. In: AMCM 2008 – Analytical Models and New Concepts in Concrete and Masonry Structures. TU Lodz, 2008, pp. 365-366. /ISBN 978-83-7283-263-4/
- [10] Zlámal, M. – Štěpánek, P.: Strengthening of Masonry Vaulted Structures. CESB 10, CTU Prague, 2010, pp. 221-1056. /ISBN 978-80-247-3634-1/
- [11] Červenka, V. – Jendele, L.: ATENA Program Documentation, Part 1, Theory. Prague, 2007.
- [12] Eurocode 0 – ČSN EN 1990 Zásady navrhování konstrukcí.
- [13] Eurocode 6 – ČSN EN 1996 Navrhování zděných konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla pro vyztužené a nevyztužené zděné konstrukce.
- [14] ČSN 731101 Navrhování zděných konstrukcí.
- [15] ČSN 731102 Navrhování vodorovných nosných konstrukcí z cihelných tvarovek.
- [16] British Standard BS 5628: Part 2 – Reinforced and Prestressed Masonry.

Štěpánek, P. – Zlámal, M.: Strengthening of Masonry Vaults by Additionally Inserted Reinforcement

The use of reinforced masonry and reinforcement for additional strengthening of masonry constructions belongs to common building procedures nowadays. The expansion of reinforced masonry, either new or additionally strengthened, requires verification of the design techniques used, also with regard to difference in materials. This article presents results of the experimental part on reinforced masonry vaults, their comparison with mathematical models and comparative calculations in the area of additional strengthening of masonry vaults by non-prestressed reinforcement.

Štěpánek, P. – Zlámal, M.: Verstärkung von gemauerten Gewölbem durch eine nachträglich eingelegte Bewehrung

Die Anwendung von bewehrtem Mauerwerk und die Verwendung von Bewehrungen zur nachträglichen Verstärkung von Mauerwerksbauteilen gehört schon zu den gängigen Bauverfahren. Eine Verbreiterung bewehrten Mauerwerks, sei es nun neues oder nachträglich verstärktes, erforderte eine Überprüfung der Entwurfsverfahren, und zwar auch hinsichtlich der Verschiedenartigkeit der angewandten Materialien. Der Artikel präsentiert die Ergebnisse des experimentellen Teils an bewehrten Mauerwerksgewölbem, deren Vergleich mit mathematischen Modellen und Vergleichsberechnungen auf dem Gebiet der nachträglichen Bewehrung von Mauerwerksgewölbem mit schlaffer Bewehrung.

13th Real-Time Linux Workshop

20. – 22. října 2011

ČVUT v Praze – Fakulta elektrotechnická

Konference je zaměřena na využití systémů založených především na jádru Linux v oblasti řízení, průmyslu a všude tam, kde nestačí jen logická správnost výsledků, ale je požadováno i dodržení časových limitů a často také interakce s reálným světem a průmyslovými technologiemi. Jde o tradiční setkání jak představitelů výzkumných akademických projektů, tak realizátorů průmyslových projektů a architektů úprav jaderných subsystémů. Konferenci organizuje sdružení OSADL (Open Source Automation Development Lab), které navazuje na tradice Real Time Linux Foundation, Inc (RTLFF).

<http://www.osadl.org/Prague-2011.rtlw13-prague-2011.0.html>

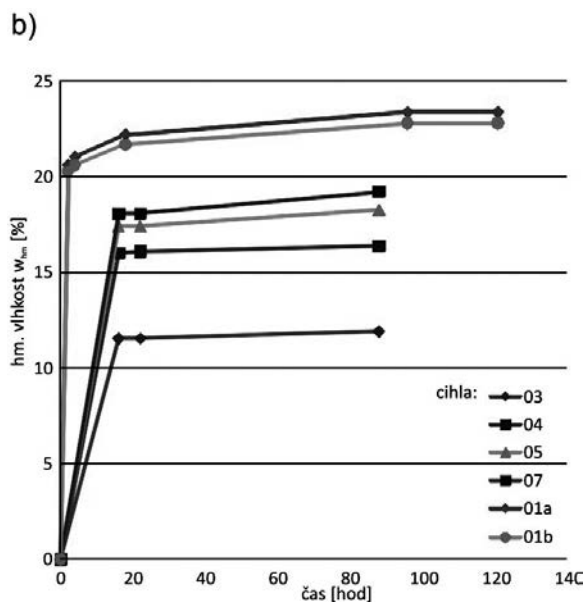
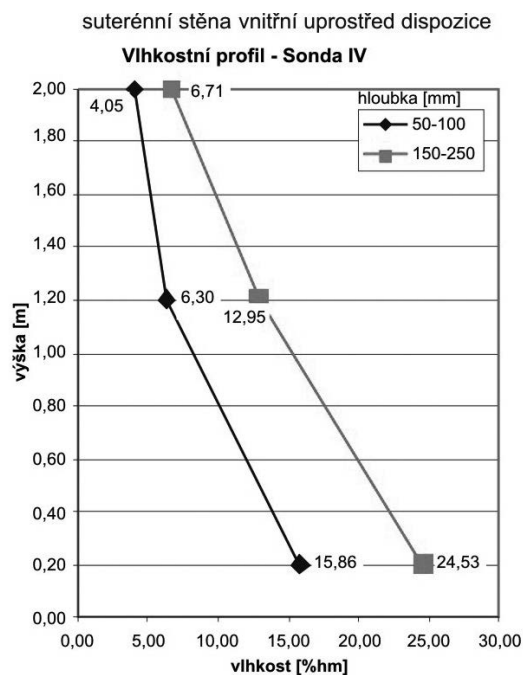
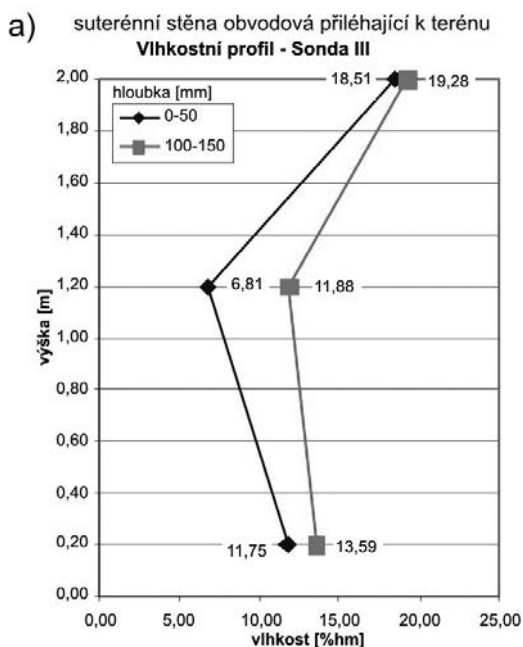
Vliv změny vlhkosti na zůstatkovou zatížitelnost a tuhost zdiva

Ing. Tomáš ČEJKA, Ph.D.
prof. Ing. Jiří WITZANY, DrSc.
ČVUT – Fakulta stavební
Praha

V článku jsou uvedeny výsledky analýzy experimentálního výzkumu vlivu vlhkosti na deformace, přetvoření a tuhost cihelného zdiva uskutečněného na dvou sériích zděných cihelných pilířů. Pilíře série I byly půdorysných rozměrů 300x300 mm, výšky cca 900 mm z cihel CP 20 na maltu MV 2, pilíře série II z cihel CP 15 na maltu MV 1 měly půdorysné rozměry 450 x 450 mm, výšku cca 1 440 mm.

1. Vlhkost historických zděných konstrukcí

Většina historických a památkových objektů má degradované nebo zcela nefunkční hydroizolace, které měly konstrukci chránit před účinky zemní vlhkosti (obr. 1). Zvýšená vlhkost podzemního a části nadzemního zdiva je provázána degradačními procesy, jejichž intenzita je závislá na stupni vlhkosti a její agresivitě. Pro posouzení závažnosti zvýšené vlhkosti a návrh účinné sanační metody je důležitá znalost a posouzení salinity, především obsahu síranů, chloridů a dusičnanů ve zdivu. Soli s hygroskopickými vlastnostmi, bakterie a plísně v pórovém systému zdiva, které zvyšují hygroskopicitu zdiva, mohou významně ovlivnit rovnovážnou vlhkost. Degradací procesy jsou zpravidla příčinou snížení obsahu pojivových složek ve zdivu. Zvýšení vlhkosti zdiva může také způsobit havárie porubí. Z průběhu závislosti hmotnostní vlhkosti na čase $w_{hm} \times t$, znázorněné na obr. 1, je patrné, že v intervalu $t < 20$ hodin dochází k 80% nasák-



Obr. 1. a) Příklad vlhkostních profilů objektu prelatury a konventu v areálu kláštera premonstrátů v Teplé u Mariánských lázní [1]; b) závislost hmotnostní vlhkosti w_{hm} vzorků plných pálených cihel na době máčení – 03, 04 CP 20 (pilíře série I – 300 x 300 x 900 mm); 05, 07 jsou cihly plně pálené z počátku 20. století z Kutné Hory; 01a a 01b CP 15 (pilíře série II – 450 x 450 x 1 440 mm)

nutí vzorků plných pálených cihel. Zvláštní pozornost vyžadují objekty nacházející se v inundačním území a záplavových oblastech, u nichž může opakovaně v krátkém období dojít ke zvýšení vlhkosti spodního zdiva. Článek se zabývá problematikou vlivu zvýšené vlhkosti na únosnost a tuhost zděných konstrukcí.

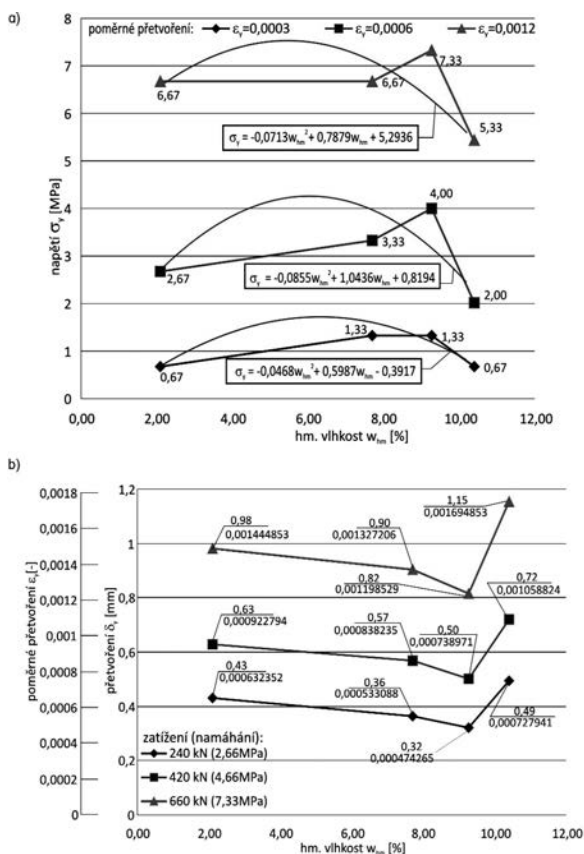
2. Experimentální výzkum

Pro experimentální výzkum vlivu změny vlhkosti na zůstatkovou zatížitelnost a tuhost zdiva byla vyrobena zkušební tělesa rozměru 300×300×900 mm z cihel plných pálených CP 20 na maltu vápennou MV 2 s tloušťkou ložné spáry cca 15 mm (série I) a rozměru 450×450×1 440 mm z cihel plných pálených CP 15 na maltu vápennou MV 1 s tloušťkou ložné spáry cca 15 mm (série II). Jejich hmotnostní vlhkost se pohybovala mezi 1,40-16,63 %. Vzhledem k rozdílné kvalitě malty a cihel použitých na zdivo pilířů 450×450×1 440 mm a zdivo pilířů 300×300×900 mm, především rozdílná pórovitost, nasákavost a pevnost cihel a malty, jsou získané výsledky pro obě rozměrové řady hodnoceny odděleně.

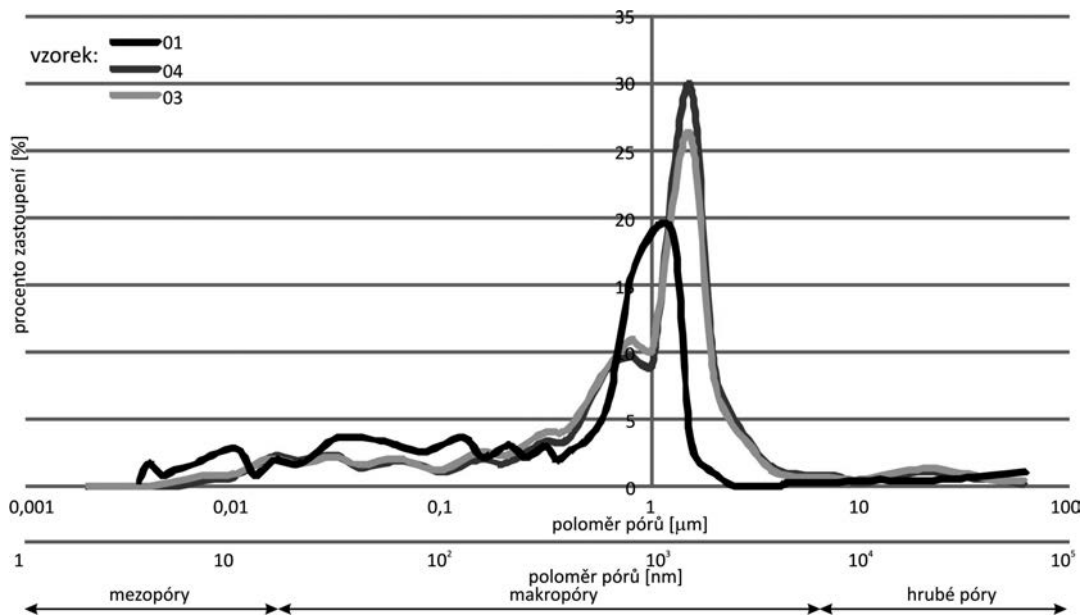
Vzorky cihel označené 03 a 04 kvality CP 20 byly použity pro zdění pilířů rozměru 300×300×900 mm série I. Rtuťovou porozimetrií byla stanovena distribuce pórů charakterizovaná nejčastějším zastoupením pórů o poloměru $r \in (7 \cdot 10^2; 5 \cdot 10^3)$ nm, jejichž podíl na celkové distribuci se u zkušebních těles pohyboval v intervalu 59,7-62,5 %. Maximální hmotnostní vlhkosti cihel zkušebních těles série I bylo dosaženo v rozmezí 12-19 %. Vzorky cihel CP 15 označené 01a a 01b, použité pro zdivo zkušebních těles 450×450×1 440 mm (série II), měly největší zastoupení pórů o poloměru $r \in (10; 7 \cdot 10^2)$ nm a jejich podíl se pohyboval kolem 49,1 % v celkové distribuci pórů. Maximální hmotnostní vlhkost cihel se u zkušebních těles série II pohybovala v mezi 18,2-23,4 % (obr. 2).

Z průběhu experimentálně získaných závislostí vlivu vlhkosti (vyjádřené hodnotou hmotnostní vlhkosti w_{hm}) na deformační (δ), přetvárné (ϵ) a mezní hodnoty pevnosti zdiva (f_{umsc}) zkušebních těles 300×300×900 mm série I zatížených dostřednou tlakovou silou znázorněných na obr. 4 až obr. 7 lze formulovat tyto závěry:

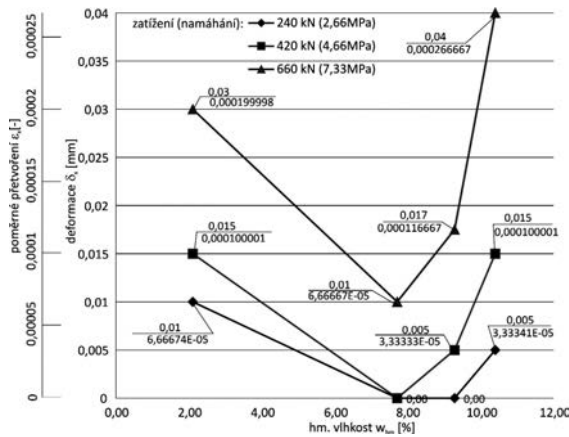
– Vliv obsahu vlhkosti v pórovém systému zdiva je v rozsahu nízkého až maximálního nasáknutí pórů proměnný a jeho charakter je závislý zejména na celkovém obsahu vlhkosti, distribuci pórů a celkové pórovitosti. V rozsahu hmot-



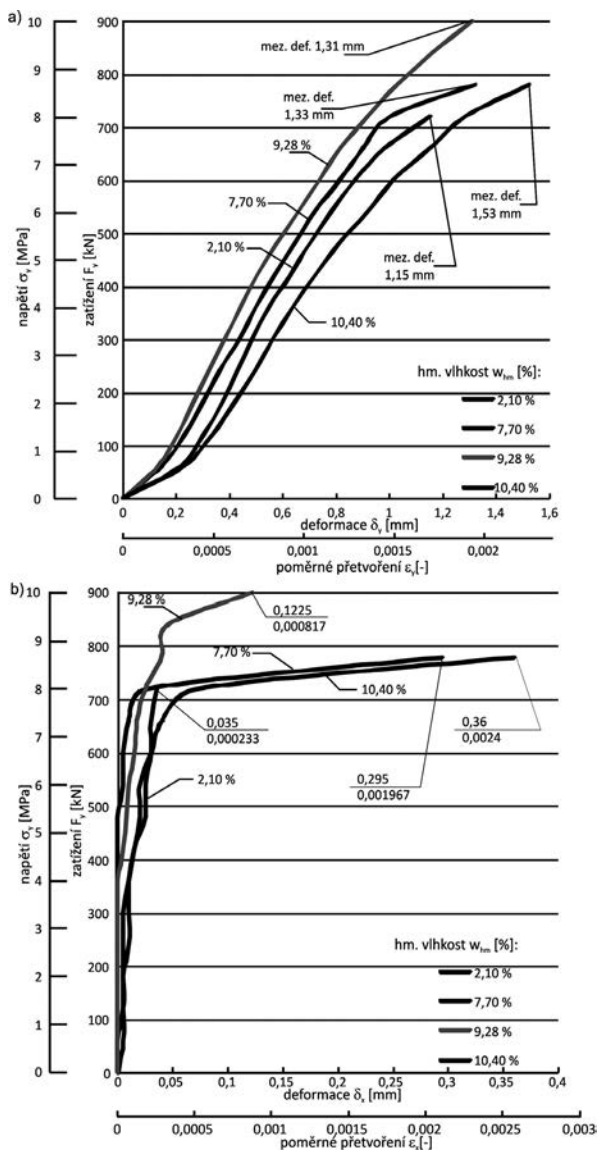
Obr. 3. a) Závislost velikosti normálových napětí v tlaku σ_y na hmotnostní vlhkosti zděných pilířů w_{hm} pro zvolené hodnoty přetvoření zdiva ϵ_y (0,0003; 0,0006; 0,0012); b) porovnání experimentálně zjištěných celkových svislých deformací (přetvoření) ϵ_y (ϵ_y) při stejných úrovních zatížení (namáhání 2,66; 4,66; 7,33 MPa) v závislosti na hmotnostní vlhkosti w_{hm}



Obr. 2. Příklad distribučních křivek pórů vzorků cihel

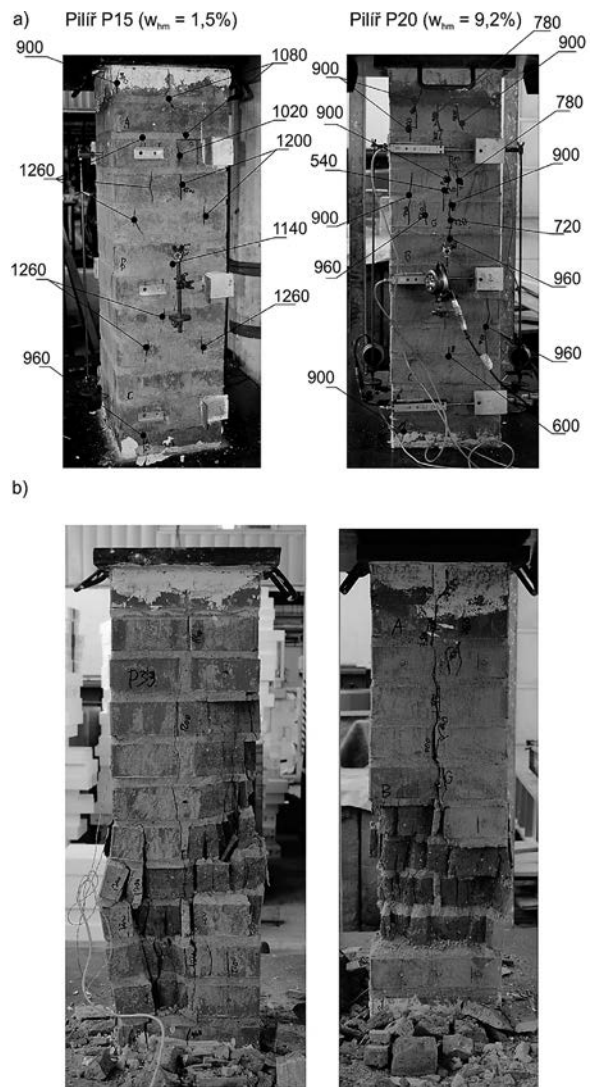


Obr. 4. Celkové vodorovné deformace (přetvoření) δ_x (ϵ_x) při stejné úrovni zatížení (namáhání) 2,66; 4,66; 7,33 MPa v závislosti na hmotnostní vlhkosti w_{hm}



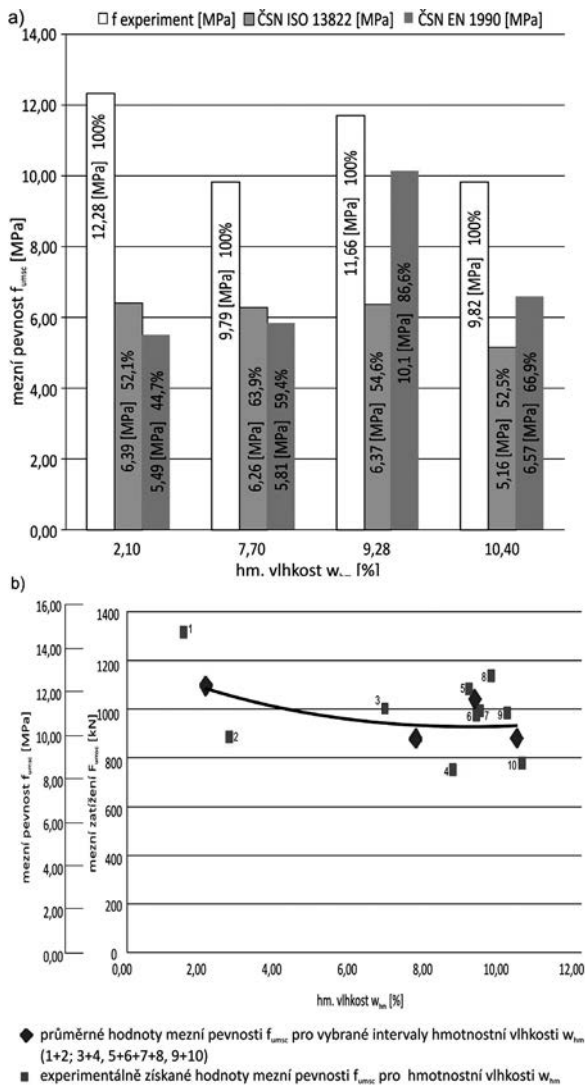
Obr. 5. Průběh experimentálně naměřených hodnot celkových δ_x a poměrných ϵ_x svislých deformací (přetvoření)(a) a hodnot celkových δ_x a poměrných ϵ_x vodorovných deformací (přetvoření)(b) v závislosti na normálovém napětí v tlaku σ_y

nostní vlhkosti zdiva $w_{hm} \in (2\%; 9,5\%)$ dochází při porovnání svislých a vodorovných deformací a přetvoření při stejné úrovni tlakového zatížení k poklesu deformací a přetvoření (obr. 3, obr. 4). V rozsahu vlhkosti zdiva $w_{hm} \geq 9,5\%$ dochází postupně k nárůstu hodnot svislých a vodorovných deformací a přetvoření při stejné úrovni tlakového zatížení. S tímto závěrem jsou v souladu i výsledky analýzy velikosti kritických zatížení při vzniku 1. trhliny (obr. 3b, obr. 4), která prokázala vyšší náchylnost zdiva s vlhkostí $w_{hm} \geq 9,5\%$ ke vzniku tahových trhlin v porovnání s hodnotami kritických zatížení zkušebních vzorků s vlhkostí ($w_{hm} < 9,5\%$). Experimentální výzkum prokázal významný nárůst vodorovných deformací zdiva s vlhkostí $w_{hm} \geq 9,5\%$ (obr. 4, obr. 5) zejména při vyšších úrovních zatížení.



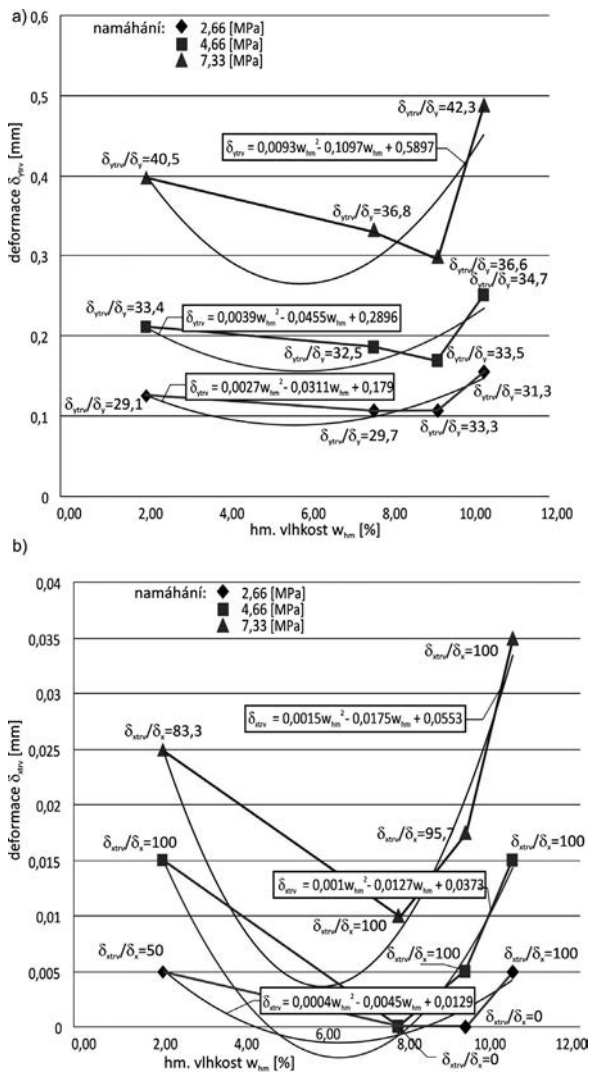
Obr. 6. a) Postupné porušování pilířů; b) příklad porušených pilířů po dosažení jejich mezní únosnosti

– Experimentální výzkum zkušebních vzorků série I prokázal, že vyšší nasycení pórů zdiva vyjádřené hmotnostní vlhkostí w_{hm} je provázeno snížením mezní pevnosti zdiva v tlaku f_{limsc} (obr. 7). Experimentálně zjištěná mezní pevnost pilířů s vlhkostí 1,5 % byla 14,6 MPa (100 %), mezní pevnost pilířů s vlhkostí 10,4 % byla 8,67 MPa (59,1 % pevnosti pilíře s vlhkostí 1,5 %).



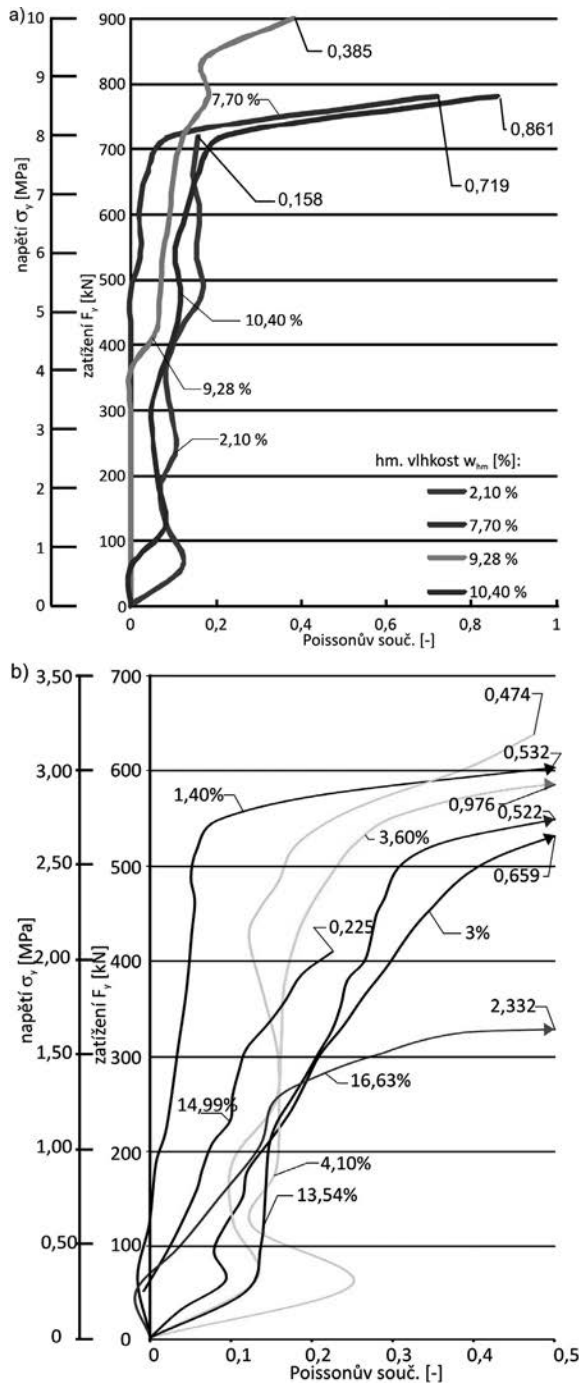
Obr. 7. a) Porovnání experimentálně získaných hodnot mezní pevnosti v tlaku f_{ums} zděných pilířů 300×300×900 mm, mezní pevnosti v tlaku zdiva f_u stanovené podle ČSN ISO 13822 a mezní pevnosti v tlaku f_u stanovené podle ČSN EN 1990 v závislosti na hmotnostní vlhkosti zdiva w_{hm} ; b) závislost experimentálně stanovené mezní pevnosti v tlaku f_{ums} zděných tlacených pilířů rozměrů 300×300×900 mm na hmotnostní vlhkosti w_{hm}

- Nárůst trvalých složek svislých a vodorovných deformací δ_{ytrv} a δ_{xtrv} (obr. 8) v závislosti na tlakovém namáhání zdiva pilířů σ_y pro vyšetřované hodnoty hmotnostní vlhkosti w_{hm} je v souladu s průběhem celkových deformací (δ_y a δ_x , obr. 5) v závislosti na hmotnostní vlhkosti. Z průběhu závislosti δ_y/w_{hm} a δ_x/w_{hm} pro zvolené úrovně zatížení (obr. 8) je patrné, že se zvyšující se úrovní normálových napětí v tlaku výrazně narůstá vliv vlhkosti obsažené v pórech zdiva na velikost trvalých vodorovných a svislých deformací zdiva pilíře (δ_{ytrv} a δ_{xtrv}) v porovnání s odpovídajícími deformacemi při vlhkosti zdiva $w_{hm} = 2,1$ %, přičemž tato tendence je patrná zejména v případě trvalých vodorovných deformací δ_{xtrv} (obr. 8b).
- Hodnota poměru $\epsilon_x/\epsilon_y/\sigma_y$ (Poissonova součinitele) zdiva pilířů 300×300×900 mm série I s hmotnostní vlhkostí v intervalu $w_{hm} \in (6,8; 9,6)$ % pro namáhání $\sigma_y < 4$ MPa, tj. $\sigma_y \in (0,4; 0,5)$ σ_{yu} je přibližně nulová $\epsilon_x/\epsilon_y \approx 0$. Pro hodnoty namáhání zdiva pilířů v tlaku $\sigma_y > 4$ MPa (tj. v oblasti návrhových zatížení leží v intervalu (0; 0,18), tj. experi-



Obr. 8. a) Průběh experimentálně naměřených hodnot svislých trvalých deformací δ_{ytrv} (a) a vodorovných trvalých deformací δ_{xtrv} (b) v závislosti na hmotnostní vlhkosti zděných pilířů w_{hm} pro vybrané úrovně namáhání (2,66; 4,66; 7,33 MPa) pro pilíře 300×300×900 mm, (δ_{ytrv}/δ_y [%], δ_{xtrv}/δ_x [%])

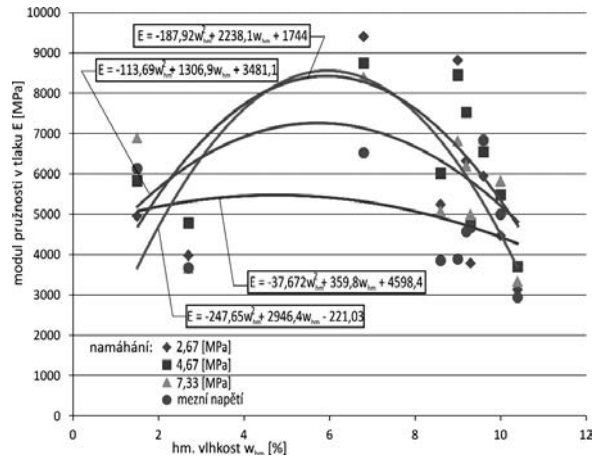
- mentální hodnoty dosahují v průměru hodnot menších než je normová hodnota Poissonova součinitele ($\mu = 0,15$). Pro zdivo pilířů s hmotnostní vlhkostí $w_{hm} 2,1$ % a 10,4 % a pro namáhání $\sigma < 0,65$ σ_{yu} (0,8 MPa) je uvedený poměr (Poissonův součinitel) menší nebo roven hodnotě 0,15 (obr. 9a).
- Průběh závislosti statického modulu pružnosti v tlaku E zdiva zkušebních pilířů 300×300×900 mm série I, znázorněný na obr. 10, dokládá počáteční nárůst statického modulu pružnosti v tlaku E při počátečním zvýšení hmotnostní vlhkosti $w_{hm} \in (1,5; 7,7)$ % o 10–50 % v závislosti na úrovni namáhání zdiva v tlaku σ_y , a následný pokles statického modulu pružnosti v tlaku E při zvýšené hmotnostní vlhkosti zdiva $w_{hm} \in (7,7; 10,4)$ % na hodnotu 70–90 % počáteční hodnoty statického modulu pružnosti v tlaku E při $w_{hm} = 2,1$ % $E = 6 852$ MPa = 100 %. Podobně jako v předchozích případech také závislost $E \times w_{hm}$ ukazuje na výrazný vliv vlhkosti na fyzikálně mechanické vlastnosti zdiva zejména při zvýšených úrovních zatížení. Charakteristický průběh závislosti statického modulu pružnosti v tlaku E zdiva pilířů série I je znázorněný na obr. 10.



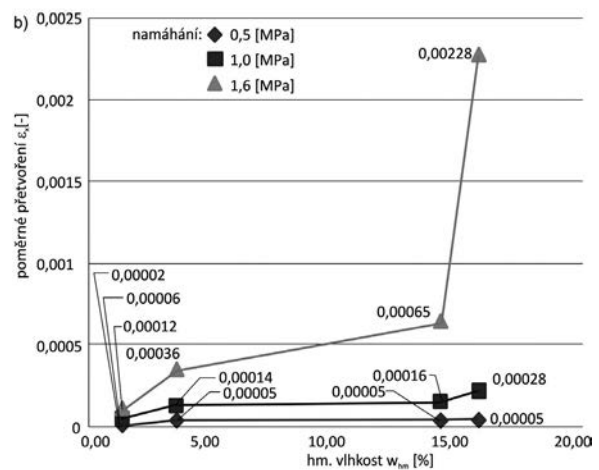
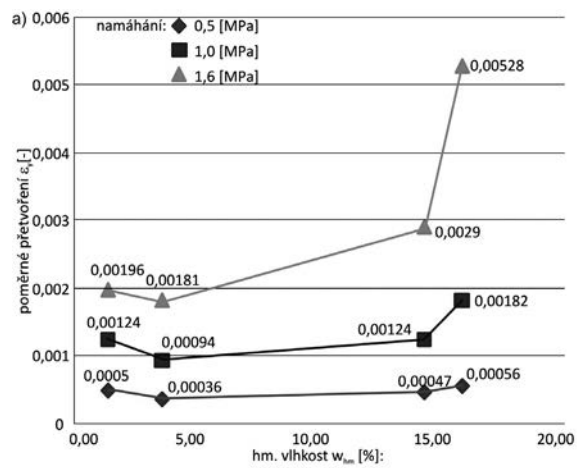
Obr. 9. Experimentálně zjištěná závislost $\varepsilon_x/\varepsilon_y \times \sigma_y$ (Poissonova součinitele) tlačných zděných pilířů a) série I (300×300×900 mm); b) série II (450×450×900 mm)

Deformace (δ), přetvoření (ε) a mezní pevnosti (f_{umsc}) **zkušebních těles 450×450×1440 mm série II** jsou znázorněny na obr. 11 až obr. 14. Z uvedených závislostí je patrný shodný, i když co do velikosti odlišný, vliv množství vlhkosti obsažené v pórech na deformace (δ), přetvoření (ε) a mezní pevnosti (f_{umsc}) zdiva zkušebních vzorků série II (rozdílná pórovitost, nasákovatost a pevnost složek zdiva) při zatížení zdiva dostřednou tlakovou silou:

- Z průběhu experimentálně získaných závislostí normálových napětí a poměrných přetvoření $\delta_y \times w_{hm}$ a $\varepsilon_y \times w_{hm}$ (obr. 11) pro zvolené úrovně namáhání (0,5 MPa; 1,0 MPa; 1,6 MPa) je patrný nárůst deformací a poměrných



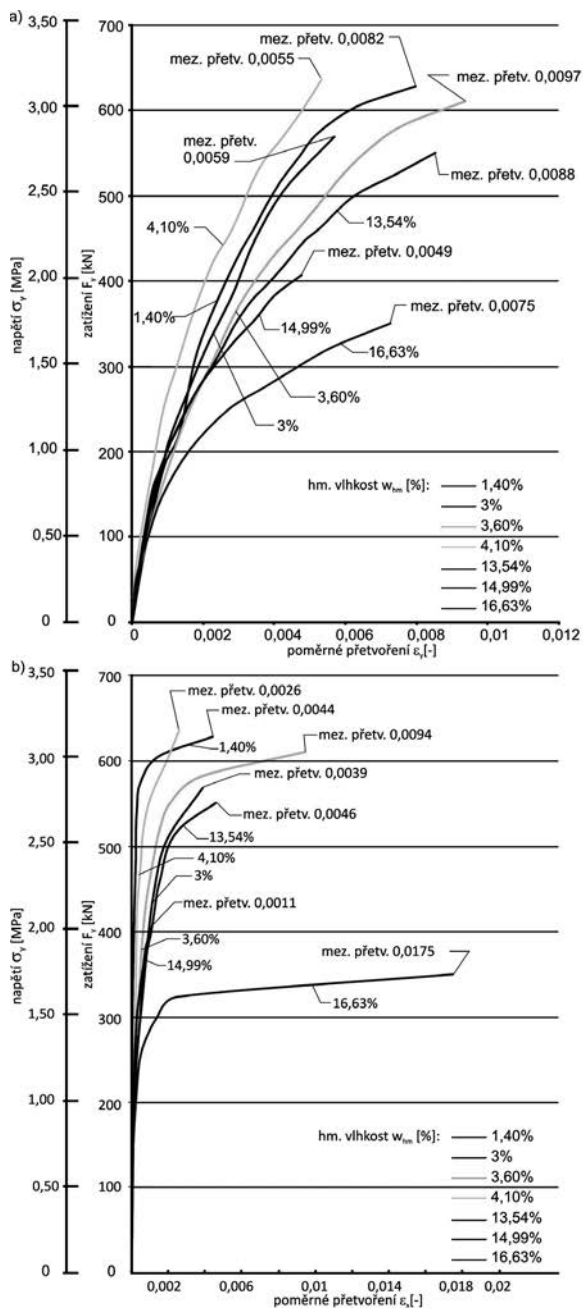
Obr. 10. Závislost experimentálně zjištěného statického modulu pružnosti v tlaku E zdiva pilířů na hmotnostní vlhkosti w_{hm} pro vybrané úrovně namáhání série I (300×300×900 mm; namáhání 2,66; 4,66; 7,33; mezní napětí σ_{yil} MPa)



Obr. 11. Porovnání experimentálně zjištěných (a) svislých poměrných přetvoření ε_y a (b) vodorovných poměrných přetvoření ε_x při stejných úrovních namáhání (0,5; 1,0; 1,6 MPa) v závislosti na hmotnostní vlhkosti w_{hm} zděných pilířů 450×450×1 440 mm

přetvoření zděných pilířů při hmotnostní vlhkosti w_{hm} větší než 14,27 % proti deformacím při hmotnostní vlhkosti $w_{hm} \in (1,4; 8,0) \%$. Průběh uvedených závislostí dokládá proměnný vliv vlhkosti obsažené v pórech zdiva na tuhost a přetváření pilířů. Zdivo pilířů vykazuje relativně mírné zvýšení tuhosti při hodnotách hmotnostní vlhkosti

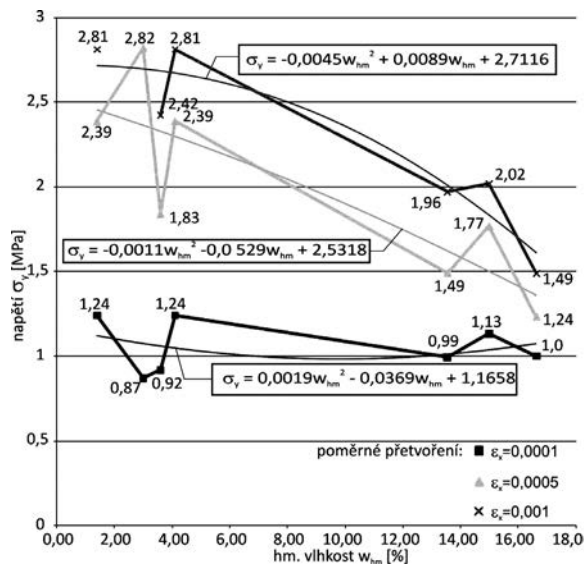
$w_{hm} \in (1,4; 8,0 \%)$, a naopak relativní snížení tuhosti (progressivní nárůst deformací) při zdíva w_{hm} větší než 10 %, přičemž, jak je patrné z grafů na obr. 12, tento proměnný vliv vlhkosti se výrazněji projevuje při vyšším zatížení. Nárůst deformací δ_y (poměrného přetvoření ε_y) tlačného zdíva pilířů $450 \times 450 \times 1\,440$ mm pro vybrané úrovně namáhání σ_y při hmotnostní vlhkosti $w_{hm} = 15,81 \%$ činí cca 10 % (pro nižší úroveň zvoleného zatížení) až 250 % (pro nejvyšší úroveň zvoleného zatížení, obr. 11).



Obr. 12. Průběh experimentálně naměřených hodnot poměrných svislých přetvoření ε_y (a) a hodnot vodorovných poměrných přetvoření ε_x (b) v závislosti na normálovém napětí v tlaku σ_y pro různé hodnoty hmotnostní vlhkosti w_{hm} zděných pilířů $450 \times 450 \times 1\,440$ mm

– Průběh poměrných vodorovných deformací ε_x , ve shodě s průběhem poměrných svislých deformací ε_y , vykazuje nejnižší hodnoty vodorovných deformací pilířů při hmotnostní vlhkosti $w_{hm} \in (1,4; 3,56 \%)$ a nárůst deformací při

hmotnostní vlhkosti w_{hm} větší než 14,27 % (obr. 12). Průběh závislosti $\sigma_y \times \varepsilon_x$ pro zvolené hodnoty přetvoření zdíva ε_x (obr. 13) ukazuje na výrazný nárůst vodorovných přetvoření zdíva pilířů při narůstající hmotnostní vlhkosti $w_{hm} > 4 \%$. Obdobný charakter má i závislost $\varepsilon_x \times w_{hm}$, znázorněná na obr. 12. Relativní pokles tuhosti, provázený výrazným nárůstem deformace zejména při vyšších úrovních zatížení, dokládá např. porovnání hodnot poměrných přetvoření při hmotnostní vlhkosti $w_{hm} = 1,36 \%$ a při hmot-



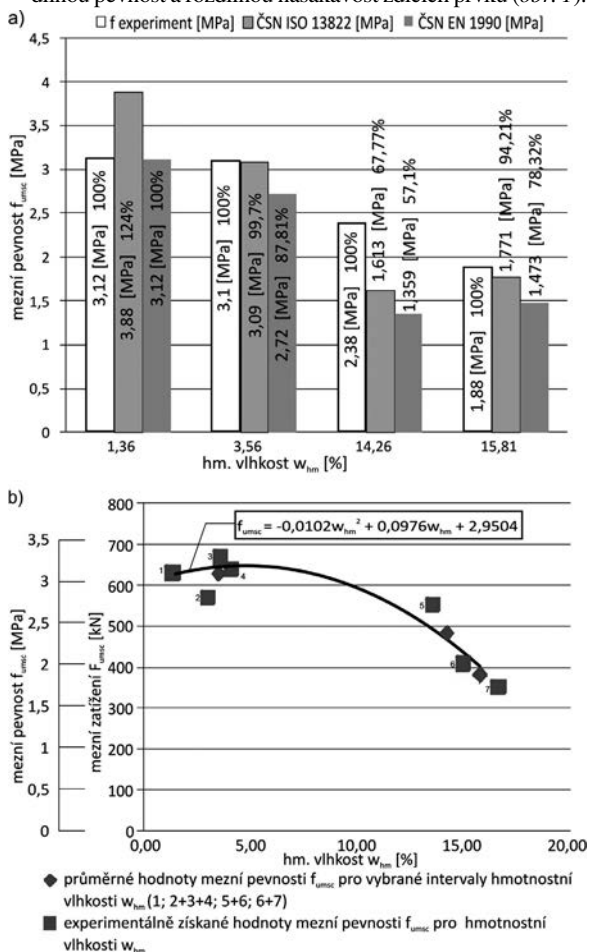
Obr. 13. Závislost velikosti normálových napětí v tlaku σ_y na hmotnostní vlhkosti zděných pilířů w_{hm} pro zvolené hodnoty přetvoření zdíva ε_x (0,0001; 0,0005; 0,001) pro pilíře $450 \times 450 \times 1\,440$ mm

nostní vlhkosti $w_{hm} = 15,81 \%$, kdy pro zvolenou úroveň namáhání $\sigma_y = 0,5$ MPa je hodnota poměrného přetvoření ε_x při $w_{hm} 15,81 \%$ 2,5násobkem hodnoty poměrného přetvoření ε_x při $w_{hm} = 1,36 \%$, zatímco při $\sigma_y = 1,6$ MPa poměr mezi poměrným přetvořením ε_x při $w_{hm} 15,81 \%$ a poměrným přetvořením ε_x při $w_{hm} 1,36 \%$ činí cca 6,5. Z uvedeného porovnání je zřejmé, že změny fyzikálně mechanických vlastností, způsobené nasycením pórového systému zdíva, se zvýšenou mírou uplatňují při vyšších úrovních zatížení.

- Z porovnání hodnot mezní pevnosti zdíva v tlaku f_{umsc} na hmotnostní vlhkosti w_{hm} je patrný pokles mezní pevnosti v tlaku zdíva f_{umsc} při hmotnostní vlhkosti $w_{hm} = 15,81 \%$ na 60 % mezní pevnosti zdíva v tlaku f_{umsc} při hmotnostní vlhkosti $w_{hm} = 1,36 \%$, tj. pokles mezní pevnosti zdíva v tlaku f_{umsc} o 40 % v porovnání s mezní pevností zdíva v tlaku f_{umsc} při hmotnostní vlhkosti $w_{hm} = 1,36 \%$ (obr. 8). Z porovnání experimentálně získaných hodnot mezní pevnosti zděných pilířů v tlaku f_{umsc} a mezní pevnosti stanovené podle ČSN ISO 13822 v závislosti na hmotnostní vlhkosti zdíva w_{hm} (obr. 14) je patrná výrazně nižší hodnota mezní pevnosti zdíva v tlaku stanovené podle uvedené normy pro hmotnostní vlhkost $w_{hm} = 14,26 \%$. Mezní pevnost zdíva v tlaku f_{umsc} , stanovená podle ČSN ISO 13822 pro vyšetřované hodnoty hmotnostní vlhkosti w_{hm} , dosahuje 68–124 % experimentálně stanovené mezní pevnosti zdíva v tlaku f_{umsc} .
- Průběh závislosti $\varepsilon_x/\varepsilon_y \times \sigma_y$ – Poissonova součinitele tlačných zděných pilířů $450 \times 450 \times 1\,440$ mm série II pro různé hodnoty hmotnostní vlhkosti zdíva pilířů w_{hm} dokládá ná-

růst tohoto součinitele vlivem hmotnostní vlhkosti zdiva pilířů w_{hm} , např. pro úroveň namáhání $\sigma_y = 1,5$ MPa (tj. 45-80 % mezního namáhání) tento nárůst Poissonova součinitele pro hmotnostní vlhkost $w_{hm} = 14,27$ % činí šestinásobek hodnot Poissonova součinitele při hmotnostní vlhkosti $w_{hm} = 1,36$ %. Hodnoty poměru $\varepsilon_x/\varepsilon_y$ pro $w_{hm} = 1,36$ % až do úrovně namáhání $\sigma_y = 85$ % σ_y jsou menší než 0,15 (0,0001 až 0,05). Při zvýšení hmotnostní vlhkosti zdiva pilířů $w_{hm} > 1,36$ % a namáhání $\sigma_y > 2,5$ MPa (tj. 75-95 % mezního namáhání) je hodnota poměru $\varepsilon_x/\varepsilon_y > 0,15$ (obr. 9b).

– Experimentální výzkum prokázal pokles mezní pevnosti zdiva v tlaku f_{umsc} a tuhosti zdiva v tlaku vlivem zvýšené až velmi vysoké vlhkosti zdiva (ČSN P 73 0610) $w_{hm} > 7,5$ %, přičemž vliv zvýšení vlhkosti se výrazněji projevil u zdiva s nižší kvalitou cihel a malty (zkušební pilíře série II). Pálené cihly série I a série II měly rozdílnou distribuci pórů, rozdílnou pevnost a rozdílnou nasákavost zdicích prvků (obr. 1).



Obr. 14. a) Porovnání experimentálně získaných hodnot mezní pevnosti v tlaku f_{umsc} zděných pilířů $450 \times 450 \times 1\,440$ mm, mezní pevnosti v tlaku f_u stanovené podle ČSN ISO 13822 a mezní pevnosti v tlaku f_u stanovené podle ČSN EN 1990 v závislosti na hmotnostní vlhkosti zdiva w_{hm} ; b) závislost experimentálně stanovené mezní pevnosti v tlaku zděných tlacených pilířů rozměru $450 \times 450 \times 1\,440$ mm na hmotnostní vlhkosti w_{hm}

3. Shrnutí

Experimentální výzkum byl zaměřen na nalezení souvislosti významných fyzikálně mechanických vlastností zdiva z cihel na množství vlhkosti w_{hm} obsažené v pórovém systému. Vzhledem k šíři tohoto výzkumu, a především ke značné variabilitě vybraných poréznych materiálů, nebylo možné v jednotlivých případech zkoumaných závislostí získat potřebný počet experimentálně podložených výsledků umož-

ňujících statistické vyhodnocení získaných hodnot hledaných závislostí. Velmi obtížné vzhledem ke zmíněné variabilitě zejména pórového systému bylo vyloučit při analýze sledovaných závislostí vliv zbývajících parametrů (v daném případě např. vliv rozdílné distribuce pórů, popř. nasycenosti pórů). Uvedené podmínky výzkumu jsou příčinou určitého rozptylu, popř. výskytu extrémních hodnot sledovaných vlastností (f , E), které bylo nutné při analýze výsledků výzkumu vzít v úvahu. Výzkum vlivu nasycenosti pórů na mezní pevnost v tlaku f_u a statický modul pružnosti v tlaku E , který vyžadoval určitou dobu smáčení vzorků vodou, byl zákonitě provázen některými dalšími procesy – chemickými, při nichž může docházet k oslabování pojivové složky, – fyzikálními, při nichž může docházet k objemovým změnám některých minerálních složek, – fyzikálně mechanickými procesy provázenými mechanickými stavy napjatosti, změnou pórových napětí, která mohou ovlivnit sledované fyzikálně mechanické vlastnosti poréznych materiálů. Tyto otázky jsou předmětem dalšího výzkumu zaměřeného na spolehlivost, optimalizaci a trvanlivost stavebních materiálů a konstrukcí.

Článek vznikl za podpory výzkumného záměru MSM6840770001 „Spolehlivost, optimalizace a trvanlivost stavebních materiálů a konstrukcí“.

Literatura

- [1] Čejka, T.: Experimentální výzkum vlivu vlhkosti na mechanické vlastnosti historických zděných konstrukcí. [Habilitation práce], ČVUT, Praha, 2009.
- [2] Witzany, J. – Čejka, T. – Zigler, R.: Dílčí výsledky průzkumných prací na objektu jižního a východního křídla budov prelatury a konventu Kláštera v Teplé. [Výzkumná zpráva], Praha, 2009.
- [3] Výzkumný záměr MSM 6840770001 „Spolehlivost, optimalizace a trvanlivost stavebních materiálů a konstrukcí“, řešitel Witzany, J., 2005-2011.

Čejka, T. – Witzany, J.: Effect of Moisture Change on Residual Carrying Capacity and Rigidity of Masonry

This paper presents the results of an analysis of experimental investigation of the effect of moisture on deformation, distortion and rigidity of brick masonry. The experimental investigation took place in two series of brick masonry pillars. Pillars of series I of the layout dimensions 300×300 mm, approximately 900 mm of height made of bricks CP 20 on mortar MV 2; pillars of series II were built of bricks CP 15 on mortar MV 1 with layout dimensions 450×450 mm, some 1,440 mm in height.

Čejka, T. – Witzany, J.: Der Einfluss der Änderung des Feuchtegehalts auf die Restbelastbarkeit und Steifigkeit von Mauerwerk

Im Beitrag werden die Ergebnisse der Analyse einer experimentellen Untersuchung des Einflusses des Feuchtegehalts auf die Formänderungen und die Steifigkeit von Ziegelmauerwerk behandelt. Die experimentelle Untersuchung wurde an zwei Serien von Mauerwerkspfählen vorgenommen. Die Pfeiler der Serie I aus Ziegeln CP 20 mit Mörtel MV 2 hatten die Grundrissmaße 300×300 mm und eine Höhe von ca. 900 mm, die Pfeiler der Serie II aus Ziegeln CP 15 mit Mörtel MV 1 hatten die Grundrissmaße 450×450 mm und eine Höhe von ca. 1 440 mm.

Nový systém pro spolehlivé připojení hydroizolačních pásů k plechům zaraženým do zdiva

Ing. Jiří PAZDERKA, Ph.D.

Ing. Radek ZIGLER, Ph.D.

ČVUT – Fakulta stavební
Praha

Problematika napojení svislých a vodorovných povlakových hydroizolací na dodatečnou hydroizolační clonu z plechů zaražených ve zdivu je naprosto klíčová, pokud má být zajištěna spolehlivost a trvanlivost hydroizolační obálky spodní stavby sanovaného objektu. Článek představuje nový systém pro spolehlivé připojení hydroizolačních pásů k plechům zaraženým do zdiva.

Sanace vlhkého zdiva – mechanické metody

Sanace vlhkého zdiva proti účinkům vztlínající vlhkosti patří mezi aktuální témata současného stavebnictví. Existuje mnoho metod a sanačních postupů, kterými je možné zamezit šíření vlhkosti pórovým systémem zdiva. Mezi nejúčinnější (ale také finančně nejnákladnější) patří tzv. mechanické metody. Jejich principem je vytvoření dodatečné vodorovné hydroizolační vrstvy ve zdivu, která zabrání dalšímu vztlínání vlhkosti do vyšších poloh. Dodatečnou hydroizolační clonu je možné vytvořit např. prořezáním vodorovné spáry ve zdivu (elektrickou řetězovou pilou, popř. lanovou pilou) a vložením povlakové hydroizolace nebo hydroizolační desky. Další možností je postupné probourání (po záběrech) a výměna soklového zdiva včetně vložení povlakové hydroizolace do ložné spáry. Obě metody patří mezi tradiční sanační technologie, používané u nás již desítky let. Kromě nich však existuje další mechanická metoda sanace vlhkého zdiva (u nás používaná od devadesátých let) založená na vytvoření hydroizolační clony zaražením nerezavějících plechů do ložné spáry ve zdivu.

Dodatečná hydroizolace ze zaražených plechů

Tato, původem rakouská technologie, je již „oficiální“ sanační metodou, uznanou Vědeckotechnickou společností pro sanaci staveb a péči o památky (WTA). Základním prvkem je mírně zvlněný plech (s výškou vlny cca 5 mm) z ušlechtilé oceli (na bázi chrom-niklu) s vysokou protikorozní odolností. Dodatečná hydroizolační vrstva ve zdivu vznikne postupným zaražením (beraněním) jednotlivých plechů speciálním pneumatickým kladivem do ložné spáry ve zdivu. Metodu je tedy možné použít pouze na zdivo s průběžnou ložnou spárou dostatečně tloušťky (tradiční cihelné zdivo z plných pálených cihel). Smíšené zdivo, zdivo z lomového kamene a další druhy zdiva bez průběžné vodorovné spáry obvykle není možné touto metodou sanovat. Vzájemné napojení sousedních plechů může být zajištěno dvěma způsoby (v závislosti na výrobci):

- vzájemným překrytím plechů o dvě až tři vlny v šířce 50 až 80 mm;
- použitím plechů s koncovým zámekem (ohybem), při němž jsou sousední plechy do sebe vzájemně „zakousnuty“.

Výhodou této sanační metody je rychlejší provádění proti klasickému podřezávání zdiva (podle výrobců až čtyřikrát). Další výhodou je menší zásah do statiky budovy a z toho vyplývající podstatně menší riziko poruch nosných konstrukcí. Nevýhodou je potřeba dostatečně velkého pracovního prostoru (výkopu) na vnější straně budovy (plechy není vhodné zarážet z interiéru pro vysokou prašnost při provádění). Stroj s pneumatickým kladivem potřebuje prostor široký asi 1 m, avšak je třeba počítat ještě s délkou plechu přípevněného před začátkem zaražení. Pro zdivo tloušťky 600 mm je tedy nutný pracovní prostor šířky minimálně 1,7 m (plech bývá obvykle minimálně o 50 mm na každou stranu delší pro napojení povlakové hydroizolace). Další nevýhodou proti klasickému podřezávání zdiva řetězovou pilou je vyšší cena za 1 bm (může být i dvojnásobná).

Metodou založenou na zaražení plechů lze sanovat zdivo tloušťky max. 1 m (dáno maximální délkou plechu). U zdiva větší tloušťky sice výrobci uvádějí možnost zaražení plechů z obou stran proti sobě, avšak tento postup budí určité rozpaky z hlediska nemožnosti spolehlivého napojení plechů uprostřed stěny. Dalším problémem, který se však týká všech mechanických metod sanace (tedy i klasického podřezávání zdiva), je zvýšení vlhkosti pod nově provedenou hydroizolační vrstvou. Vlhkost, která již nemůže vzlínat do vyšších poloh zdiva, se akumuluje pod plechy, a může tak urychlit degradační procesy ve zdivu. V určitých případech tedy existuje riziko, že se po provedení clony z plechů zhorší fyzikálně mechanické parametry zdiva pod clonou (pokles pevnosti v tlaku, vzrůst součinitele tepelné vodivosti a obsahu solí). Obvykle se doporučuje zajistit dostatečný odpar vlhkosti ze zdiva v místě pod plechy (např. vytvořením provětrávaného soklu nebo předstěny). Celkově však lze říci, že v případě jednostranného zaražení plechů do zdiva a při dodržení technologických postupů je tato sanační metoda pro vytvoření dodatečné vodorovné hydroizolace ve zdivu vysoce účinná a spolehlivá.

Napojení povlakových hydroizolací na plechy – současný stav

I přesto, že se sanační metody pro zaražení plechů do zdiva v České republice používají již přes dvacet let, nejsou všechny jejich součásti detailně propracovány. Typickým problémem je spolehlivost napojení povlakových hydroizolací na plechy. Dodavatelé ve svých podkladech obvykle řeší pouze provedení hydroizolační clony ve zdivu a nevnímají sanační zásah v celkových souvislostech. Avšak každá dobře provedená sanace spodní stavby musí spočívat v provedení spojitě hydroizolační obálky, která začíná a končí nad terénem. Provedení hydroizolační clony ve zdivu pomocí plechů postrádá smysl, pokud není tato clona napojena na navazující povlakové hydroizolace v podlaze na terénu a na suterénní stěně (u podsklepených objektů).

V současné době se při dodatečné hydroizolaci plechy zaraženými do zdiva používá pro napojení svislých a vodo-

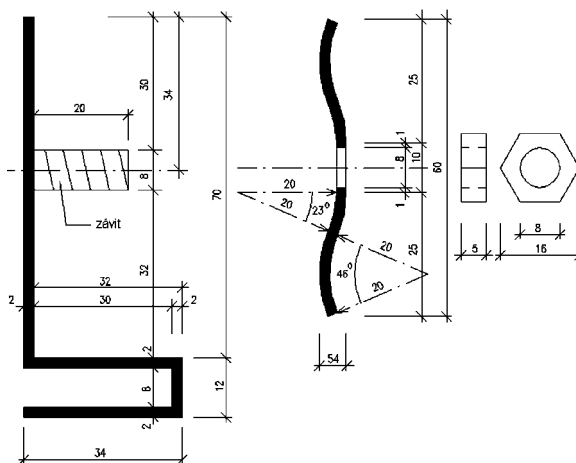
rovných pásů (obvykle bitumenových) pouze „spojení“ přesahem (položením izolačního pásu na plech), v lepším případě natavením pásu horkovzdušným hořákem (často s přidáním litého asfaltu). O nedostatečné spolehlivosti takového napojení není pochyb, natavení asfaltového pásu v tomto případě nelze považovat za spolehlivé. Je třeba si uvědomit, že asfaltový pás s modifikovaným asfaltem typu SBS (izolování spodní stavby oxidovanými asfaltovými pásy typu IPA apod. je obecně nesprávné, proto je zde zmíněn pouze pás typu SBS), který by měl být na clonu z plechů natavován, není schopen se tvarově přizpůsobit vlnitému profilu plechu. Proto je nezbytné použít asfaltovou závluku, která vytvoří rovinný podklad, na který je teprve možné připojit asfaltový pás. Tento „třívrstvý systém“ však celou technologii poněkud komplikuje, a zároveň snižuje výslednou spolehlivost. Dalším problémem je, že v případě předpokládaného napojení hydroizolačního pásu se plechy obvykle zarážejí s přesahem 50 mm (to doporučují podklady téměř všech výrobců). Přesah 50 mm pro natavení asfaltového hydroizolačního pásu je velmi malý, a to zejména v případě napojování svislé hydroizolace, při němž je třeba počítat se „zaoblením“ pásu při přechodu ze svislé polohy na vodorovnou (zpětný spoj). Po odečtení tohoto poloměru zůstává pro připojení pásu styčná plocha pouze 10-20 mm, což je naprosto nedostatečné. Jako řešení by se nabízelo provést větší přesah plechů, to však bývá často z konstrukčních důvodů nerealizovatelné.

Společným znakem uvedených způsobů napojení svislých a vodorovných hydroizolačních pásů na plechy zarážené do zdiva je malá spolehlivost z hlediska zajištění dlouhodobé funkční spojitosti hydroizolační obálky budovy. Natavení asfaltových pásů na zarážený plech má z hlediska vodonepropustnosti pouze omezený účinek, navíc napojování je pracné a pomalé, hydroizolační fólie mPVC prakticky nelze na plechy připojit vůbec, proto se problematika napojování izolačních pásů na plechy v praxi často opomíjí.

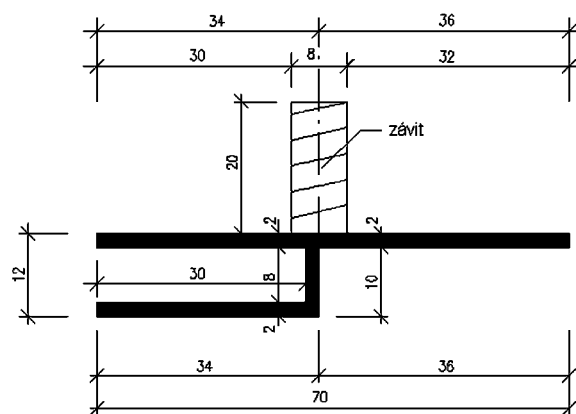
Nový systém připojení

Shora uvedené nedostatky jsou do značné míry odstraněny unikátním systémem připojení hydroizolačních pásů k plechům zaráženým do zdiva, navrženým autory tohoto článku. Podstatou nového systému je několik druhů speciálních plastových lišt, umožňujících vytvořit jakýsi „přechodový kus“ mezi povlakovou hydroizolací a plechy. Základním systémem je lišta s podlouhlou drážkou zaplněnou po celé délce těsnicím tmelem pro umístění na plech (obr. 1, obr. 2). Je opatřena spojovacími prvky pro připojení přítlačné lišty, která svírá vloženou povlakovou hydroizolaci, umístěnou mezi základní a přítlačnou lištou. Spojovací prvky mohou být na horní vodorovné straně lišty, nebo může být lišta opatřena kolmou stěnou se spojovacími prvky. Spojovací prvky jsou tvořeny čepy se závity připojenými k liště a maticemi umístěnými na čepích nad přítlačnou lištou. Rohové lišty jsou spojeny stahovacím drátem. Přítlačná lišta má tvar písmena „S“. Dotykové plochy lišt se zdívkou mohou být opatřeny pryžovým těsněním. Lišty, přítlačné lišty a spojovací prvky jsou provedeny z PVC.

Systém umožňuje spolehlivé napojení svislé i vodorovné povlakové izolace, tvořené hydroizolačními pásy, na plechy zarážené ve zdivu. Principem technického řešení je nasazení speciální tvarované plastové lišty na plechy, přičemž vodotěsné spojení mezi lištou a plechy zajišťuje silikonový tmel aplikovaný do drážky v liště bezprostředně před vložením prvku. Takto jsou lišty postupně osazeny, jedna vedle druhé, po celé délce sanované stěny. V rohu, popř. v koutě objektu, je použita speciální koncová lišta, kterou lze snadno upravit,



Obr. 1. Základní připojovací lišta typu „L“ (vlevo) a přítlačná lišta typu „S“

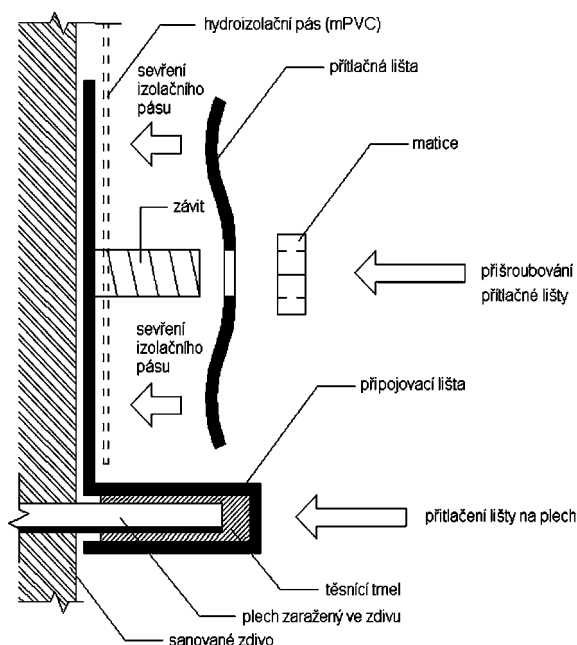


Obr. 2. Základní připojovací lišta typu „h“

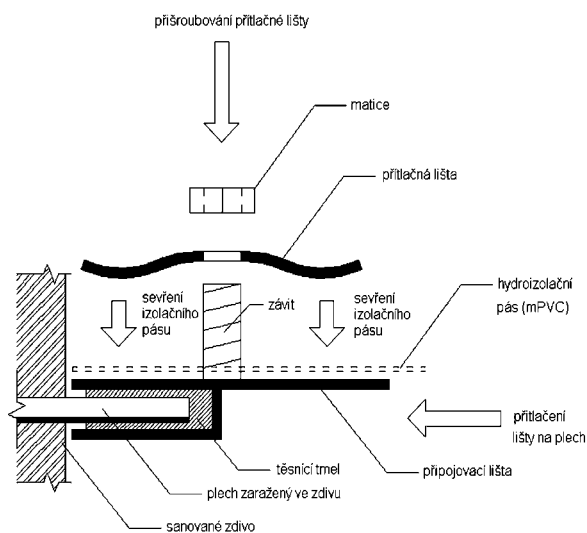
tj. uříznout na požadovanou délku. Poté je k lištám přiložen okraj hydroizolačního pásu (hydroizolace podlahy nebo suterénní stěny), ve kterém jsou vystříženy otvory pro šroubové spoje. Hydroizolační pás je následně k liště přítlačen tvarovanou přítlačnou plastovou lištou „S“ k základní liště přikotvenou plastovým šroubovým spojením. V rozích, popř. v koutech objektu, je přítlačná lišta upravena (uříznuta) na požadovanou délku nebo jsou v ní dodatečně vyvrtány otvory v závislosti na poloze závitů základní či koncové lišty. V rohu objektu je účinnost spoje zajištěna stahovacím drátem mezi posledními dvěma vruty na každé straně.

Speciální základní plastové lišty tvaru „L“ a „h“ (obr. 3 až obr. 7) a přítlačné lišty „S“ jsou vyrobeny v základní délce 2 000 mm, 3 000 mm a 4 000 mm. Z výroby jsou lišty tvaru „L“ a „h“ opatřeny nalisovanými plastovými závity \varnothing 8 mm a délky 20 mm umístěnými 250 mm od krajů lišty v rozteči 500 mm. Lišta „S“ je z výroby opatřena vyvrtanými otvory \varnothing 10 mm umístěnými 250 mm od krajů lišty v rozteči 500 mm. Doplňkové koncové lišty tvaru „L“ a „h“ jsou vyrobeny v délce 1 000 mm a jsou z výroby opatřeny nalisovaným závitem \varnothing 8 mm a délky 20 mm umístěnými 250 mm od jednoho volného konce lišty v roztečích 125 mm. Na základní liště jsou z výroby vyznačena místa vhodná pro úpravu délky (zkrácení) tak, aby byla zachována univerzálnost a funkčnost celého systému. Zkrácení základní lišty v jiném místě není přípustné. Přítlačnou lištu „S“ a doplňkovou kon-

covou lištu je možno krátit libovolně, v závislosti na rozměrech sanovaného objektu. V případě, že se předpokládá větší hydrofyzikální namáhání hydroizolační obálky budovy (to se ovšem neslučuje s okrajovými podmínkami použití technologie zarážení plechů), je možné dotykové plochy přitlačné lišty opatřit nalepením liniového pryžového těsnění.



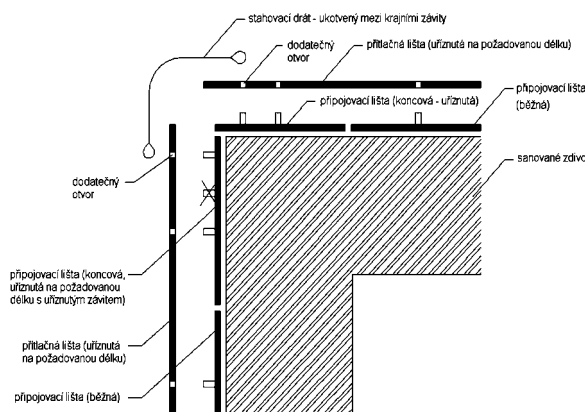
Obr. 3. Schéma připojení lišty „L“ na hydroizolační clonu z nerezavějících plechů (napojení svislé povlakové hydroizolace z mPVC na ukončovací lištu)



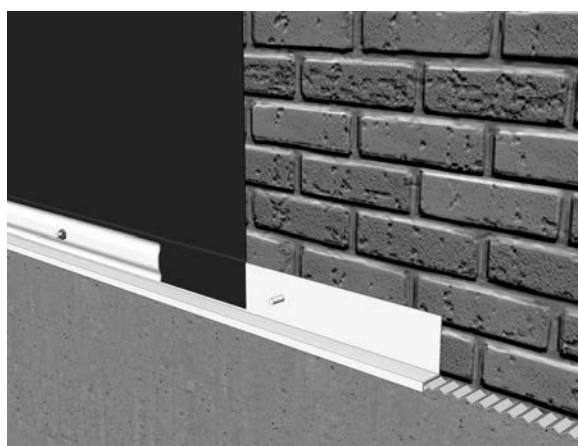
Obr. 4. Schéma připojení lišty „h“ na hydroizolační clonu z nerezavějících plechů (napojení svislé povlakové hydroizolace z mPVC na ukončovací lištu)

Závěr

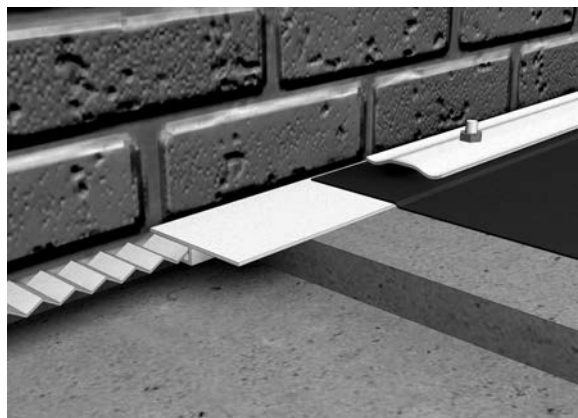
Pokud má být zajištěna spolehlivost a trvanlivost hydroizolační obálky spodní stavby objektu sanovaného metodou zarážení plechů do zdiva, je problematika napojení povlakových hydroizolací na dodatečnou hydroizolační clonu z plechů klíčová. Řešením je použití prezentovaného připojovacího systému, jehož základní výhodou proti dosavadnímu způsobu napojování (spočívajícemu v natavení asfaltového



Obr. 5. Řešení vnějšího rohu sanovaného zdiva pomocí ukončovací lišty a stahovacího drátu



Obr. 6. Vizualizace – lišta „L“



Obr. 7. Vizualizace – lišta „h“

pásku na plech) je vysoká spolehlivost a dlouhodobá trvanlivost. Systém připojovacích lišt navíc umožňuje velkou variabilitu z hlediska materiálového řešení povlakové hydroizolace – pro připojení k plechům lze použít v podstatě jakoukoli povlakovou hydroizolaci, tedy i fólie mPVC, což doposud nebylo možné. Systém připojovacích lišt, popsáný v článku, byl v roce 2011 přihlášen jako užitečný vzor [1]. Cílem sdělení bylo také upozornit na problematiku napojování povlakových hydroizolací na plechy ve zdivu, a zejména poukázat na často opomíjenou skutečnost, že dodatečnou hydroizolaci spodní stavby je vždy třeba vnímat komplexně, nikoli jen z hlediska sanace vlastního zdiva.

Článek vznikl za podpory výzkumného záměru MSM 6840770001 MŠMT „Spolehlivost, optimalizace a trvanlivost stavebních materiálů a konstrukcí“

Literatura

- [1] Čejka, T. – Pazderka, J. – Zigler, R.: Užžitný vzor (příhláška PUV 2011-24232): Systém pro připojení hydroizolačních pásů k plechům zaraženým do zdiva. ČVUT v Praze, 2011.
 [2] Podklady firmy HW-Panty, spol. s r. o.
 [3] Podklady firmy Kressida, s. r. o.

Pazderka, J. – Zigler, R.: New System for Reliable Connection of Waterproofing Felts to Masonry Driven Metal Sheets

The problems of vertical and horizontal waterproofing felts connection to masonry driven metal sheets is absolutely crucial if reliability and durability of the substructure's waterproofing layer has to be ensured. The article presents a brand new system for reliable connection of waterproofing felts to masonry driven metal sheets developed by a team of authors at the Department of Building Structures and submitted as a Utility model in 2011.

Pazderka, J. – Zigler, R.: Ein neues System zum sicheren Anschluss von Abdichtungsbahnen an in das Mauerwerk eingeschobene Bleche

Die Problematik des Anschlusses vertikaler und horizontaler Wasserabdichtungen an eine nachträgliche Abdichtungsschürze aus in das Mauerwerk eingeschobenen Blechen ist ein Schlüsselproblem, wenn die Zuverlässigkeit und Dauerhaftigkeit der Abdichtungsbekleidung des Unterbaus des zu sanierenden Objektes gesichert werden soll. Der Artikel stellt ein völlig neues System für den zuverlässigen Anschluss der Abdichtungsbahnen an die in das Mauerwerk eingeschobenen Bleche vor, das im Jahre 2011 als Gebrauchsmuster angemeldet worden ist.

● ocenění



Nejlepší stavební fakulta ve východní Evropě je na ČVUT v Praze

V prestižním žebříčku QS Top Universities zařadili experti České vysoké učení technické v Praze na sdílené 101.-150. místo pro oblast stavebního a konstrukčního inženýrství. Pražská technika se tak ocitla v elitní světové dvoustovce univerzit jako jediná z celého regionu východní Evropy. Také v celkovém hodnocení se ČVUT umísťuje na vysokých příčkách.

„Úspěch je oceněním výborné práce našich pracovníků i studentů“, hodnotí umístění děkanka Fakulty stavební ČVUT v Praze prof. Ing. Alena Kohoutková, CSc. „Vyplatí se soustředit na dlouhodobé cíle a prosazování vysokých nároků na kvalitu. Je pro nás velmi potěšující se dozvědět, že okolní svět o nás ví a řadí nás mezi renomované školy,“ dodává.

ČVUT se ve světových žebříčcích umísťuje pravidelně. Každoročně navíc zaznamenává strmý růst směrem k nejvyšším příčkám. Mezi inženýrskými univerzitami, kde se hodnotí všechny technicky zaměřené vysoké školy, se ČVUT v posledním žebříčku QS umístila na 121. místě celkového hodnocení, a předběhla tak věhlasné instituce jako Tokyo University of Science, University of California nebo pařížskou École des Ponts.

ČVUT v žebříčku QS

Oblast Inženýrství a technika	
2010	121. místo
2009	171. místo
2008	228. místo

„Dobré hodnocení znamená lepší pozici při získávání kvalitních zahraničních studentů a pedagogů a větší zájem o naše studenty v zahraničí a o uzavírání smluv v systému double degree,“ vysvětluje děkanka Kohoutková význam úspěchu a přidává: „Vysoká kvalita je zásadní při vyhledávání rovnocenných partnerů pro mezinárodní spolupráci

v oblasti výzkumu a vývoje. Prestižní hodnocení získává škola vysoký respekt v průmyslové sféře, a tak je o naše absolventy na trhu poptávka.“

Fakulta stavební je se svými 6 000 studenty největší fakultou na ČVUT. Ve výuce se zaměřuje na oblasti architektury propojené se stavebnictvím, stavebního inženýrství a geodézie a geoinformatiky. Úspěch v oblasti stavebního inženýrství přinesla fakultě především soustavná vědecká činnost v této oblasti. Díky prakticky orientovanému výzkumu a vynikající reputaci absolventů s fakultou také spolupracují největší stavební společnosti působící v ČR.



Výzkum na Fakultě stavební probíhá také v unikátním podzemním výukovém středisku JOSEF u Prahy. Inženýři z ČVUT zde v rámci výuky například ověřují odolnost ostění pro ukládání radioaktivního odpadu.

Žebříček QS Top Universities vede společnost Quacquarelli Symonds, která zaměstnává stovku expertů v Londýně, Paříži, Singapuru, Stuttgartu, Bostonu, Washingtonu DC, Sydney, Šanghaji, Johannesburgu a Alicante. Do roku 2010 spolupracovala s britskými The Times, které nově vedou samostatný žebříček s vlastní metodikou. Obě tato hodnocení univerzit patří k nejuznávanějším na světě.

Tisková informace

Inverzní analýza přenosu vodní páry ve stavebních materiálech pomocí genetického algoritmu

Ing. Jan KOČÍ

Ing. Jaromír ŽUMÁR

doc. Ing. Zbyšek PAVLÍK, Ph.D.

prof. Ing. Robert ČERNÝ, CSc.

ČVUT – Fakulta stavební

Praha

V článku je studována míra a rychlost transportu vodního roztoku chloridu sodného ve vápenné omítce s přídatkem metakaolinu. V experimentální části jsou provedena měření vlhkostních profilů a profilů koncentrace chloridů. Při měření jsou vertikálně orientované vzorky dány do kontaktu s 1M roztokem NaCl, přičemž jsou sorpční experimenty realizovány jak na přirozeně vlhkých, tak na plně vodou nasycených vzorcích. Obsah vlhkosti je stanoven gravimetricky. Koncentrace chloridových iontů je změřena pomocí iontové chromatografie. Na základě inverzní analýzy naměřených dat je vypočten součinitel vlhkostní vodivosti a součinitel difúze chloridových iontů, který je určen jak pro suchý, tak pro nasycený materiál.

Úvod

Transport vodní páry v porézních stavebních materiálech má zásadní význam pro jejich trvanlivost a ve svém důsledku i životnost. Vyšší relativní vlhkost stavebního materiálu v kombinaci s jeho vysokými sorpčními schopnostmi může vést k negativním jevům, jako je snížení tepelně izolačních vlastností, zvýšení kapilárních tlaků v důsledku hydratace obsažených anorganických solí, výskyt plísní a řas apod. Při navrhování stavebních konstrukcí a specifických stavebních detailů proto musí být brán v potaz transport plynné vlhkosti v porézních stavebních materiálech a dále je třeba zabývat se studiem a stanovením vlhkostních parametrů materiálů, které transport vodní páry charakterizují.

Materiálové parametry popisující difúzi vodní páry ve stavebních materiálech se nejčastěji stanovují miskovou metodou, jejíž experimentální uspořádání může mít řadu alternativ. Tato metoda, vycházející z ustáleného toku vodní páry v materiálu, je oblíbená pro nenáročnost, spolehlivost a poměrně vysokou přesnost. Přesto byl v roce 2004 iniciován požadavek na zpřesnění podmínek experimentů založených na této metodě. V rámci projektu HAMSTAD studovalo pět nezávislých evropských laboratoří přenos vodní páry podle normy prEN ISO 12572 [1]. Všechny se zaměřily na výzkum tří stavebních materiálů, jmenovitě cihly, kalcium-silikátu a pórobetonu. Transport vodní páry byl zkoumán pro tři různé poměry relativní vlhkosti nad pěti vzorky umístěnými v testovací misce a pod nimi.

Faktor difúzního odporu všech pěti laboratoří se sice pohyboval ve stejném řádu, nicméně i přesto, že byly experimenty provedeny podle platné normy, byly zjištěny poměrně výrazné rozdíly mezi hodnotami získanými jednotlivými laboratořemi. Rozdíl mezi nejnižší a nejvyšší hodnotou byl dvojnásobný až čtyřnásobný. Tyto výsledky jsou shrnuty

v článku [2], v němž autoři zmiňují několik příčin. Jednou z nich mohou být shluky chloridu vápenatého, které se používají v miskové metodě, k vytvoření prostředí s nulovou relativní vlhkostí. Pokud není chlorid vápenatý dokonale vysušen, vytvoří se nižší vlhkostní gradient napříč vzorkem. Mezi dalšími nedostatky miskové metody je zmíněna ruční manipulace se vzorky a malá vzdálenost mezi vzorkem a hladinou solného roztoku, což může vést k vzájemnému kontaktu a ovlivnění výsledků. Navíc norma [1] povoluje širokou škálu testovacích misek, co se týče rozměrů i tvaru. Ačkoli není prokázáno, zda rozměry a tvar misek mají na výsledky měření přenosu vodní páry přímý vliv, doporučují autoři [2] pro zkvalitnění a zpřesnění existujících standardů další zkoumání.

Ačkoli výzkumní pracovníci zapojení do projektu HAMSTAD upozornili již v roce 2004 vědeckou komunitu a stavební praxi na nutnost zpřesnění stávajících norem, nebyl dosud posun ve způsobu měření transportních parametrů vodní páry pomocí miskové metody zaznamenán. Další závažné nedostatky miskové metody byly potvrzeny intenzivním výzkumem přenosu vlhkosti ve stavebních materiálech. Vlastnosti materiálu, které ovlivňují přenos vodní páry, jsou závislé na relativní vlhkosti materiálu. Proto současné normy, založené na principu miskové metody, vyžadují měření pro několik stupňů relativní vlhkosti [3]. Z těchto měření lze však pomocí časově velmi náročných experimentů odvodit jen velmi obecný vztah mezi difúzními parametry a relativní vlhkostí.

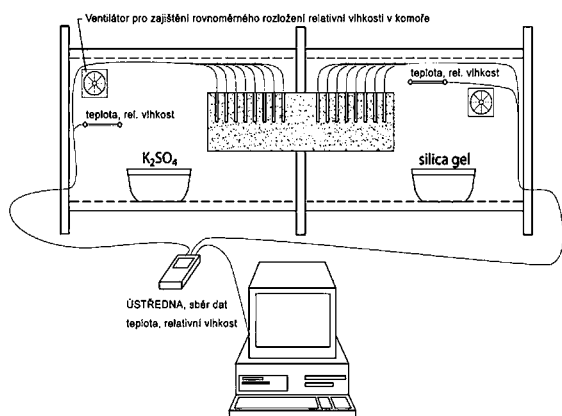
Je tedy třeba navrhnout pokročilejší metodu stanovení materiálových parametrů popisujících transport vodní páry v závislosti na relativní vlhkosti materiálu. Nesmí být časově náročná, musí být jednoduchá z experimentálního hlediska a musí být dostatečně spolehlivá. Řešením by mohla být kombinovaná experimentálně/počítačová metoda, prezentovaná v tomto článku. Je založena na stanovení profilů relativní vlhkosti uvnitř materiálu a následné inverzní analýze experimentálních dat za použití počítačového modelu zahrnujícího genetický algoritmus.

Kombinovaná metoda

■ Experiment

Aby mohla být aplikována počítačová inverzní analýza, je třeba znát rozložení relativní vlhkosti ve vzorku. Proto byl navržen experiment ke stanovení profilů relativní vlhkosti, který je založen na jednorozměrném přenosu vodní páry. Zařízení se skládá ze dvou vzduchotěsných komor, které odděluje zkoumaný vzorek. V první komoře je vytvořeno prostředí blížící se 100% relativní vlhkosti, zatímco ve druhé je udržována relativní vlhkost blížící se 0%. Tímto způsobem je vytvořen gradient parciálního tlaku vodních par a dochází k přenosu vodní páry zkoumaným vzorkem. Pro in-

verzní analýzu a splnění okrajových a počátečních podmínek použitého matematicko-fyzikálního modelu pro popis transportu vodní páry je nezbytné zajistit jednorozměrný transport vodní páry. Toho je dosaženo izolací obvodových stěn vzorku epoxidovým tmelem. Ke kontinuálnímu monitorování vlhkostního pole uvnitř vzorku byly použity kapacitní vlhkostní senzory, umístěné do předvrtaných děr v podélné ose vzorku. Vzdálenost jednotlivých sond byla zvolena tak, aby nedocházelo k narušení toku vlhkostní páry. Základní schéma experimentu je patrné z *obr. 1*.



Obr. 1. Schéma experimentu pro stanovení profilů relativní vlhkosti

■ Počítačová simulace

Naměřené profily relativní vlhkosti byly podrobeny inverzní analýze pomocí programu HEMOT [3] a genetického algoritmu GRADE [4], který byl použit k optimalizaci funkční závislosti součinitele propustnosti pro vodní páru na relativní vlhkosti. Takto optimalizovaný parametr byl ověřen shodou vypočtených profilů relativní vlhkosti s naměřenými daty. Při výpočtu byla optimalizovaná funkce součinitele propustnosti pro vodní páru použita jako vstupní údaj pro simulaci transportu vodní páry programem HEMOT. V rámci inverzní analýzy byl rovněž studován vliv přestupových koeficientů pro vodní páru na rozhraní materiál/vzduch na shodu naměřených a simulovaných dat.

■ Počítačový program HEMOT

Počítačový program HEMOT (HEat and MOisture Transport) byl vyvinut na Katedře materiálového inženýrství a chemie Fakulty stavební ČVUT v Praze pro simulaci současného přenosu tepla a vlhkosti v poréznych stavebních materiálech. Umožňuje simulovat transportní jevy v konstrukčních detailech (jednorozměrně i dvojrozměrně), přičemž základní proměnné, charakterizující tepelně vlhkostní stav konstrukce (teplota, obsah kapalné vlhkosti, relativní vlhkost), jsou vypočteny jako funkce času a prostoru. Pro výpočet současného přenosu tepla a vlhkosti je použit Künzelův matematický model [5]. Celý program funguje na principu metody konečných prvků. Výhodou programu je možnost simulovat libovolné konstrukční prvky s různými materiály a různým klimatickým zatížením. Konstrukční detaily a materiály tak lze optimalizovat v rámci numerické analýzy a posoudit spolehlivost konstrukce pro zvolené podmínky interiéru a exteriéru. Program HEMOT využívá svou materiálovou databázi, což usnadňuje výpočty a umožňuje získat komplexnější výsledky.

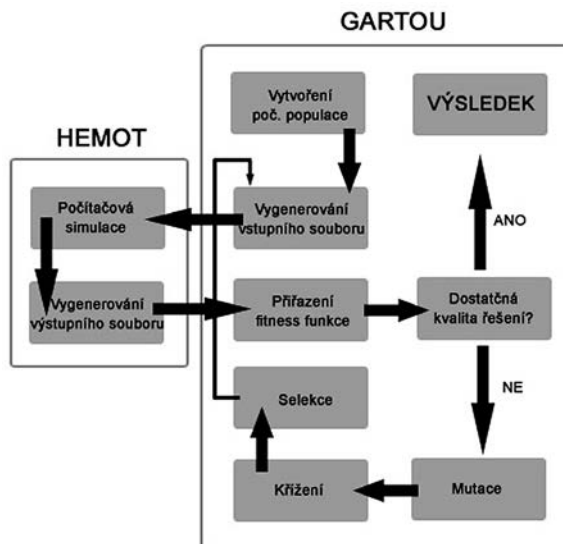
■ Genetický algoritmus GRADE

Genetické algoritmy patří do třídy evolučních algoritmů, které zahrnují i evoluční strategie a genetické programování.

V současné době jsou tyto algoritmy jedním z nejmodernějších a nejoblíbenějších nástrojů k řešení optimalizačních úloh. Jsou založeny na přirozeném výběru a principech genetiky. Jejich velkou výhodou je poměrná jednoduchost. Ideovým vzorem byly principy vývoje, které se uplatňují v přírodě. Poprvé je prezentoval Holland [6], lze je nalézt v dílech Goldberga [7] či Michallicwicze [8].

V genetickém algoritmu existuje populace jedinců (chromozómů), v níž každý jedinec je nositelem jednoho konkrétního řešení optimalizačního problému. Tato populace se vyvíjí a postupně se řešení zkvalitňuje. Evoluce začíná obvykle z náhodně vygenerované populace a odehrává se v generacích. V každé generaci je jedincům (chromozómům) přiřazena objektivní funkce (fitness funkce) a následně je formována nová populace pomocí genetických operátorů (křížení, mutace, selekce). Do dalšího iteračního kroku tak vstupuje nová populace, která je nositelem kvalitnějších řešení optimalizačního problému (vyšší fitness funkce). Celý proces optimalizace je ukončen, pokud je nalezen takový jedinec, jehož řešení vyhovuje zadaným kritériím (řešení je nalezeno), anebo tehdy, je-li dosaženo maximálního počtu vytvořených generací (řešení v tomto případě obvykle není nalezeno).

Genetický algoritmus GRADE, využitý pro optimalizaci transportních parametrů vodní páry, byl vyvinut na Katedře mechaniky Fakulty stavební ČVUT v Praze z předchozí verze SADE [9]. V porovnání se SADE pracuje algoritmus GRADE s několika vylepšeními a úpravami, které snižují počet nezávislých parametrů algoritmu, čímž zvyšují rychlost konvergence algoritmu pro hladké objektivní funkce s jedním optimelem. Tento algoritmus používá zjednodušené operátory diferenční evoluce, ale jeho schéma je velmi podobné standardnímu genetickému algoritmu. Schéma optimalizace pomocí genetického algoritmu je na *obr. 2*.



Obr. 2. Schéma optimalizace pomocí algoritmu GARTOU a simulačního programu HEMOT

Jednotlivé kroky GRADE algoritmu:

1. v prvním kroku je náhodně vygenerována počáteční populace a všem chromozómům v populaci je přiřazena hodnota objektivní funkce (fitness funkce), velikost populace je definována jako počet proměnných, vynásobených jistým parametrem (pop-rate);
2. za využití operátoru mutace (mutation) je vytvořeno několik nových chromozómů – celkový počet mutací závisí na hodnotě parametru radioaktivity, který zvyšuje pravděpodobnost mutace;

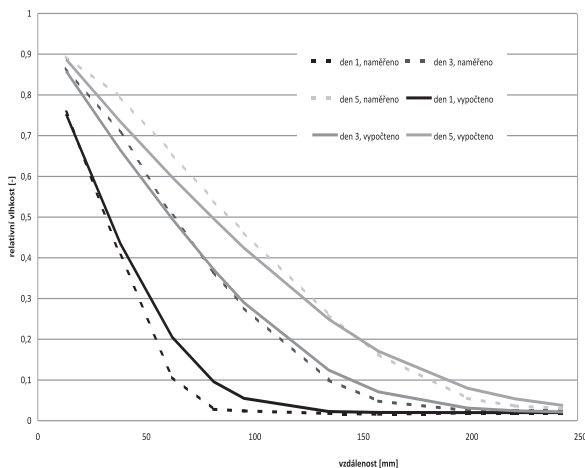
- další nové chromozómy jsou vytvořeny užitím zjednodušeného diferenčního operátoru (crossing-over), celkový počet chromozómů se tak zdvojnásobí;
- hodnota objektivní funkce je posléze přiřazena všem nově vzniklým chromozómům;
- na dvojnásobnou populaci je aplikován operátor selekce (selection), kterým se počet jednotlivců sníží na původní hodnotu;
- kroky 2-5 jsou opakovány ve smyčce, dokud není splněna podmínka pro ukončení algoritmu.

Výsledky a diskuze

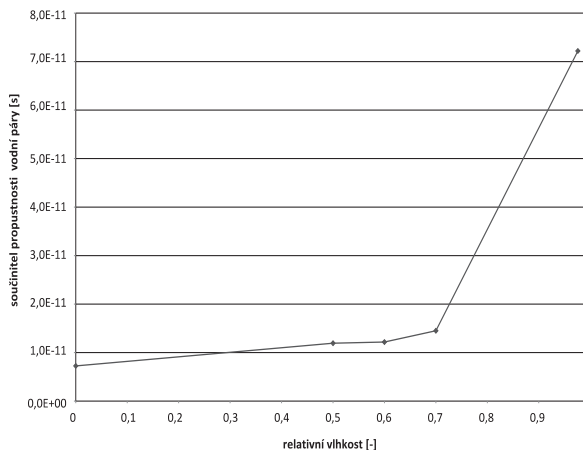
Popsaná experimentálně počítačová metoda byla použita pro stanovení difúzních parametrů vodní páry pro pórobeton v závislosti na relativní vlhkosti. Zkoumaný pórobeton byl typu P2-350 Lambda (Ytong). Pro měření byl použit vzorek tyčového charakteru o rozměrech 70/100/350 mm. Před měřením bylo do vzorku předvrtáno 16 děr pro umístění kapacitních senzorů relativní vlhkosti. Poté byl vzorek izolován po všech čtyřech podélných stranách epoxidovou pryskyřicí, vysušen při 60 °C a vložen mezi dvě parotěsné komory. Po zabudování vlhkostních senzorů byly komory hermeticky uzavřeny a byla zahájena simulace přenosu vodní páry vzorkem. V první komoře byl použit nasycený roztok K_2SO_4 pro vytvoření prostředí s vysokou relativní vlhkostí blízkí se 97 % [10]. Ve druhé komoře byl použit silikagel, který naopak udržoval velmi nízkou relativní vlhkost okolo 1,5 %. Po vytvoření vlhkostního gradientu bylo souvisle monitorováno rozložení relativní vlhkosti v podélné ose tyčového vzorku.

Naměřené profily relativní vlhkosti byly posléze analyzovány pomocí programů HEMOT a GRADE a byla stanovena závislost součinitele propustnosti vodní páry na relativní vlhkosti. Grafický průběh tohoto součinitele byl vyjádřen lomenou čarou, která byla pro náročnost výpočtů definována pomocí pěti izolovaných bodů.

Typické průběhy relativní vlhkosti stanovené tranzientní laboratorní metodou jsou znázorněny na obr. 3. Následně jsou porovnány s výstupy simulačního nástroje HEMOT, který vypočítal průběhy pro optimalizovanou funkční závislost součinitele propustnosti vodní páry na relativní vlhkosti. V rámci optimalizace byl rovněž optimalizován součinitel přestupu vodní páry, jehož hodnota byla stanovena na $6,76E-09 \text{ s}\cdot\text{m}^{-1}$ (definováno vzhledem k parciálnímu tlaku vodní páry). Poměrně blízká shoda naměřených a vypočtených hodnot je patrná z obr. 3.



Obr. 3. Porovnání vypočtených a naměřených průběhů relativní vlhkosti



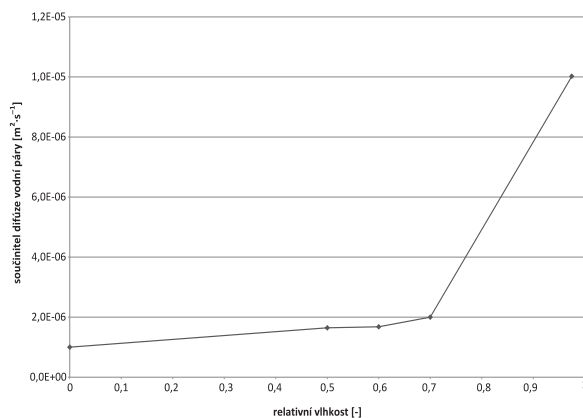
Obr. 4. Součinitel propustnosti vodní páry pórobetonu v závislosti na relativní vlhkosti materiálu

Součinitel propustnosti vodní páry optimalizovaný programem GRADE je na obr. 4. Zde je patrná velká závislost tohoto součinitele na relativní vlhkosti materiálu, což je velmi důležité při aplikaci tohoto materiálu v praxi. Při vyšší relativní vlhkosti umožňuje rychlý přenos vodní páry, což následně vede k jeho zavlhnutí, které je doprovázeno objemovými změnami, ztrátou tepelně izolační funkce apod. Vlhkostní změny materiálu mohou vést k nárůstu vnitřních tlaků v materiálu, jehož důsledkem je vznik trhlin a prasklin. Obvodový plášť z lehčeného betonu však umožňuje přímé odvětrání vodní páry z místnosti nosnou konstrukcí. Tímto způsobem mohou být zajištěny optimální životní podmínky pro uživatele budov.

Jelikož je ve stavební praxi popisován transport vodní páry v materiálech pomocí součinitele difúze vodní páry D (obr. 5), byl součinitel propustnosti vodní páry δ přepočítán na tento parametr podle vztahu

$$D = \delta \frac{RT}{M}, \quad (1)$$

kde D je součinitel difúze vodní páry [$\text{m}^2\cdot\text{s}^{-1}$], δ součinitel propustnosti vodní páry [s], R univerzální plynová konstanta [$8,31447 \text{ J}\cdot\text{mol}^{-1} \text{ K}$], T teplota [K] a M molární hmotnost vody [$0,018 \text{ kg}\cdot\text{mol}^{-1}$].



Obr. 5. Součinitel difúze vodní páry pro pórobeton v závislosti na relativní vlhkosti materiálu

Na tomto místě je důležité poznamenat, že celý experiment je z teplotního hlediska navržen jako izotermický (teplota v obou komorách se pohybovala v mezích $24\pm 2 \text{ }^\circ\text{C}$).

Totéž platí pro vztah (1), který je platný pouze při konstantní teplotě vzorku. V reálných podmínkách je však izotermické prostředí v konstrukci velmi nepravděpodobné. V extrémních podmínkách může v konstrukci vzniknout teplotní gradient i více než 40 °C, např. v horských oblastech v zimním období nebo v létě, pokud je zdivo vystaveno přímému slunečnímu záření. V tomto případě vzniká nezanedbatelný neizometrický stav, ve kterém je součinitel difúze vodní páry závislý nejen na vlhkosti materiálu, ale i na teplotě.

Jelikož při laboratorním experimentu mohlo díky vysokým hodnotám relativní vlhkosti dojít ke kondenzaci vodní páry uvnitř pórového systému materiálu, je třeba chápat prezentovaný součinitel difúze vodní páry jako sumární koeficient, který zahrnuje tři fáze vody – páru, povrchovou difúzi a kapalnou vlhkost. V oblastech nižší relativní vlhkosti (0-70 %) jde výhradně o přenos plynné vlhkosti, při vyšší vlhkosti (70-100 %) se však do přenosu zapojují i ostatní dvě fáze. Proto v této oblasti dochází k nárůstu součinitele difúze vodní páry, jelikož v menších pórech začíná plynná vlhkost kondenzovat a vytváří se vrstva molekul na povrchu pórů (povrchová difúze), která při další kondenzaci přechází v kapalnou vlhkost. Z tohoto důvodu je třeba při vyšších vlhkostech chápat součinitel difúze vodní páry jako veličinu popisující kombinovaný transport vodní páry (difúze, povrchová difúze) a kapalnou vodu.

Závěr

V článku byla představena a ověřena nová metoda určení difúzních parametrů pro vodní páru porézních stavebních materiálů, která vychází z kombinace experimentálního měření a počítačové simulace. Umožňuje stanovit součinitel propustnosti vodní páry či součinitel difúze vodní páry v závislosti na relativní vlhkosti, což jsou hlavní parametry pro návrh a aplikaci stavebního materiálu v reálných klimatických podmínkách. Takto získaný materiálový parametr poskytuje nejen velice cenné informace projektantům či architektům, ale může rovněž zvýšit přesnost a spolehlivost náročných simulací funkčnosti a životnosti stavebních konstrukcí. Další nespornou výhodou je zkrácení procesu stanovení difúzních parametrů vodní páry proti klasické miskové metodě, která vychází z ustáleného stavu. Tranzientní metoda měření vyžaduje přibližně polovinu času, což je dobrý předpoklad pro její další uplatnění při výzkumu stavebních materiálů.

Článek vznikl za podpory projektu MSM: 6840770031 MŠMT ČR.

Literatura

- [1] prEN ISO 12572 Hygrothermal Performance of Building Materials and Products, Determination of Water Vapour Transmission Properties. The European Committee for Standardization, Brussels, 2000.
- [2] Roels, S. – Carmeliet, J. – Hens, H. – Adan, O. – Brocken, H. – Černý, R. – Pavlík, Z. – Hall, Ch. – Kumaran, K. – Pel, L. – Plagge, R.: Interlaboratory Comparison of Hygric Properties of Porous Building Materials. *Journal of Thermal Envelope & Building Science*, Vol. 27, No. 4, 2004, pp. 307-325.
- [3] Černý, R. (ed.): *Complex System of Methods for Directed Design and Assessment of Functional Properties of Building Materials: Assessment and Synthesis of Analytical Data and Construction of the System*. Prague, CTU Press 2010, 215 p.
- [4] Kučerová, A. – Brancherie, D. – Ibrahimovic, A. – Zeman, J. – Bittnar, Z.: *Novel Anisotropic Continuum-Discrete Damage Model Capable of Representing Localized Failure of Massive Structures. Part II: Identification from Tests under Heterogeneous Stress Field*. In: *Engineering Computations*, Vol. 26, 2009, pp. 128-144.
- [5] Künzel, H. M.: *Simultaneous Heat and Moisture Transport in Building Components*. [PhD Thesis], Stuttgart, Fraunhofer IRB Verlag 1995.
- [6] Holland, J. H.: *Adaptation in Natural and Artificial Systems: An Introductory Analysis with Applications to Biology, Control and Artificial Intelligence*. Internal report. Ann Arbor, University of Michigan Press 1995.
- [7] Goldberg, E. D.: *Genetic Algorithms in Search, Optimization and Machine Learning*. Reading, Addison-Wesley 1989.
- [8] Michalewicz, Z.: *Genetic Algorithms + Data Structures = Evolution Programs*, 3rd ed. Berlin, Springer 1996.
- [9] Hrška, O.: *Homepage of SADE*. <http://klobouk.fsv.cvut.cz/~ondra/sade/sade.html>
- [10] Jiříčková, M.: *Application of TDR Microprobes, Minitensiometry and Minihygrometry to the Determination of Moisture Transport and Moisture Storage Parameters of Building Materials*. CTU Prague, 2004, 102 p.

Kočí, J. et al.: Inverse Analysis of Water Vapour Transmission in Building Materials Using Genetic Algorithm

This article presents a transient method for the determination of parameters characterizing water vapour transmission in porous concrete. The method consists of a laboratory experiment followed by a computer simulation. The experiment seeks to determine moisture profiles during one-dimensional transmission of water vapour. The calculation part is based on the use of genetic algorithms as a part of the inverse analysis. Based on the determined distributed relative humidity, parameters characterizing water vapour transport in the investigated material are determined as a function of relative humidity.

Kočí, J. u. a.: Inversionsanalyse der Übertragung von Wasserdampf in Baumaterialien mit Hilfe eines genetischen Algorithmus

Im Artikel wird eine transiente Methode zur Bestimmung der Parameter, die den Wasserdampftransport in Porenbeton charakterisieren, vorgestellt. Die Methode besteht aus einem Laborversuch, nach dem eine Computersimulation folgt. Der Versuch ist auf die Bestimmung der Feuchtigkeitsprofile bei eindimensionaler Übertragung von Wasserdampf gerichtet. Der Berechnungsteil basiert auf der Anwendung genetischer Algorithmen im Rahmen einer Inversionsanalyse. Aufgrund der bestimmten Verläufe der relativen Feuchtigkeit werden die Parameter bestimmt, die den Wasserdampftransport im untersuchten Material als Funktion der relativen Feuchtigkeit charakterisieren.



Nové
internetové stránky
časopisu
STAVEBNÍ OBZOR
najdete na adrese

www.stavebniobzor.cz

Simulační model skladby aktivních energetických zdrojů

Ing. Vyacheslav USMANOV
doc. Ing. Václav BERAN, DrSc.
ČVUT – Fakulta stavební
Praha

Navrhování technicko-ekonomických energetických úspor budov vyžaduje individuální propočty a simulaci. Energetické požadavky na nové budovy a modernizaci existujících budov sahají nad rámec konvenčního projektování. Hlavním spotřebitelem energií je dům, bydlení, byt. Příspěvek se snaží materializovat myšlenku, že aktivní prvky energetických zdrojů mohou být alternativou pasivním úsporám energetické spotřeby.

Motivace

Official Journal of the European Union uveřejnil 18.6.2010 direktivu, která se zabývá energetickou náročností budov (Directive 2010/31/EU of the European Parliament and of the Council of 19 May 2010 on the energy performance of buildings). Vstoupila v platnost dvacet dnů po zveřejnění. Nejde o shodu okolností, že je i výmluvnou odpovědí na otázku, jaké požadavky jsou kladeny na moderní byt a bytový dům. Budovy jsou místem, kde v rámci EU spotřebujeme 40 % celkové energie, i. a. čtíme za rok, produktů ropy, zemního plynu, pevných paliv, vesměs emitujících CO₂. V uvedeném kontextu je třeba chápat snahu zredukovat energetickou spotřebu do roku 2020 o 20 %.

K hodnocení technicko-ekonomických řešení (variant) bylo v minulosti soustředěno velké množství metod vícedimenzionálního hodnocení. Hodnotit je však třeba nejen vstupní zdroje, jak bylo v minulosti zavedenou praxí. Bude třeba hodnotit i provozní náklady spojené s užíváním stavby v průběhu její životnosti. Náklady na energie jsou dominantní. Běžně zavedené metody výběru variantních řešení nezobrazují dostatečně transparentně takové požadavky. Projektant je při navrhování stavby často odkázán na kusé a obecné informace, ke škodě vlastního projektu. Pokud by měl k dispozici podrobnější informace o jejím životním cyklu, simulaci pro zvolené umístění i její charakter, mohl by dosáhnout významnějších technických i ekonomických úspor.

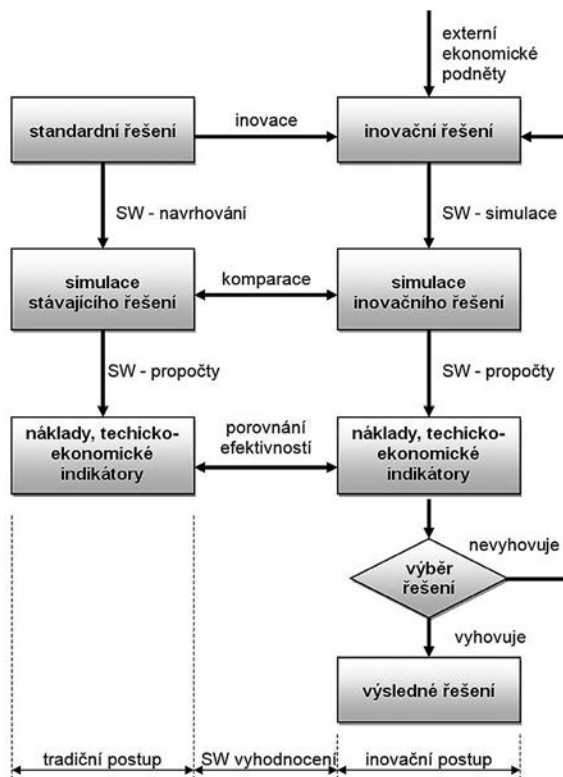
Navrhovaný postup vytváří alternace vstupních údajů a je relevantní tam, kde s poměrně malým počtem indikátorů chceme dosáhnout transparentního hodnocení a lepšího porozumění navrhovanému řešení (lokalitě, objektu, způsobu užívání) jako procesu.

Metodika řešení

Předmětem článku není formulovat rozhodovací proces projektanta návrhu nebo investora projektu, ale vývoj samostatné simulační metody a softwarové podpory hodnocení variantních řešení investic se zakomponovaným dlouhodobým časovým faktorem.

Cílem je nalézt alternativní metodický postup pro získání úspor z aktivních energetických zdrojů a porovnání pasivních úspor aplikací tepelné izolace pláště budovy nebo prv-

ků aktivních zdrojů energie (solární, vodní, větrné). Vývojový diagram výpočtu s vazbou na model energetické soběstačnosti objektu je na obr. 1.



Obr. 1. Vývojový diagram postupu výpočtu úspor

Autoři hledají řešení v použití aktivních prvků zdrojů energie s myšlenkou optimalizovat nároky na pasivní prvky energetických úspor (izolace, větrání, řízený systém vytápění a klimatizace atd.). Ve všech případech jsou limitem dodatečné investiční náklady. Jejich únosnost je dána celkovou životností navrhovaného řešení, jinými slovy, technicko-ekonomickou efektivností, nikoli jejich vstupní výší.

Formulace úlohy

Navrhování technicko-ekonomických řešení je úzce spjato s rozmísťováním užitých zdrojů v návrhu. Pro každý návrh měříme eficienci rozmístění užitých zdrojů. Eficiencie, jak ji dále užijeme, je teoretická míra pro přínosy nebo užitek navrhovaného rozhodnutí o způsobu, jak zdroje distribuovat. Každý návrh, projekt, řešení může být posuzován jako vztah vyvážení přínosů a ztrát užítka dvou virtuálních partnerů na řešení se podílejících (Kaldorova–Hicksova efficiency). Většina technických disciplín vychází z předpokladu, že navrhuji řešení, která jsou pareto eficientní. V dané situaci přináší pro některou z participujících stran zlepšení a nepoškozuje zbývající účastníky. Technicko-ekonomická řešení, striktně objektivně, nespĺňují ani jednu z uvedených

eficiencí. Respektive, splňují ji tehdy, když použijeme výsadu ekonomiky – uplatnění subjektivních hodnocení. Rozmístění – lokalizace užítých zdrojů je podstatou každého navrhování, ať je chápeme jako ekonomické rozvrhování zdrojů, plánování zdrojů, nebo jako technické projektování (konstrukcí, technických zařízení).

Jako příklad lze uvést stavební bytový objekt. Rozvržení finančních prostředků pro realizaci typického bytového domu v střeoevropských podmínkách uvádí *tab. 1*. Možnosti racionálního vývoje v návrhu obytné budovy jsou omezené:

- rozšiřování náročnosti budov jako celku (vyšší náklady, spotřeby zdrojů aj.),
- substituce zdrojů záměnou v rámci jejich funkčních dílů,
- navrhování nových zdrojů a jejich substituce za existující díly a konstrukce.

Tab. 1a. Rozvržení finančních prostředků (nákladů) podle druhu konstrukce pro vybrané typy bytových domů

Druh konstrukce	Hodnocené příklady / Náklady [%]			
	BD ₁	BD ₂	BD ₃	průměr
stavební konstrukce	84	74	80	79
technická zařízení	16	26	20	21

BD₁ – bytové domy do 4 podlaží, více bytových jednotek, obestavěný prostor od 4 500 m³ do 18 500 m³; BD₂ – bytové domy do 4 podlaží, více bytových jednotek, obestavěný prostor od 5 000 m³ do 15 000 m³; BD₃ – rodinné domy do 2 podlaží, 2 až 3 bytové jednotky, obestavěný prostor od 430 m³ do 820 m³

Tab. 1b. Rozvržení finančních prostředků pro realizaci typického bytového domu v střeoevropských podmínkách (příklad pro kategorii BD₁)

Funkční díl	Podíl [%]	Potenciál změny (hypotéza)
zemní práce	1	↓
zakládání	6	↓
vnější plášť včetně výplně otvorů	27	↓
horizontální konstrukce	20	↓
vnitřní stěny	15	↓
zastřešení	10	↓
ostatní konstrukce	5	↓
elektroinstalace	3	↓
voda, kanalizace	6	↓
vytápění	5	↑
větrání	1	↑
výtahy	1	↓
celkem	100	–

Vyhodnocení kterékoli strategie předpokládá respektování základních limitů návrhu. Patří mezi ně efektivní rozsah (ekonomický rozsah) řešení a prokázání technicko-ekonomické funkčnosti v podmínkách, ve kterých je lokalizováno. Základní technicko-ekonomický rámec jakéhokoli návrhu je dán jeho ekonomickou návratností. Pokud zvažujeme jiná řešení, jde výhradně o formu finální spotřeby. Řešení, která nespĺňují kritérium návratnosti, jsou řešení na úkor budoucí finální spotřeby zadavatele.

Snaha o vytvoření optimálního návrhu (technicko-ekonomického projektu) je otázkou formulace rámce úlohy. Jednotlivé komponenty takového návrhu jsou vstupy (fotovoltaické panely, mikroturbíny vodní, mikroturbíny větrné aj.), výstupy (souhrnné rozhodovací indikátory jako kilowatthodiny, výnosy (CF – CashFlow, NCF – NetCashFlow), návratnost aj.), omezující podmínky (úplné vyčerpání baterií, neplnění nezbytných provozních podmínek, lokální podmínky aj.), energetický model managementu objektu (v čase denního cyklu, v čase ročního cyklu, v čase životního cyklu apod.). Schematicky je okruh formalizace optimalizačních vlivů znázorněn v *tab. 2*.

Tab. 2. Okruh formalizace optimalizačních vlivů

Rozhodovací kritéria		
vstupy (typy energetických a jiných zdrojů)	model optimalizace managementu energetického zajištění navrhovaného projektového řešení	výstupy (rozhodovací indikátory, efekty, CF, NCF, kWh)
omezující podmínky návrhu (technické limity, ekonomické limity, požadavky stability aj.)		

Optimalizační úloha předpokládá vyřešení celé řady otázek:

- optimalizace provozu objektu z hlediska uchování energie (baterie a jejich provoz z hlediska životnosti, maximalizace kapacity, akumulace tepelné energie v režimu vytápění, akumulace energie v režimu chlazení;
- formulace optimalizačního kritéria (maximalizace vytěžené energie, maximalizace energetických přebytků dodaných do sítě, minimalizace provozních nákladů aj.);
- omezující podmínky řešení (celkový limit investičních nákladů, limit doby návratnosti vložených prostředků, limit životnosti navržených zařízení, technické limity počtu užítých zařízení, limity hlučnosti atd.).

Pro výklad bude použit příklad rozšíření stávajícího návrhu o hypotetický podnět na základě inovačního řešení. Standardní řešení je uvozeno běžným bytovým domem, inovované řešení doplněním standardního řešení bytového domu o fotovoltaické panely, vodní mikroturbíny nebo větrné mikrokolektřárny. Varianty mohou obsahovat více technicko-ekonomických modifikací (variant), a vyžadují proto multidimenzionální hodnocení.

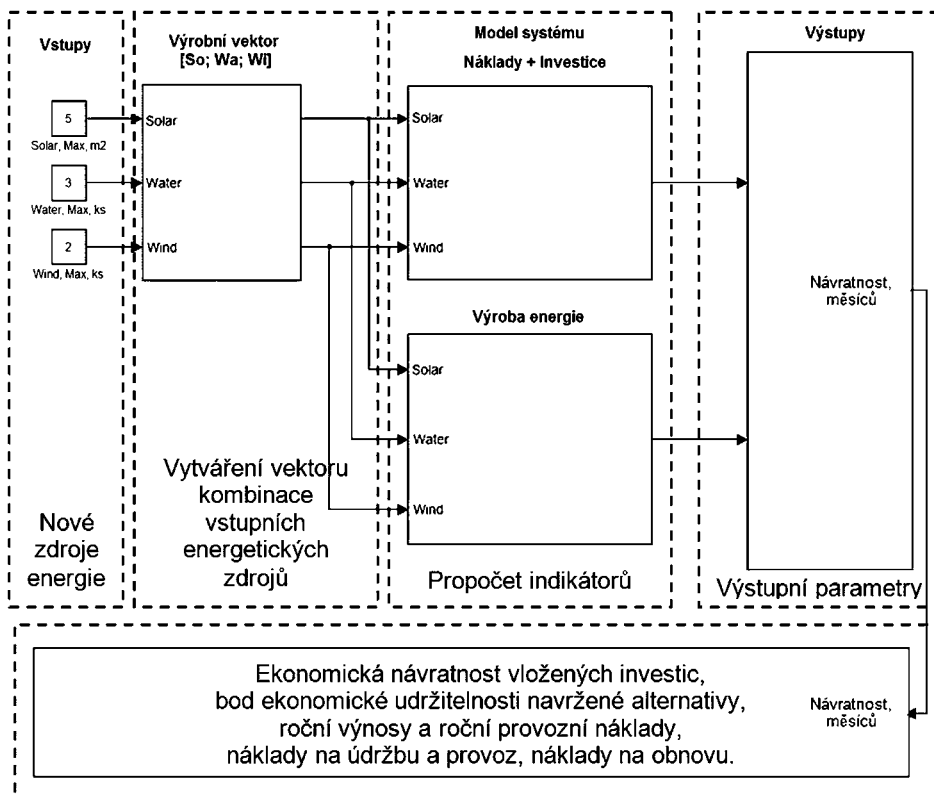
Vstupní data pro alternativní zdroje energie

Zdroj alternativní energie stavebního objektu musí korespondovat s lokalitou, v níž je použit. Mluvíme o vazbě na prostředí a využití podmínek, ve kterých je objekt, projekt, návrh situován. Nastavení podmínek, kalibrací, má řešit architekt. Je třeba přiznat, že architekt bývá v mnoha případech takovým požadavkem přetížen. Simulační metoda představuje nástroj pro zlepšení komunikace mezi zdrojovým tokem parametrů: lokalita – architekt/projektant – uživatel.

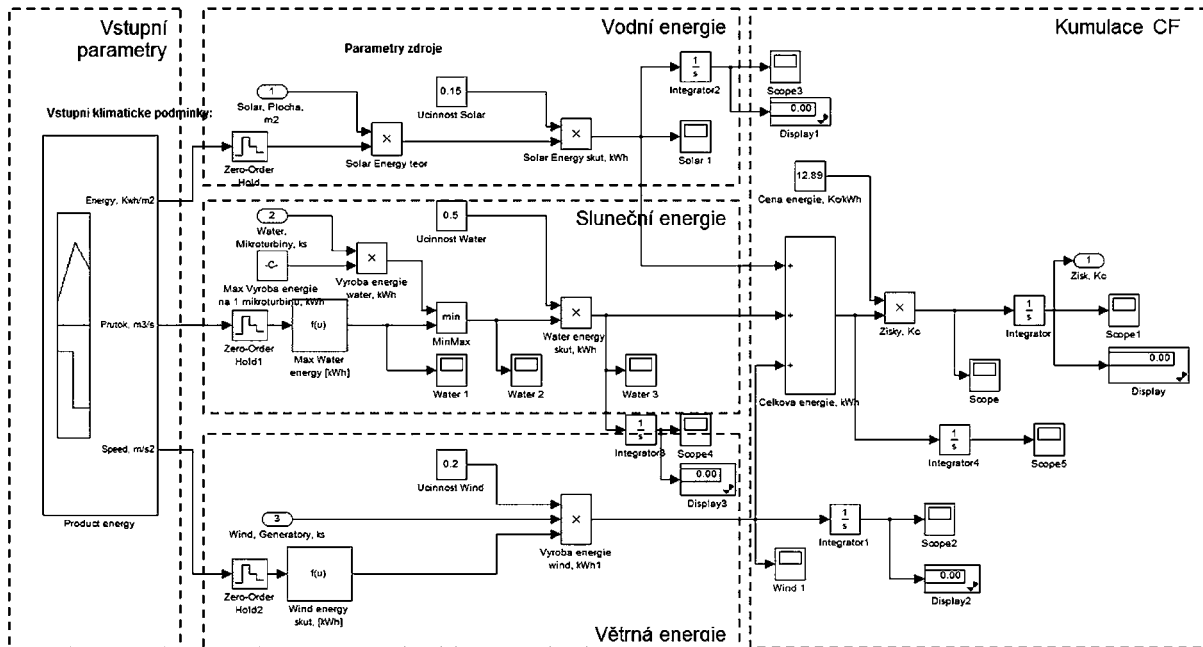
Soubor vstupních parametrů inovačních potenciálů aktivních zdrojů energie v lokálních podmínkách při respektování typického ročního cyklu potenciálního využití s následující transformací a integrací dle časové osy je uveden v *tab. 3*. Za časovou jednotku rozložení potřeb a jednotku výstupu produkce energie byl zvolen jeden měsíc. Použití více alternativních zdrojů energie umožňuje vykrytí výkyvy rozdílů mezi okamžitou potřebou a disponibilními autonomními zdroji energie.

Tab. 3. Inovační roční potenciál vektorů aktivních zdrojů energie

Inovace	Vstup	Transformace	Výstup po integraci
foto-voltaické panely [m ²] 5 vektorů	<p>sluneční energie [kWh/m²] čas [měsíce]</p>	<p>sluneční energie [kWh/m²] čas [měsíce]</p>	<p>energie [kWh] čas [měsíce]</p>
vodní mikroturbíny [ks] 3 vektory	<p>průtok [m³/s] čas [měsíce]</p>	<p>průtok [m³/s] čas [měsíce]</p>	<p>energie [kWh] čas [měsíce]</p>
větrné mikro-elektřárny [ks] 4 vektory	<p>rychlost vzduchu [m/s²] čas [měsíce]</p>	<p>rychlost vzduchu [m/s²] čas [měsíce]</p>	<p>energie [kWh] čas [měsíce]</p>



Obr. 2. Modelování technicko-ekonomických řešení v simulačním software [11]



Obr. 3. Blok modelu „Výroba energie“ a „Výpočet výnosů“ (CF), rozpracování k obr. 2 [11]

Inovační potenciál aktivních zdrojů energie byl omezen na jednotlivé zdroje, jak je uvedeno v obr. 1. Na vstupech vidíme charakteristický průběh očekávaných průměrných ročních výkonů v kilowatthodinách, vždy k časové ose pro fotovoltaické panely, vodní mikroturbíny a větrné mikroturbíny.

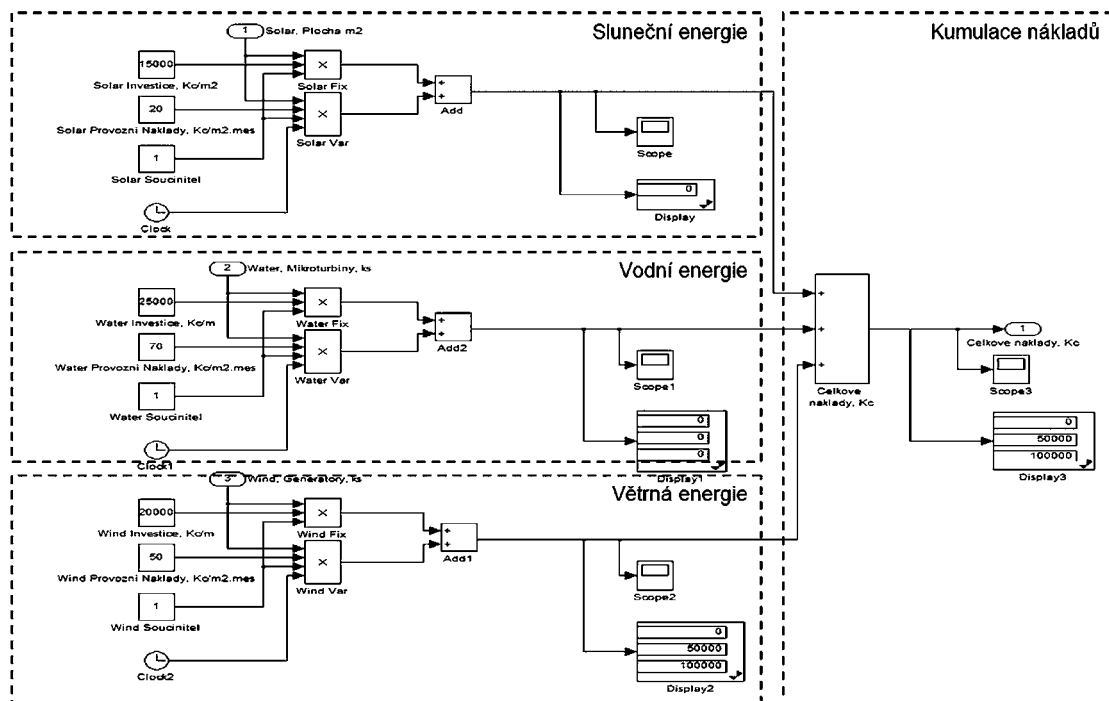
model znázorňuje obr. 2. Do modelu vstupují determinující vstupní údaje:

- přírodní podmínky dané lokality (vstupující sluneční energie, rychlost větru, roční průběh průtoku vodního zdroje v čase);
- technické parametry inovačního řešení (účinnost systému, maximální počet inovačních jednotek, různé koeficienty a parametry);
- ekonomické parametry systému (investiční výdaje, provozní náklady, inovační náklady, výkupní sazby energie).

Model simulace

K simulaci modelování variantních technicko-ekonomických řešení je využít simulační software [11]. Schematicky

V prostředí simulačního software v subsystému „Generátor vektorů“ [11] se vytvoří soubor přípustných kombinací



Obr. 4. Blok modelu „Náklady a Investice“, rozpracování k obr. 2 [11]
(Poznámka: Kombinace anglických a českých slov je dána SW pro zpracování simulace.)

výrobních vektorů inovačního řešení. Celkový počet vektorů se dle [5] určuje vztahem

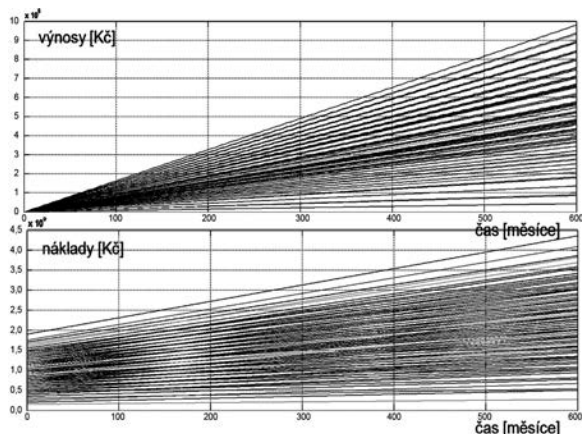
$$N_{vv} = (N_{\max So} + 1) \cdot (N_{\max Wa} + 1) \cdot (N_{\max Wi} + 1), \quad (1)$$

kde $N_{\max So}$ je maximální počet fotovoltaických panelů, $N_{\max Wa}$ maximální počet vodních mikroturbín, $N_{\max Wi}$ maximální počet větrných mikroelektráren.

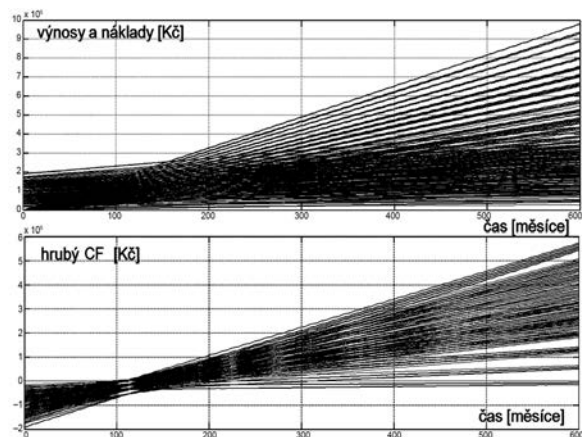
V dílčích blocích prvky „Výroba energie“ (obr. 3) a „Náklady“ (obr. 4) modelují proces výroby alternativní energie pro bytový dům při daných vstupních parametrech systému za určitých investičních a provozních nákladů inovačních řešení pro každý výrobní vektor.

V poslední fázi simulace se v bloku „Výstupy“ provádí výpočet návratnosti a efektivity investic a vyhodnocuje se každý jednotlivý výrobní vektor. Na základě předem určených kritérií můžeme zvolit efektivní výrobní vektor, a zvolíme tak vhodné inovační řešení.

Hodnocení, do jaké míry se jednotlivá řešení a jejich varianty (modifikace) liší, je pouze zdánlivě jednoduchá úloha. Řešení pomocí multidimenzionální analýzy představuje pouze jedno řešení. Často užívané, nicméně s řadou omezení. Samostatný rozbor si zaslouží zhodnocení potenciálních nepřesností, chyb vstupních parametrů a jejich promítnutí do výsledného porovnání. Jedním ze způsobů porovnání jsou I-divergenční funkce a rozhodování za rizika [12].



Obr. 5. Celkové výnosy (CF) a náklady pro jednotlivé výrobní vektory pro zavedené výkupní ceny [11]

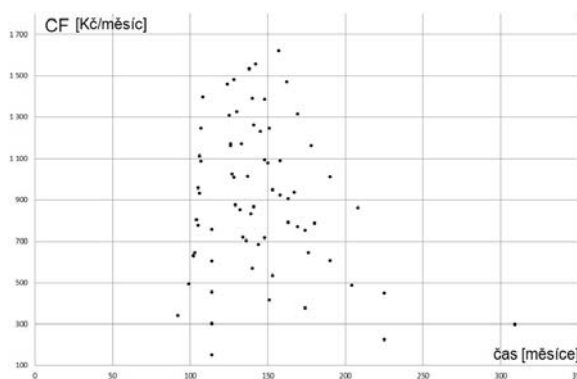


Obr. 6. Návratnost investic pro každý výrobní vektor [11]

Možnosti simulace

Simulační prostředí [11] umožňuje rychlé zavedení jiných indikátorů výpočtu a integrování dalších prvků do modelu.

Počítačová simulace byla koncipována pro tři druhy zdrojů – kombinaci 5 jednotek fotovoltaických panelů, 3 jednotek vodních mikroturbín a 2 jednotek větrných mikroelektráren. Počet výrobních vektorů se rovná $N_{\max} = 72$ dle vzorce (1). Každý výrobní vektor můžeme prezentovat ve tvaru $[So_i, Wi_i, Wa_i]$, kde jeho jednotlivé složky znamenají počet jednotek zdroje. Vzhledem k použití středních hodnot na vstupu byl za časovou jednotku simulace zvolen jeden měsíc. Simulace (rozhodovací indikátory, efekty, CF, NCF, kWh, návratnost investičního řešení), která kontroluje schopnost a zkušebnost projektanta, řeší vhodnost/nevhodnost lokality – umístění investice, popř. řeší potenciální náročnost investic pro nová řešení, proběhla vždy pro 250 měsíců (viz časová osa x). Výsledky jsou znázorněny na obr. 5 až obr. 7.



Obr. 7. Návratnost investic v měsících a čistý měsíční výnos (CF) pro výrobní vektory

Výstupy simulačního řešení

Výstupy simulace jsou znázorněny na obr. 5 až obr. 7. Časový průběh dynamického vývoje celkových kumulovaných výnosů modelu pro 72 variantních vektorů aplikace je na obr. 5. Každá křivka znázorňuje kumulaci hodnoty výnosů v čase (v peněžních jednotkách nebo kilowatthodinách). Na horizontální ose x je promítnut čas (v měsících simulovaného propočtu), na vertikální ose y výnosy v korunách. Je patrné, že křivky mají rostoucí charakter s patrným cyklickým průběhem stagnace, vesměs s periodou jednoho roku. Lokální cyklická navýšení kumulovaných křivek vysvětlují větší výnos z aktivních zdrojů v letním období. V této fázi výkladu je vhodné upozornit na značnou volnost volby vstupních parametrů (72) z technicko-ekonomického hlediska. Jejich dimenzování je spojeno s investičními náklady. Například návrh počtu solárních panelů ovlivní výstupní efektivnost projektu. Intuitivní návrh může poškodit celkovou efektivitu celého inovačního záměru. Přihlédnout k otázkám morální (nikoli pouze fyzické) životnosti implementovaných zdrojů energie je rovněž nad rámec intuitivních možností. Etapy návrhu realizace alternativních zdrojů jsou rovněž aspektem, který výrazně ovlivňuje technickou i ekonomickou efektivnost řešení.

Pro zjednodušení simulačního modelu bylo rozhodnuto vypustit faktory snížení výkonu jednotek v průběhu času. V praxi křivky výnosu a výroby energie bude mít konkávní tvar (růst – pokles). Snížením výkonu jednotek (únava generátorů a fotovoltaických panelů v čase o 0,2-0,5 % ročně [9]) se zmenšuje přírůstek výnosu a výroby energie (záporná derivace křivek okamžitých výnosů systému).

Také existuje možnost zavést do modelu další upřesnění, která by využitím metody Monte Carlo a statistického odhadu poruchovosti prvků vyhodnotilo dodatečné náklady na

Tab. 4. Vyhodnocení optimálních řešení

Vektor	Výrobní vektor			Investice [Kč]	Výnos (CF) [Kč/rok]	Výnosové procento [%]
	Solar	Water	Wind			
4	0	1	0	25 000	4 101	16,4
7	0	2	0	50 000	7 562	15,12
16	1	1	0	40 000	5 928	14,82
19	1	2	0	65 000	9 349	14,38
28	2	1	0	55 000	7 728	14,05
31	2	2	0	80 000	11 217	14,02
40	3	1	0	70 000	9 637	13,76
43	3	2	0	95 000	13 054	13,74
55	4	2	0	110 000	14 976	13,61
52	4	1	0	85 000	11 514	13,54
67	5	2	0	125 000	16 769	13,41
64	5	1	0	100 000	13 361	13,36
32	2	2	1	100 000	12 135	12,13
44	3	2	1	115 000	13 952	12,13
37	3	0	0	45 000	5 457	12,12
61	5	0	0	75 000	9 095	12,12
13	1	0	0	15 000	1 819	12,12
25	2	0	0	30 000	3 638	12,12
49	4	0	0	60 000	7 276	12,12
56	4	2	1	130 000	15 720	12,09
8	0	2	1	70 000	8 456	12,08
68	5	2	1	145 000	17 512	12,07
20	1	2	1	85 000	10 247	12,05
70	5	3	0	150 000	17 783	11,85
58	4	3	0	135 000	15 942	11,8

opravy a snížení výkonu procesu. Časový průběh – dynamika vývoje – celkových kumulovaných nákladů modelu pro 72 vstupních vektorů je znázorněn na obr. 5. Každá křivka, ležící v přípustné množině řešení, popisuje přírůstek hodnoty nákladů pro zvolený časový interval. Na horizontální ose x je uveden počet měsíců, na vertikální ose y náklady v korunách. Celkové náklady jsou součtem fixních a variabilních nákladů. Fixními náklady zde rozumíme jednorázové investiční náklady, variabilními provozní náklady navrhovaného řešení aplikace aktivních energetických prvků.

Pro zjednodušení modelu bylo rozhodnuto vypustit inovační faktory zvětšení výkonu jednotek v průběhu času za dodatečných investičních nákladů. V praktické aplikaci by tvar křivek mohl mít konkávní tvar (klenutý směrem dovnitř). Z důvodu dodatečných investičních nákladů dochází ke zvětšení přírůstku nákladových křivek (kladná derivace křivek okamžitých nákladů systému). Pro výpočet výnosů byly použity základní vzorce výpočtu výnosu systému.

Průměrný roční výkon větrné elektrárny můžeme určit podle [2] jako skalár

$$P = C_p \cdot \rho \cdot v^3 / 2 \cdot \pi \cdot D^2 / 4, \quad (2)$$

kde P je výkon [W], ρ je hustota vzduchu [$\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$], v je rych-

lost proudění vzduchu [$\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$], D je průměr rotoru [m], C_p výkonový součinitel účinnosti, cca 20 %.

Energetický potenciál vodního toku vypočteme podle [2] jako skalár

$$P = g \cdot Q \cdot H \cdot h_m, \quad (3)$$

kde P je výkon [W], g je tíhové zrychlení [$\text{m}\cdot\text{s}^{-2}$], Q je průtok [$\text{m}^3\cdot\text{s}^{-1}$], H je rozdíl výšek horní a spodní hladiny [m], h_m je mechanická účinnost turbíny, cca 70 %.

Skutečné dosažitelné množství sluneční energie lze vyjádřit podle [7] jako skalár

$$Q_{\text{Sden}} = \tau \cdot Q_{\text{Sdenteor}} \cdot (1 - \tau) \cdot Q_{\text{Dden}}, \quad (4)$$

kde τ je poměrná doba slunečního svitu [-], Q_{Sdenteor} je teoretické množství energie za den [$\text{Wh}\cdot\text{m}^{-2}$], Q_{Dden} je denní úhrn difúzního záření [$\text{Wh}\cdot\text{m}^{-2}$].

Návratnost investice

Časový průběh kumulovaného vývoje hrubých výnosů pro každý ze 72 vektorů realizace návrhu v čase je znázorněn v dolní části na obr. 6. Každá křivka, ležící v přípustné množině řešení, popisuje kumulovaný průběh rozdílů nákladů a výnosů (výnos) v korunách pro jednotlivé časové (měsíční) intervaly simulace, viz horní část obrázku. Celkové náklady (náklady životního cyklu) se skládají z nákladů investičních a provozních.

Jak bylo uvedeno, v horní části grafu je zobrazen kumulovaný vývoj, tj. přírůstkové funkce výnosů a nákladů. Každému výrobnímu vektoru přísluší jedna křivka nákladů, ležící v přípustné množině řešení, a jedna křivka výnosů, ležící také v přípustné množině řešení. Průsečnice dvou křivek jednoznačně určuje dobu návratnosti investic. V dolním okně grafu je zobrazen průběh přírůstkových funkcí výnosů pro každý výrobní vektor. Počáteční hodnota se rovná hodnotě investic se znaménkem mínus. Průsečnice křivky s nulovou vodorovnou osou jednoznačně určuje dobu návratnosti investic.

Z obrázku je vidět, že mohou nastat případy, kdy pro určitý výrobní vektor návratnosti investic nebude dosaženo v zadaném období simulace, respektive nebude dosaženo vůbec nikdy (pokud derivace přírůstkové funkce výnosů je nulová nebo záporná). Optimální výrobní vektor by měl mít nejvyšší hodnotu derivace přírůstkové funkce výnosů, je však třeba vzít v úvahu i různý rozsah investic.

Pro lepší vyhodnocení výsledků byl proveden export údajů do tabulkového formátu, kde následně pro každý výrobní vektor byla propočítána návratnost investic a předpokládaný hrubý měsíční výnos (obr. 7, tab. 4). Data znázorněná v obr. 7 vedou k závěru, že preferované varianty leží v levé části grafu, kde vykazují krátkou dobu návratnosti, a v horní části grafu, kde vykazují vyšší výnosy (CF, NCF).

Uvedená aplikace má význam tam, kde řešitel chápe úlohu jako proces. V podstatě každá technicko-ekonomická aktivita, návrh řešení, je návrhem specifického dynamického procesu. Je otázkou přístupu k řešení i otázkou správného zadání projektu, zda je projekt řešen jako izolované řešení, nebo zda je chápán jako dynamický výrobní proces. Jako proces lze chápat každý technicko-ekonomický projekt, konstrukční řešení, architektonické řešení, urbanistické řešení, inovace, modernizace, rekonstrukce a další technicko-ekonomické projekty.

Data soustředěná v obr. 8 naznačují, že skupina technicko-ekonomických návrhů (výrobních vektorů) s krátkou ná-

vratností vložených investic a efektivním výnosem je velmi limitovaná. Do 50-100 měsíců návratnosti spadají pouze dva návrhy. Návratnost 100-150 měsíců poskytuje velmi široké spektrum možných technicko-ekonomických řešení, jejich výnosová stránka se významně liší. Řečeno přesněji, navrhovatel řešení má v rukou významnou možnost hodnotit řešení v rozsahu a obsahu, který vyžaduje výpočetní programovou podporu.

Závěr

Existuje mnoho údajů, které vstupují a ovlivňují každý návrh technicko-ekonomického výrobního procesu. Každý parametr a vstupní hodnota se navíc ve výrobním procesu mění. Při velkém objemu dat projektant není schopen bez pomoci nástrojů, jako je software, model, posoudit a správně vyhodnotit možnosti svého návrhu. Výsledkem studie bylo vytvoření modelu pro výpočet návratnosti investic [4] v simulačním prostředí [11]. Bylo poukázáno na široké spektrum možností, které technicko-ekonomické posuzování variantních, a zejména pak alternativních řešení, zahrnuje.

Pro každý výrobní vektor (kombinací alternativních zdrojů energie) můžeme pročitat návratnost investic a předpokládaný (v hrubých rysech i měsíční) výnos. Pro každý vektor inovačního řešení známe předpokládaný objem investic. Na základě modelování v simulačním prostředí [11] můžeme rozhodnout o efektivní variantě inovačního návrhu, v uvedené aplikaci pro bytový dům.

Výsledek modelu v tabulkové a grafické podobě umožní investorovi formulovat požadavky na alternativy, projektantovi pak snadno a přesně nalézt optimální získávání energie z alternativních zdrojů mezi několika stovkami přípustných variant. Model simulace může být použit pro jakoukoliv oblast, pro různé vstupní parametry a hodnoty. Může se rychle a snadno přizpůsobit požadavkům investora, mohou být zavedeny další simulační subsystémy pro zpřesnění výsledků.

Jako určitý derivát, příspěvek k mikroekonomické teorii, lze uvést hypotézy interpretované z dat k obr. 7. Návratnost investic a jejich výnosy pro nová technicko-ekonomická řešení:

- mají vysokou disperzi (vysoký prostor pro navrhovatele, projektanta);
- mají v daném stupni technického poznání ekonomický limit minimální návratnosti;
- nevhodných řešení je většina;
- korelační vztah mezi dobou investiční návratnosti a výnosy je u kombinovaných energetických zdrojů složitější než jednoduchý funkční předpoklad. Potvrzuje se tak úvodní předpoklad o přednostech užití simulačních metod pro šetřenou třídu modelů.

Článek vznikl v rámci výzkumného záměru MSM 6840770006 MŠMT „Management udržitelného rozvoje životního cyklu staveb, stavebních podniků a území“.

Literatura

- Beran, V.: Management udržitelného rozvoje životního cyklu staveb, stavebních podniků a území. Praha, Vydavatelství ČVUT 2005. /ISBN 80-200-1201-X/
- Ubralová, E. – Karásek, J.: Energetické potenciály obcí. Brno, CERM 2009. /ISBN 978-80-01-04486-5/
- Liška, V.: Makroekonomie, 2. vyd. Praha, Professional Publishing 2004. /ISBN 80-86419-51-1/
- Beran, V.: Dynamický harmonogram. Praha, Academia 2002. /ISBN 80-200-1007-6/
- Příkryl, P.: Numerické metody matematické analýzy. Praha, SNTL 1985.
- Rektorys, K.: Přehled užití matematiky. Praha, Prometheus 2000. /ISBN 9531107/
- Dostupné sluneční záření, počty slunečných dnů v ČR. www.setnebudovy.cz
- Energy Efficiency and Renewable Energy (EERE). www.eere.energy.gov
- Solar Group – fotovoltaika, solární sestavy a solární technika. www.solar-group.cz
- Český hydrometeorologický ústav. www.chmi.cz
- Simulační Software Matlab Simulink v. R2010b.
- Beran, V. – Dlask, P. – Hromada, E. – Prostějovská, Z.: Aplikace I-divergenčních funkcí pro stanovení spolehlivosti developerských projektů. In: Pravděpodobnost porušování konstrukcí, díl 1. VUT v Brně, 2006, s. 177-186. /ISBN 80-214-3251-9/
- Beran, V. – Dlask, P.: Management udržitelného rozvoje území 3. Praha, Česká technika 2011. /ISBN 978-80-01-04749-1/
- Beran, V. – Dlask, P.: Risk as an Externality in Quantitative and Marginal Approaches. In: Regional Externalities. New York, Springer 2011. /ISBN 978-3-540-35483-3/
- Měšťanová, D.: Ocenění mostních objektů na dálničních stavbách z pohledu udržitelného rozvoje. Praha, Česká technika 2010. /ISBN 978-80-01-04727-9/

Usmanov, V. – Beran, V.: Simulation Model of the Structure of Active Energy Sources

Proposing of technical-economic energy savings in buildings requires individual calculation and simulation. Solutions of energy demands on new buildings and renovation of the existing ones are not within the scope of conventional designing. The main energy consumers are the building itself, its individual flats as well as living in them. The present paper explores how to materialize the idea of preference of active energy sources to energy consumption passive savings.

Usmanov, V. – Beran, V.: Simulationsmodell der Zusammenstellung aktiver Energiequellen

Die Planung technischer und wirtschaftlicher Energieeinsparungen in Gebäuden verlangt eine individuelle Berechnung und Simulation. Die Energieanforderungen an Neubauten und die Modernisierung bestehender Bauwerke überschreiten den Rahmen der konventionellen Planung. Die Energie-Hauptverbraucher sind das Gebäude, dessen einzelne Wohnungen und das Wohnen darin. Der Beitrag bemüht sich darum, die Idee zu materialisieren, dass aktive Elemente von Energiequellen eine Alternative zu passiven Einsparungen des Energieverbrauchs sein können.

Jak citovat

13. října 2011

ČVUT v Praze – Ústřední knihovna

T2: A3-115b

Praktické cvičení pro citování ve vysokoškolských závěrečných pracích.

kontakt: ludmila.ticha@uk.cvut.cz

Kontrolní měření geometrických parametrů a měření posunů staveb

doc. Ing. Vladimír VOREL, CSc.
Ing. Lenka LÍNKOVÁ, Ph.D.
ČVUT – Fakulta stavební, Praha

Příspěvek, který je určen praxi, se zabývá souvislostmi problematiky zjišťování inherentních odchylek a geodetického měření posunů a přetvoření staveb.

Úvod

Kontrolní geodetická měření [1] a měření posunů staveb spolu úzce souvisí a podléhají u nás standardizaci. Postupně byly vydány technické normy podskupiny 73 02.. a 73 04.., které znamenaly přínos k problematice geodetických prací. Jsou to zejména normy [2], [3], [4] určené pro kontrolu geometrické přesnosti ve výstavbě a dále norma [5] pro měření posunů staveb. Aktuálnost a použitelnost těchto norem se v zásadě nezměnila.

Tato sada norem byla dále doplněna normami, které byly zavedeny překladem z norem mezinárodních – např. [6], a tak byla u nás doplněna citelná mezera v technických předpisech a podstatně se přispělo k péči o řízení kvality ve výstavbě.

Při používání norem podskupiny ČSN 73 02.. a normy pro měření posunů staveb [5] však vznikly některé náměty, které jsou předmětem tohoto příspěvku.

Kontrola geometrické přesnosti

Při geodetických pracích ve výstavbě se vyskytují případy, kdy spolu souvisí tři oblasti – kontrola geometrické přesnosti ve smyslu normy [4], měření posunů staveb [5] a inherentní odchylky [2]. Tato souvislost však nebývá v praxi správně interpretována.

Nejdříve připomeňme výchozí pojmy. Kontrolou geometrické přesnosti stavebního objektu se rozumí porovnání skutečných hodnot geometrických parametrů nebo jejich statistických charakteristik s hodnotami předepsanými v normativně technické, technologické nebo projektové dokumentaci.

Předmět kontroly se považuje za vyhovující, jestliže je splněna jedna z následujících podmínek:

$$x_d \leq x_i \leq x_h, \quad (1)$$

$$\delta x_d \leq \delta x_i \leq \delta x_h, \quad (2)$$

kde x_i je skutečná hodnota geometrického parametru zjištěná kontrolním měřením s předem stanovenou přesností, x_d a x_h jsou mezní hodnoty (dolní a horní) geometrického parametru, δx_i je skutečná odchylka geometrického parametru, $\delta x_i = x_i - x_0$, x_0 je základní hodnota geometrického parametru stanovená v projektu, δx_d je dolní mezní odchylka geometrického parametru, $\delta x_d = x_d - x_0$, δx_h je horní mezní odchylka geometrického parametru, $\delta x_h = x_h - x_0$.

Poznámka:

V tomto příspěvku používáme pro praxi srozumitelné a češtině odpovídající indexy značek veličin, proti těm, které do našich norem pronikly z norem ISO. Např. namísto δx_{sup} – horní mezní odchylka (superior z angl. – supérieur z franc.) uvádíme δx_h (horní) atd.

Uvedené definice doplníme ještě o toleranci

$$T = x_h - x_d. \quad (3)$$

Souvislost definovaných veličin je vyjádřena na obr. 1, který

platí pro symetrickou mezní odchylku, kdy

$$|\delta x_h| = |\delta x_d| = |\delta x|. \quad (4)$$

O skutečných hodnotách geometrických parametrů x_i se předpokládá, že jsou náhodnými veličinami a že se řídí normálním rozdělením pravděpodobností $N(\mu; \sigma^2)$ se střední hodnotou μ (přičemž v návrhu geometrické přesnosti se klade $\mu = x_0$) a směrodatnou odchylkou σ (obr. 2). Na tomto obrázku δx je mezní (symetrická) odchylka, $\varphi(x)$ je hustota pravděpodobnosti, což je v principu četnost výskytu určité hodnoty x_i , u je normovaná náhodná veličina normálního rozdělení. Pro praxi lze hodnotu u velmi volně přiblížit jako „koeficient, kterým se násobí směrodatná odchylka σ pro vyčíslení mezní odchylky δx “, u se volí rovno 1,64. P je plocha (na obr. 2 vyšrafováno) pod Gaussovou křivkou, která vyjadřuje pravděpodobnost dodržení tolerance T . Pro hodnotu $u = 1,64$ je tato pravděpodobnost 90 %, přičemž plocha P pod celou křivkou je 100 %, a α je plocha pod křivkou vyjadřující malou pravděpodobnost, že tolerance (přes všechnu snahu ji dodržet) bude překročena.

Má tedy tolerance T geometrického parametru ve výstavbě statistický ráz. I při zcela správně seřízeném a průběžně regulovaném technologickém procesu se může na výstupu u souboru hodnot geometrických parametrů x_i stejného druhu (např. délka stavebního dílce) objevit ze 100 hodnot 90 z nich splňujících podmínku (1) shora a 10 hodnot, popř. vybočí z tolerance.

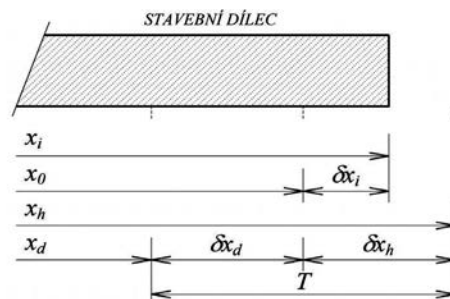
Pokud jde o střední hodnotu μ dostatečně velkého souboru hodnot geometrických parametrů téhož druhu ($N \geq 100$, teoreticky $N \rightarrow \infty$), můžeme za ni považovat výběrový průměr $\bar{x} = \Sigma x_i / N$.

Systematická odchylka, směrná hodnota a inherentní odchylka

Systematická odchylka c je rozdíl mezi střední hodnotou μ a základní hodnotou geometrického parametru x_0 ,

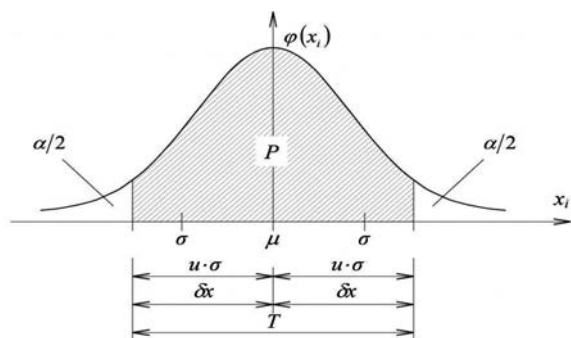
$$c = \mu - x_0. \quad (5)$$

Systematická odchylka c geometrického parametru má původ v nastavení výrobního zařízení nebo v chování technologického procesu. Přitom budeme předpokládat, že systematické odchylky kontrolního měření c_k (které jsou proti hodnotě c obecně malé) byly vyloučeny pracovním postupem nebo početně zaváděním oprav.



Obr. 1. Geometrické parametry, odchylky a tolerance

Dalším důležitým pojmem je směrná hodnota geometrického parametru x_s . Tato hodnota je stanovena pro dané referenční podmínky, jako je např. teplota +15 °C, uplynutí stanovené doby od zhotovení výrobku (čas), vlhkost aj.



Obr. 2. Normální rozdělení pravděpodobnosti geometrických parametrů

Se směrnou hodnotou úzce souvisí pojem inherentní odchylky (inherent z angl. = vnitřní). Inherentní odchylka ε_x je definována jako trvalá nebo vratná změna geometrického parametru výrobku nebo konstrukce způsobená fyzikálními a (nebo) chemickými příčinami. Zejména to je změnami teploty a vlhkosti, smršťováním, dotvarováním, změnami zatížení apod. Inherentní odchylky jsou časově závislé, mohou být vratné a nevratné a při kontrole geometrické přesnosti staveb se potlačují přepočtem základních hodnot na hodnoty směrné.

Poznámka:

Pojem „inherentní“ odchylka, používaný např. v [7], je v [3] souběžně uváděn s pojmem „přetvoření“, což se na jedné straně dostává do rozporu s definicí „přetvoření“ podle [5], ale ze druhé strany to podporuje cíle našeho článku, totiž ukázat, že problematika norem [3] a [5] zde má mnoho společného.

Obraťme nyní pozornost k oblasti měření posunů a přetvoření (v praxi říkáme „deformací“, což není zcela správné) podle [5]. Tedy, tato norma upravuje měření posunů a přetvoření staveb proti poloze a tvaru v základní nebo předcházející etapě měření, a to změnami vzniklými v základové půdě pod objektem nebo v okolí objektu. Tyto změny mohou vznikat stavební nebo jinou činností (např. změnou hladiny podzemní vody, poddolováním), účinkem statického, dynamického a seizmického zatížení a jinými vlivy na stavební objekty (např. i inherentními odchylkami).

Z tohoto doslovného vymezení je zřejmá souvislost a také rozpor mezi měřením posunů a kontrolou geometrické přesnosti, a zejména mezi pojmem „přetvoření“ a „inherentní odchylka“ nebo rozdílu inherentních odchylek mezi etapami (stavy konstrukce – časová souvislost), které mohou být ve zvláštním případě jedinou příčinou přetvoření.

Norma [5] však současně vymezuje, pro která měření její ustanovení neplatí:

- a) měření při zatěžovacích zkouškách stavebních konstrukcí;
- b) měření poklesů a sesuvů půdy;
- c) měření odchylek geometrických parametrů skutečného provedení stavebních konstrukcí, které se určují při kontrole geometrické přesnosti (!).

Shora citovaná vymezení v úvodu normy [5] tedy na jedné straně mají silnou vazbu na inherentní odchylky, které jsou definovány v oblasti kontroly geometrické přesnosti staveb, na druhé straně je tato vazba oslabena ustanovením ad c) shora. Z dosavadního výkladu je však patrné, že inherentní odchylky mají zvláštní postavení ke geodetickým měřením podle norem [2] i [5].

Klasifikace inherentních odchylek [7] a přetvoření [5] je proto následující. Jestliže se předpokládá, že inherentní odchylky jsou časově závislé a vznikají spojitě, potom lze rozlišovat inherentní odchylky:

- ve výrobním stavu (to zahrnuje montované nebo betonové monolitické konstrukce);
- v provozním stavu.

U přetvoření podle [5] lze analogicky přijmout stejné třídění.

Porovnejme dále, ve kterém období výstavby nebo existence objektu se provádí kontrola geometrické přesnosti:

- v etapě výstavby, a to při vstupní a operativní kontrole,
- po ukončení výstavby při výstupní a převírací kontrole.

Vedle toho, popř. souběžně, probíhá měření posunů a přetvoření:

- během výstavby na již vybudovaných částech konstrukce (výrobní stav),
 - dále po ukončení stavebního procesu,
 - potom v období provozování objektu (periodická a bezpečnostní měření),
- viz související literatura [8], [9].

Závěr

Souvislosti geodetických kontrolních měření (kontroly geometrické přesnosti) s měřením posunů a přetvoření staveb, a to při existenci inherentních odchylek, jsou velmi úzké. Upozorňuje se, že inherentní odchylky ovlivňují jak výsledky kontrolních měření podle [4], tak měření přetvoření podle [5] a jejich přítomnost by měla být v obou případech identifikována a měly by být vylučovány měřickým postupem nebo počteně. V určitých případech půjde výhradně o geodetické měření inherentních odchylek, a tato problematika pak vytváří další část měřických prací na stavbách.

Článek vznikl za podpory výzkumného záměru MSM 6840770001, dílčí část „Geodetické monitorování pro zajištění spolehlivosti staveb“.

Literatura

- [1] Vyhláška Českého úřadu zeměměřického a katastrálního č. 311/2009 Sb., kterou se provádí zákon č. 200/1994 Sb., o zeměměřictví a o změně a doplnění některých zákonů souvisejících s jeho zavedením
- [2] ČSN 73 0202: 1995 Geometrická přesnost ve výstavbě. Základní ustanovení
- [3] ČSN 73 0205: 1995 Geometrická přesnost ve výstavbě. Navrhování geometrické přesnosti
- [4] ČSN 73 0212-1: 1996 Geometrická přesnost ve výstavbě. Kontrola přesnosti - Část 1: Základní ustanovení
- [5] ČSN 73 0405: 1997 Měření posunů stavebních objektů
- [6] ČSN ISO 7077: 1995 Geometrická přesnost ve výstavbě. Měřické metody ve výstavbě. Všeobecné zásady a postupy pro ověřování správnosti rozměrů
- [7] Matějka, Z. – Šanda, V.: Přesnost geometrických parametrů ve výstavbě. Praha, Informační centrum ČKAIT 2006
- [8] Vorel, V.: Geodetické monitorování staveb, jeho východiska a souvislosti. Geodetický a kartografický obzor, 52, 2006, č. 7, s. 127-129. /ISSN 0016-7096/
- [9] ČSN 73 2030: 1994 Zatěžovací zkoušky stavebních konstrukcí. Společná ustanovení

Vorel, V. – Línková, L.: Control Measurements of Geometric Parameters and Measurement of Shifts of Constructions

This paper seeks to address practice. It studies the context of detecting inherent deviations and geodetical measurements of shifts and strain in constructions.

Vorel, V. – Línková, L.: Kontrollmessung geometrischer Parameter und Messung der Verschiebung von Bauwerken

Der Beitrag, der für die Praxis bestimmt ist, befasst sich mit den Zusammenhängen der Problematik der Feststellung inhärenter Abweichungen und der geodätischen Messung der Verschiebung und Verformung von Bauwerken.

STAVEBNÍ OBZOR

ROČNÍK 20 ČÍSLO 9/2011

Navigace v dokumentu

OBSAH

Egrtová, J. – Studnička, J. Stabilita ocelových tenkostěnných vaznic tvaru Z	257
Witzany, J. – Zigler, R. Zesilování zdiva tkaninami z uhlíkových a skleněných vláken	262
Tipka, M. – Čech, J. – Novák, J. Vlastnosti vysokopevnostního betonu s příměsí ocelových vláken	267
Říha, J. – Srna, J. Experimentální modelování erozních parametrů zeminy	271
Schmieder, M. – Zákoutský, J. – Tydlitát, V. – Černý, R. Hydratační teplo portlandského cementu CEM I 42,5R	279
Sokolář, R. Posouzení lomových odprašků jako taviva pro keramickou technologii	283

Stabilita ocelových tenkostěnných vaznic tvaru Z

Ing. Jana EGRTOVÁ, Ph.D.
Alfa04, Košice

prof. Ing. Jiří STUDNIČKA, DrSc.
ČVUT – Fakulta stavební, Praha

Článek pojednává o výsledcích zkoumání stability ocelových spojitých tenkostěnných vaznic tvaru Z v oblasti vnitřních podpor, kde se zdvojují zasunutím. Dosavadní způsob ověření tenkostěnné vaznice, popsán v ČSN EN 1993-1-3, je použitelný pouze pro vaznici konstantního průřezu, což zdvojená vaznice nesplňuje. V dizertační práci [1] první autorky článku je naznačeno, jak lze postupovat v tomto speciálním případě. Předložené postupy jsou ověřeny rozsáhlými zkouškami provedenými s vaznicemi ve skutečném měřítku.

1. Úvod

Tenkostěnné vaznice válcované za studena ze svitků plechů tlustých 1-2 mm v současných halách převažují. Je to proto, že jsou mnohem efektivnější než plnostěnné vaznice z válcovaných tyčí IPE. Vysoké efektivnosti je dosaženo tvarem vaznic, nejčastěji v podobě písmene Z, vhodným statickým systémem (spojitý nosník) a spolupůsobením se střešním pláštěm tvořeným trapézovými plechy.

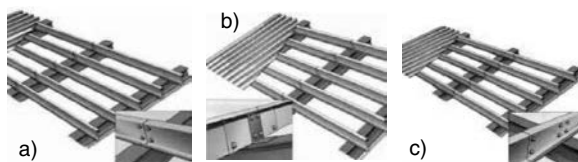
Tvary vaznic se optimalizují tak, že velmi štíhlé pásnice či stojina vaznice se vyztužují krajními a vnitřními výztuhami pro zlepšení odolnosti vzhledem k lokálnímu boulení (obr. 1).



Obr. 1. Tvary vaznic

Jako statický systém se téměř vždy použije spojitý nosník s nekonečným počtem polí, přičemž se místa velkých nadpodporových momentů zesílí buď již zmíněným zasunutím vaznic do sebe, nebo se v oblasti vnitřních podpor vaznice zesílí krátkými kusy stejného průřezu tzv. rukávem (obr. 2). Při návrhu tenkostěnných vaznic se vždy uvažuje se spolupůsobením střešního pláště tvořeného trapézovým plechem, který je k vaznicím připojen samořeznými šroubky, čímž stabilizuje horní pásnici vaznice, a navíc přebírá šikmou složku zatížení vzniklou rozkladem gravitačního zatížení do roviny stojiny vaznice. Celý nosný systém je však tak složitý, že projektantům nezbývá, než využívat dimenzačních

tabulek výrobců a propočítané hodnoty bez dalších úvah přebírat, i když ČSN EN 1993-1-3 a 1993-1-5 poskytují určité návody, jak se k nezávislým výsledkům dobrat. Pokud se však zvidavý výpočtář do propočtů pustí, záhy zjistí, že normové návody fungují jen za určitých omezení, z nichž např. jedno je, že vaznice musí být po délce neproměnného průřezu. Podle norem se tedy spojitá vaznice se zdvojenými úseky zcela korektně posoudit nedá.



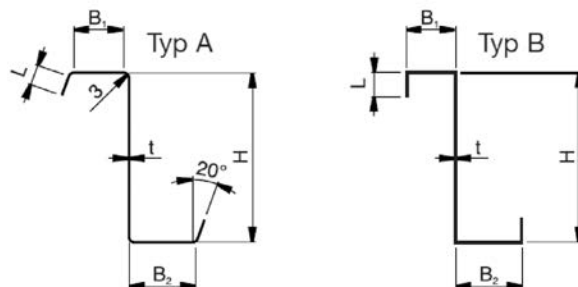
Obr. 2. Statická schémata vaznic
a – prostý nosník; b – spojitost dosažená rukávem;
c – spojitost dosažená zasunutím (překrytím)

2. Experimentální výzkum

2.1. Zkušební vzorky a uspořádání zkoušek

Nejlépe představu skutečného chování složité působící konstrukce vždy poskytne dobře připravený a kontrolovaný experiment, při němž se ověří napjatost a deformace konstrukce, a zejména při něm lze sledovat mechanismus kolapsu, z něhož lze odvodit, kde jsou slabá místa konstrukce.

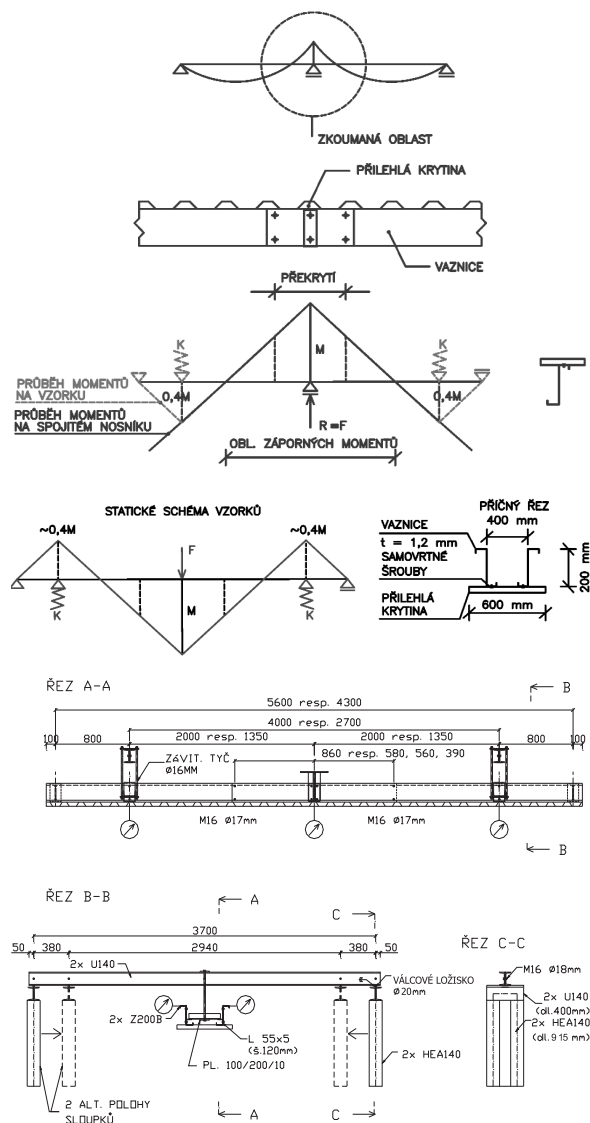
První autorka tohoto článku proto v rámci dizertační práce navrhla a osobně v Experimentálním centru FSv ČVUT realizovala rozsáhlý experimentální program na dvou typech vaznic Lindab vysokých 200 mm (obr. 3).



Obr. 3. Vaznice Lindab pro experimenty

Vaznice byly (pro zachování reality) zkoušeny ve dvojitých spojených trapézových plechách, přičemž byla měněna délka vaznic (4,5 m a 5,8 m), délka zasunutí (0,08L a 0,12L), počet šroubů spojujících vaznice i šroubů připojujících trapézový plech. Celkem bylo vyzkoušeno 20 vaznic. Protože byla pozornost zaměřena zejména na oblast vnitřní podpory

spojitého nosníku, bylo použito uspořádání modelující co nejméně tuto oblast, zřejmě z *obr. 4*. Experimentální schéma je vzhledem ke skutečnému spojitému nosníku z praktických důvodů převrácené. Zkouška tak vystihuje chování při tíhovém zatížení v oblasti vnitřní podpory spojitého nosníku, kdy jsou ohybové momenty v oblasti podpory záporné. Pro lepší modelování celé oblasti záporného momentu nebyl vzorek zkoušen jako prostý nosník, jak připouští norma EN 1993-1-3, ale bylo zvoleno složitější schéma spojitého nosníku s pružnými podporami, jež reálněji vystihuje okrajové podmínky pro možné vybočení volně tlacené pásnice. Tuhost pružných podpor byla dimenzována tak, aby byl zachován průběh momentů na spojitém nosníku.

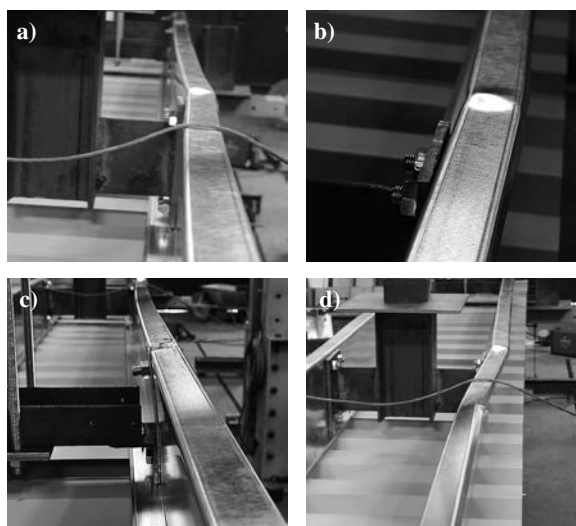


Obr. 4. Odvození tvaru vzorku a uspořádání zkoušky

Zkušební zatížení modeluje reakci ve vnitřní podpoře spojitého nosníku vaznice. Bylo vnášeno silou uprostřed zkušební vzorku přímo do stojiny obou vaznic pomocí roznášecí konstrukce. Zatěžování bylo řízeno posunem a přitěžování probíhalo postupně po krocích až do kolapsu vzorku. Celkově bylo provedeno 20 zkoušek dvojic tenkostěnných vaznic stabilizovaných trapézovým plechem. Z toho 8 vzorků bylo zkoušeno bez překrytí: tyto zkoušky sloužily zejména ke kalibraci chování vzorků s překrytím, které byly jádrem zkoumání. Na každé vaznici byly strunovými potenco-

metry měřeny průhyby – pro svislé průhyby ve třech bodech po délce nosníku (uprostřed vaznice a v místě pružného uložení), vodorovné posunutí bylo měřeno ve dvou bodech po délce nosníku na každé vaznici. Navíc bylo 300 mm od středu vzorku osazeno 6 tenzometrů na jedné vaznici k ověření napjatosti. Během experimentů byla sledována okamžitá zatěžovací síla a deformace. Dodatečně bylo u vaznic s překrytím doplněno speciální zařízení, tzv. dózička, pro měření reakce v pružném uložení.

U všech vzorků bez překrytí došlo ke stejnému typu kolapsu. Při postupném zatěžování se začala stojina vaznice v místě podpor a roznášedla síly postupně boulit a horní pásnice vizuálně vybočovat (v místě středu směrem ven a v místě podpor dovnitř vzorku). Jak je vidět na *obr. 5*, ke kolapsu došlo ve středu vzorku a následně k dalšímu porušení přibližně ve třetině vzdálenosti mezi pružnými podporami. Po tomto kolapsu již nebyl vzorek schopen přenášet další přitížení.

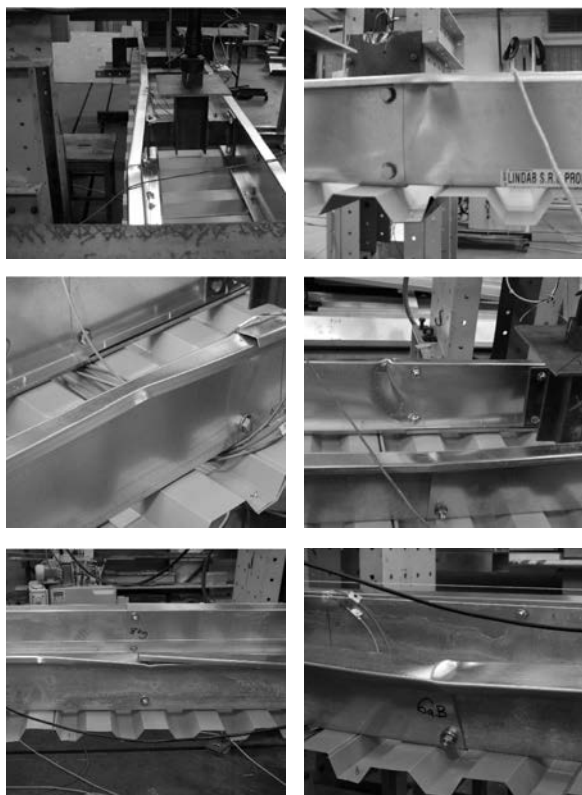


Obr. 5. Kolaps vzorku bez překrytí
a, d – celkové deformace po délce vaznice; b – kolaps v místě roznášedla síly; c – deformace v pružném uložení

Ke stejnému mechanismu porušení došlo i u vzorků s překrytím, a to vždy v těsné blízkosti konce překrytí. Malý rozdíl byl jen v charakteru kolapsu. U některých vzorků byl zlom velmi prudký a pro naklonění roznášedla již další zatěžování nebylo možné. U jiných vzorků však kolaps rovnováhu roznášedla nenarušil, a tím bylo umožněno další zatěžování až do kolapsu na druhé straně překrytí téže vaznice. U vzorků vaznic typu A docházelo též k vybočování horní volně tlacené pásnice, které se zvětšovalo úměrně zatížení. Vybočení tvořily dvě sinusové polovlny opačně orientované s největším vybočením v oblasti konce překrytí. U profilů B nebylo vybočení pásnice tak zjevné, docházelo však k lokálnímu boulení v oblasti podpor, roznášedla a konce překrytí zabezpečeného šrouby. Oblasti se postupně zvětšovaly, až byla celá stojina zvlněna krátkými sinusovými polovlnami (*obr. 6*). S dalšími podrobnostmi odkazujeme na [1].

2.2. Výsledky zkoušek

- Vzorky se chovaly lineárně téměř až do kolapsu, který je náhlý a dochází při něm k prudkému poklesu síly a vytvoření pokritické cesty;
- vliv počtu a rozmístění šroubů ve spojení vaznic s plechem krytiny je téměř zanedbatelný, např. pokles únosnosti vaznic typu A je při redukcí spojovacích prostředků o 50 % do zanedbatelných 6 %, u vaznic typu B do 3 %.



Obr. 6. Kolaps vzorku s překrytím

Lze proto soudit, že hustota těchto spojů nemá výrazný vliv na únosnost vaznic v oblasti záporných momentů;

- vzorky s překrytím mají, jak bylo předpokládáno, vyšší únosnost než vzorky bez překrytí, i průhyb je přibližně shodný. Únosnost však není dvojnásobná, zvyšuje se přibližně na 140 % v porovnání s prostými vaznicemi (110-163 % podle délky překrytí). Podrobné výsledky jsou v [1].

3. Teoretický rozbor

3.1. Postup dle doporučené modifikace

V dizertaci [1] je referováno o mnoha teoretických přístupech zlepšujících konzervativní postupy zahrnuté do evropské normy [2]. První autorka tohoto článku doporučuje pro konkrétní případ spojitě vaznice s překrytím originální postup, který je podrobně rozebrán a zhodnocen v [1]. Vychází z posouzení ohybové i vzpěrné únosnosti dle EN 1993-1-3, v níž se ověřuje nerovnost

$$\frac{M_{y,Sd}}{\chi \cdot W_{eff,y}} + \frac{M_{fz,Sd}}{W_{fz}} \leq \frac{f_y}{\gamma_M},$$

přičemž $M_{y,Ed}$ je moment od zatížení v rovině z-z;

$W_{eff,y}$ – průřezový modul efektivního průřezu pro ohyb okolo vodorovné osy y-y;

$M_{fz,Ed}$ – ohybový moment ve volné pásnici od zatížení $q_{n,Fd}$;

W_{fz} – průřezový modul průřezu složeného z plné plochy volné pásnice a 1/5 výšky stojiny, pro ohyb okolo svislé osy z-z;

χ – součinitel vzpěrnosti pro rovinný vzpěr volné pásnice.

Vstupní charakteristiky jsou však obměněny na základě předchozích poznatků:

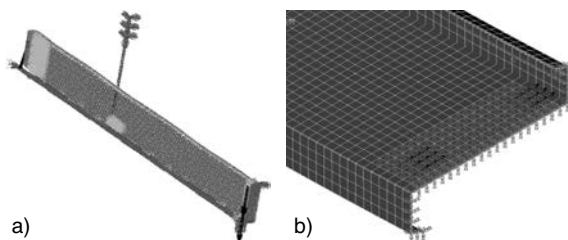
- efektivní průřezové charakteristiky se stanoví metodou účinných šířek uvedenou v EN 1993-1-3 a EN 1993-1-5 pro kritické napětí tlačené pásnice s jednoduchou okrajovou výtuhou, které se určí numerickým výpočtem nebo jednodušším způsobem programem CUF5M [4];
- efektivní průřez v oblasti překrytí se stanoví jako průměrná hodnota z efektivních průřezů pro negativní a pozitivní polohu průřezu vaznice;
- průběh momentů se stanoví např. programem SCIA, se zadáním efektivních průřezových charakteristik pro jednoduchý i zdvojený průřez;
- součinitel vzpěrnosti se stanoví postupem uvedeným v EN 1993-1-3 pro průřez v podpoře. Potvrzuje se, že jde o postup bezpečný i pro průřez na konci překrytí.

Doporučený postup dává výsledky shodné s výsledky experimentů popsány v předchozím odstavci.

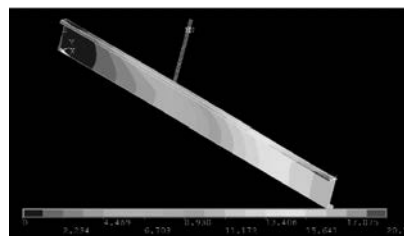
3.2. Numerický model

Byly vytvořeny numerické modely ANSYS pro vaznici bez překrytí (prostý nosník) i s překrytím (spojitý nosník). Cílem prvního modelu bylo ověřit způsob modelování průřezného uložení a zavedení počátečních imperfekcí, což bylo následně využito u druhého modelu. Oba modely byly zpracovány jak pro ideální tvar vaznice, tak pro vaznici s imperfekcemi.

Imperfektní tvar byl zadáván s amplitudami o délce vlny $b/200$ ve dvou variantách dle studie Macháčka [3] pro minimální a maximální délku vlny 400-600 mm, s výjimkou dolní pásnice, která je vodorovně podepřena připevněným plošným prvkem, a tudíž byla považována za dokonalou, bez počátečních imperfekcí. Model byl vypracován pro jednu polovinu vaznice, přičemž se předpokládalo symetrické chování (obr. 7). Jelikož roznášedlo síly ve skutečnosti bránilo v příčném natočení, byla v modelu na jeho ploše vytvořena v uzlech pevná podpora ve směru osy y. Síla ve směru osy z se přenášela do vaznic přes šrouby, a proto i v modelu byla síla zadána do uzlů tvořících dva šrouby o 3x3 uzlech.



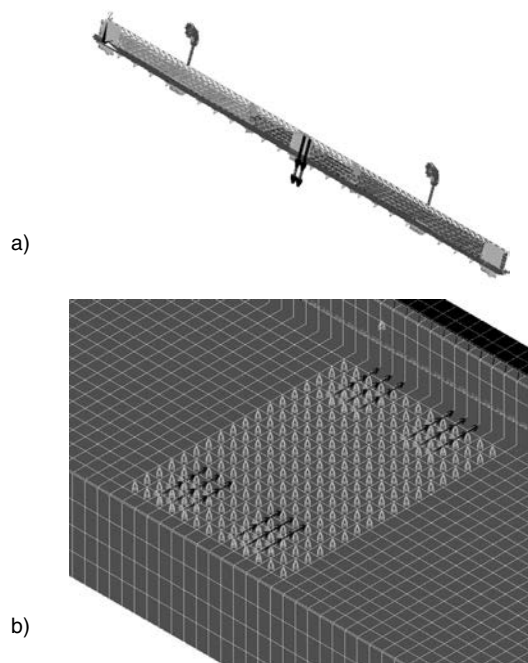
Obr. 7. Model poloviny vaznice bez překrytí (a), okrajové podmínky pro roznášedlo síly (b)



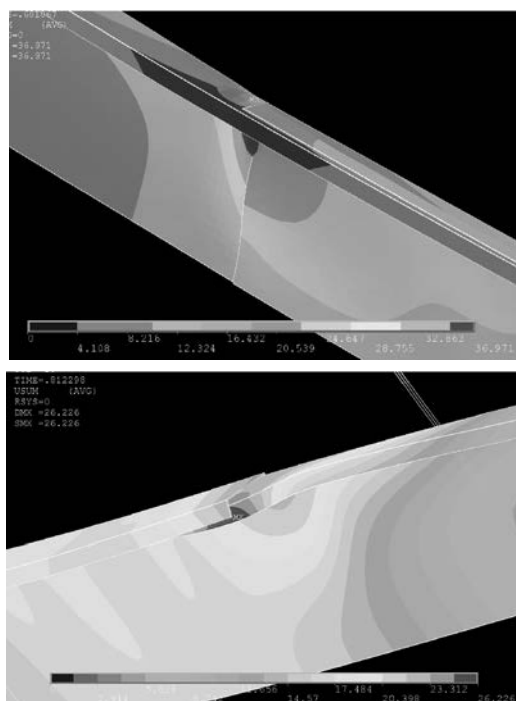
Obr. 8. Deformace při kolapsu vzorku bez překrytí

Symetrie vzorku byla nahrazena pevným podepřením ve směru x a zabráněním rotacím kolem os y, z po celém koncovém průřezu (obr. 8). Pro porovnání byly, jak již bylo řečeno, modelovány i vzorky s ideálním tvarem bez imperfekcí.

Na rozdíl od vzorků bez překrytí bylo u vzorků s překrytím nutné modelovat celou vaznici kvůli nesymetrii a překrytí (obr. 9). Celý vzorek, složený ze dvou vaznic, byl zadán obdobným způsobem s úpravou polohy uzlů (byl upraven tak, aby dvojice uzlů jednotlivých vaznic odpovídaly kolmo k sobě po celém průřezu). Bylo to nutné kvůli zadání kontaktů v oblasti překrytí. Po analýze možných kontaktů byl jako nejvhodnější zvolen Contact 52. Zatížení bylo stejné jako u modelů bez překrytí roznášeno přes šrouby modelované 3x3 uzly se zadáním do uzlů na obě vaznice v průřezu (obr. 9). Tyto odpovídající body na jednotlivých vaznicích byly navzájem spojeny závislými deformacemi (CP příkaz). Deformace vaznice je na obr. 10.



Obr. 9. Model vaznice s překrytím (a), roznášedlo síly (b)



Obr. 10. Deformace při kolapsu vzorku s překrytím

Postupnou kalibrací všech proměnných modelů se dospělo ke stavu, kdy modely velmi dobře odpovídaly experimentům, přičemž numerické výsledky zůstávaly na bezpečné straně, např. únosnost vaznic v překrytí je podle experimentu mírně (do 10 %) vyšší, než udává model. Z modelu také vyplývá, že při metodě stykování přesahem je vhodné (hlavně v oblasti překrytí) použít profilů vaznic s širší pásnicí, která je vlastní tuhostí lépe stabilizována. Prodloužením překrytí o 5 % se zvýší únosnost vaznice o 15-25 %, což není zanedbatelné a vzhledem k ceně vaznic se vždy vyplatí.

4. Výsledky výzkumu

Na základě popsaného experimentálního i teoretického výzkumu lze pro vaznice tvaru Z vyvodit tyto závěry:

- výpočetní postup uvedený v odst. 3.1. vykazuje u prostých vaznic téměř absolutní shodu s experimentem, zjištěný rozdíl hodnot únosnosti je menší než 1,5 %, což potvrzuje přesnost a použitelnost navržené metody v praxi;
- pro spojité vaznice s překrytím se pro střední (zesílený) průřez odchylka výpočtu podle odst. 3.1. a experimentu pohybuje v rozmezí 1,8-46 % na straně bezpečné pro výpočet.

Je tedy zřejmé, že navržený výpočetní postup je vhodný i pro praktické využití, i když experiment je v tomto případě vždy nejbližší pravdě.

5. Závěr

Je bezpochyby, že výkonný projektant nebude mít nikdy dostatek času hloubat nad složitostí působení tenkostěnných vaznic a vždy se při návrhu přidrží (lepších nebo horších) doporučení výrobců vaznic. Úkolem teoretických pracovišť je tyto postupy ověřovat, případně vylepšovat tak, aby používání tak frekventovaných prvků, jako jsou vaznice, bylo hospodárné, a přitom bezpečné. Tento článek má k tomuto cíli malou měrou přispět. Je zřejmé, že podobně pracují i vědci v zahraničí, viz např. [5].

Prezentovaný výzkum byl v minulých pěti letech podpořen výzkumnými projekty Katedry ocelových a dřevěných konstrukcí Fakulty stavební ČVUT v Praze, zejména výzkumným záměrem MŠMT 6840770001. Dokončení dizertace autorky bylo podpořeno příspěvkem Nadace Františka Faltuse. Zkušební vaznice dodala firma Lindab.

Literatura

- [1] Egrtová, J.: Stabilita tenkostěnných za studena tvarovaných Z vaznic v oblasti nadpodporových momentů. [Dizertační práce], ČVUT v Praze, 2011.
- [2] ČSN EN 1993-1-3. Navrhování ocelových konstrukcí, Část 1-3: Doplňující pravidla pro tenkostěnné za studena tvarované prvky a plošné profily. ČNI, 2007.
- [3] Macháček, J.: Elasto-Plastic Buckling of Unstiffened Plates in Compression. Stability of Steel Structures, Tihany, 1986.
- [4] Schafer, B.: Progress on the Direct Strength Method. 16th Int. Spec. Conference on Cold-Formed Steel Structures, Orlando, 2002, pp. 647-662.
- [5] de Miranda, S. – Mileta, R. – Ruggerini, A. – Ubertini, F.: Design and Calculation of Cold Formed Roofing Systems. Costruzioni Metalliche, 2011, No. 3, pp. 41-51.

Egrtová, J. – Studnička, J.: Stability of Thin Walled Steel Z Purlins

This paper deals with the results of research on the stability of cold-formed thin-walled continuous purlins in the support region where the purlins are doubled by so-called overlapping. The existing examination of thin-walled purlins described in ČSN EN 1993-1-3 code is only applicable to purlins with a constant cross-section. This provision is inapplicable to doubled purlins. The PhD. thesis [1] of the first author of this paper suggests how to proceed in this case. The suggested method is verified by comprehensive laboratory tests provided on the purlins in real scale.

Egrtová, J. – Studnička, J.: Stabilität dünnwandiger Stahlpfetten der Form Z

Der Artikel behandelt die Ergebnisse der Prüfung der Stabilität dünnwandiger Verbundstahlpfetten der Form Z im Bereich der inneren Auflager, wo die Pfetten durch Ineinanderschieben gedoppelt werden. Die herkömmliche Art der Überprüfung einer dünnwandigen Pfette [2] ist nur für Pfetten konstanten Querschnitts anwendbar, was eine gedoppelte Pfette nicht erfüllt. In der Dissertation [1] der ersten Autorin dieses Artikels wird angedeutet, wie in diesem speziellen Fall vorzugehen ist. Die vorgelegten Verfahren sind durch umfangreiche Prüfungen belegt, die mit Pfetten im tatsächlichen Maßstab durchgeführt worden sind.

● dizertace



Numerical Solution of the Flow and Transport Equations with the Dual Permeability Conceptual Approach

Ing. Michal Kuráž

Dizertace pojednává o řešení rovnic proudění a transportu v porézním prostředí s konceptem duální permeability. Je vytvořen a verifikován výpočetní program, který se aplikuje na problematiku úložiště radioaktivního odpadu.

Územně analytické podklady jako nástroj udržitelného rozvoje území

Ing. Václav Jetel

V práci se probírá otázka získávání a vyhodnocování územně analytických podkladů jako nástroje trvale udržitelného rozvoje území. Posuzují se legislativní pohledy a problematika expertního získávání, zpracovávání a posuzování podkladů pro tvorbu územně plánovací dokumentace.

O odhadech topologické entropie intervalových zobrazení

Ing. Martin Soukenka

V dizertaci se zkoumají topologické vlastnosti jednorozměrně diskrétních dynamických systémů generovaných náhodnými funkcemi zobrazujícími kompaktní interval. Využívá se při tom topologická entropie.

Materiálové charakteristiky dřeva vyztuženého vláknou

Ing. Lenka Hluší

Těžištem práce je experimentální a numerické vyšetřování materiálových charakteristik dřevěných prvků vyztužených kompozitní výtuzí. Výsledkem analýzy experimentů je software pro navrhování či posuzování skutečných konstrukcí.

Damages Due to Humidity Transfer in Porous Materials

Ing. Petr Rauch

Dizertace se zabývá transportem vlhkosti v porézních materiálech a poruchami stavebních konstrukcí vyvolaných tímto jevem. Práce vychází z vlastních poznatků autora, je zcela původní, má interdisciplinární charakter a přináší nové výsledky.

Seismic Resistance of Hybrid Shear Wall System

Dipl.-Ing. Ulrich Wirth

Tématem práce je analýza nelineárního působení konstrukčních betonových částí vystavených mimořádně intenzivním účinkům vodorovného zatížení. Nový hybridní systém byl analyzován a ověřen experimentem v cyklovém režimu.

Stavební obzor
Civil Engineering Journal

2011 08

Aktuální číslo Časopis Předplatné Redakce Inzerce Kontakt

Stavební obzor 8/2011

Zesilování zděných kleneb dodatečně v kládanou výztuží
Autor: ŠTĚPÁNEK Petr, ZÁMAL Martin

Využití vyztuženého zdiva a použití výztuží k dodatečnému zesilování zděných konstrukcí patří v dnešní době již k běžným stavebním postupům. Rozšíření vyztuženého zdiva, ať již nového, nebo dodatečně zesíleného, si vyžádalo ověření návrhových postupů, a to i vzhledem k různorodosti používaných materiálů. Článek prezentuje výsledky experimentální části na vyztužených zděných klenbách, jejich porovnání s matematickými modely a porovnávacími výpočty v oblasti dodatečného vyztužování zděných kleneb nepředjatou výztuží.

Vliv změny vlhkosti na zůstatkovou zatížitelnost a tuhost zdiva
Autor: ČEJKA Tomáš, WITZANY Jiří

Vyhledávání článků podle jména autorů i oborů umožňují nové internetové stránky časopisu Stavební obzor na adrese www.stavebniobzor.cz

V článku je studována míra a rychlost transportu vodného roztoku chloridu sodného ve vápenné omítkě s přísádkem metakaolinu. V experimentální části jsou provedena měření vlhkostních profilů a profilů koncentrace chloridů. Při měření jsou vertikálně orientované vzorky dány do kontaktu s 1M roztokem NaCl, přičemž jsou sorpční

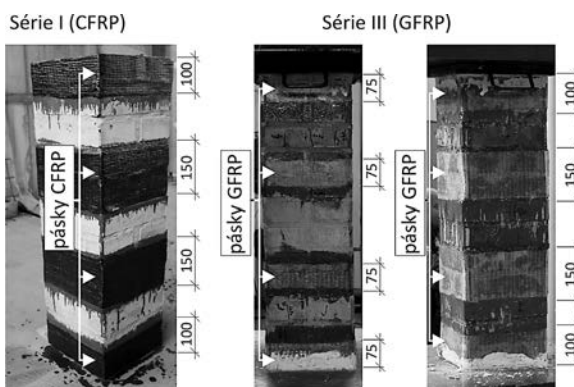
Zesilování zdiva tkaninami z uhlíkových a skleněných vláken

prof. Ing. Jiří WITZANY, DrSc.
Ing. Radek ZIGLER, Ph.D.
ČVUT – Fakulta stavební
Praha

V příspěvku jsou uvedeny dílčí výsledky experimentálního výzkumu deformačních a přetvárných vlastností, mechanismu porušení a mezní zatžitelnosti zděných pilířů zesílených tkaninami z uhlíkových a skleněných vláken zatížených dostředným tlakem. Sledované mechanické vlastnosti, které byly předmětem výzkumu, jsou porovnány s mechanickými vlastnostmi nezesílených zděných pilířů stanovenými experimentálně a výpočtem dle normy.

K zesilování zděných pilířů série III byla použita střední jednosměrná tkanina ze skleněných vláken TYFO SEH-25A [3] a tlustá jednosměrná tkanina TYFO SEH-51A [3] (GFRP), lepená dvousložkovou pryskyřicí Tyfo S v pásce šířky 75 mm a 150 mm v hlavě, patě a ve třetinách výšky pilíře (obr. 1). Zesílené pilíře (CFRP a GFRP) měly upravené hrany pod úhlem 45°.

Uspořádání zatěžovací zkoušky (TaZUS Praha) a rozmístění měřidel je patrné z obr. 2.



Obr. 1. Zesílení zděných pilířů pásy tkanin s uhlíkovými, popř. skleněnými vlákny

1. Úvod

Rozdílné mechanické vlastnosti nejen jednotlivých složek zdiva, zdících prvků a pojiva, ale i variabilita těchto vlastností v rámci zdících prvků i pojiva, jsou příčinou poměrně složitěho stavu napjatosti, v němž zejména tahové složky normálových, popř. hlavních napětí mají rozhodující roli při vzniku a rozvoji trhlin. Mechanismus porušování zdiva zatíženého dostředným tlakem a vyčerpání jeho únosnosti v tlaku je charakteristický vznikem a rozvojem svislých, převážně tahových trhlin, přičemž první trhliny vznikají v místech zděné konstrukce, kde působící normálové napětí v tahu σ_x (hlavní napětí σ_1) překročí lokální (místní) pevnost zdiva v tahu f_{mst} , popř. kde příčné přetvoření ε_x (popř. ε_1) překročí mezní poměrné přetvoření v tahu $e_{x,m}$.

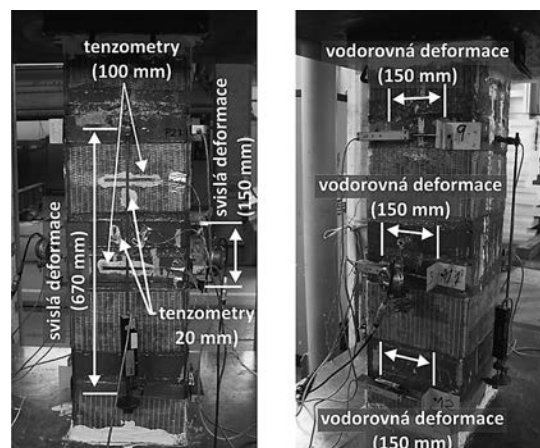
Pevnost zdiva v tlaku je v důsledku tohoto mechanismu závislá nejen na pevnosti cihel v tlaku f_{uc} , malty v tlaku f_{mc} , ale i pevnosti cihel f_{ut} , popř. malty f_{mt} , v tahu. Vlivem rozdílné struktury cihlářské suroviny i vlivem rozdílného uspořádání zkušebního zařízení pro měření f_{ut} jsou v odborných pracích udávány rozdílné hodnoty poměru f_{ut}/f_{uc} , který se zpravidla pohybuje v intervalu (0,05; 0,09) pro pevnost cihel v tlaku f_{uc} v intervalu (10 MPa, 24 MPa) [1].

Rozdělením zdiva průběžnými svislými trhlinami na jednotlivé „sloupky“ je dosaženo mezní únosnosti zdiva. Rozhodující význam při vzniku a rozvoji tahových trhlin v tlacím zdivu má pevnost cihly v tahu, která se významně uplatňuje při porušení zdiva příčným tahem.

2. Experimentální výzkum

Na zděných pilířích půdorysných rozměrů 300x300 mm, výšky 950-1 050 mm, z plných cihel CP20 (průměrná experimentálně stanovená pevnost cihel 20,7 MPa) na maltu vápennou MV2 (průměrná experimentálně stanovená pevnost malty 3,3 MPa), s tloušťkou ložných spár 15-20 mm, byl uskutečněn experimentální výzkum [2].

Zkušební pilíře série I byly zesíleny pásy jednosměrné tkaniny TYFO SCH-41 [3] z uhlíkových vláken (CFRP) výšky 150 mm, lepenými dvousložkovou pryskyřicí Tyfo S, v hlavě, patě a ve třetinách výšky pilíře.



Obr. 2. Uspořádání zatěžovací zkoušky a rozmístění měřidel

3. Analýza výsledků

Zamezením předčasného vzniku a rozvoje tahových trhlin ve zdivu pilíře, způsobených kontrakcí a vzájemnou interakcí zdících prvků a pojiva, lze dosáhnout vyššího využití únosnosti zdiva v tlaku v závislosti na pevnosti jeho jednotlivých složek. Vyztužení zděného pilíře nebo stěny tkaninou z uhlíkových vláken s vysokým modulem pružnosti ($E_{cfp}/E_d \in \in < 50; 70 >$) a vysokou pevností v tahu, např. $f_{t,cfp} = 980$ MPa, vytváří vnější příčné vyztužení tlacím zdivu, přebírá příčné tahové napětí ve zdivu a zvětšuje mezní deformaci $\delta_{y,m}$.

a mezní zatížení $N_{u,m}$ při porušení. Z průběhu experimentálně získaných závislostí vlivu vyztužení zdiva pásy z tkanin z uhlíkových, popř. skleněných vláken, na deformační δ , přetvárné ε a mezní hodnoty zatížení $N_{u,m}$ zkušebních těles zatížených dostřednou tlakovou silou, znázorněných na obr. 3 až obr. 8 a souhrnně zpracovaných v tab. 1 a tab. 2,

Tab. 1. Mezní zatížení a mezní deformace zkušebních pilířů*

Série	Skupina	$N_{u,m}^\circ$	$\delta_{y,m}^\circ$	$\delta_{x,m}^\circ$	$\delta_{y,m}^i/\delta_{y,m}^c$	$\delta_{x,m}^i/\delta_{x,m}^c$
III	SEH-25A, 75 mm	1 260	1,84	-0,27	0,55	0,73
	SEH-25A, 150 mm	1 230	3,04	-0,1	0,63	0,71
	SEH-51A, 75 mm	1 305	2,1	-0,36	0,55	0,55
	SEH-51A, 150 mm	1 140	2,78	-0,26	0,65	0,93
I	SCH-41, 150 mm	1 050	3,98	-1,08	0,72	0,68
	nevyztužené	707	1,55	-0,42	0,62	0,82

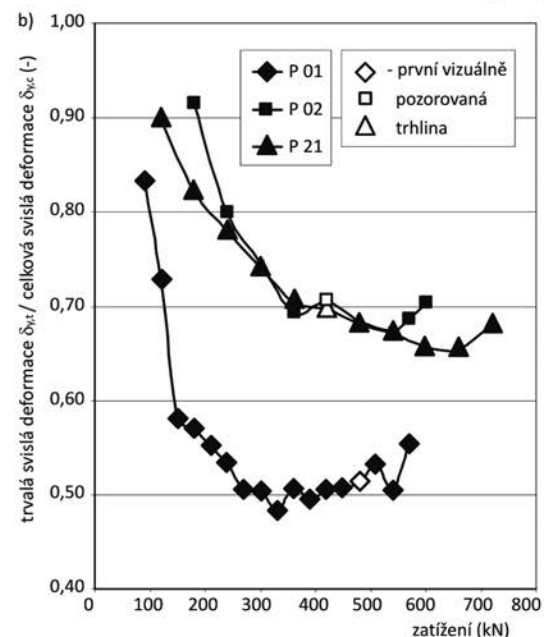
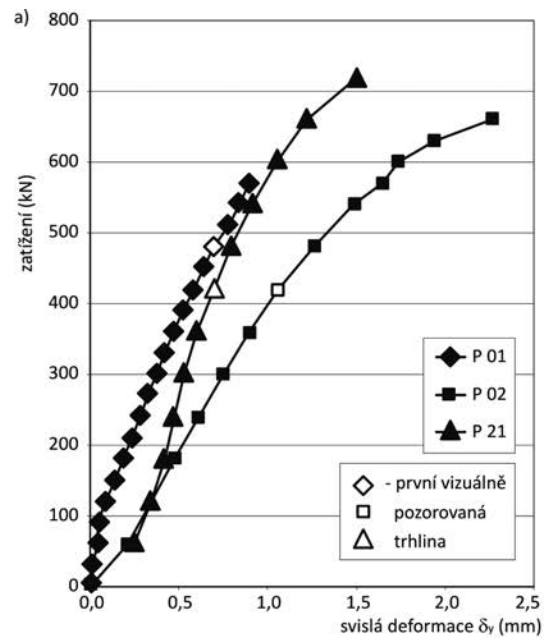
* V tabulce jsou uvedeny průměrné hodnoty ze dvou až tří zkoušek.

Tab. 2. Porovnání experimentálně a teoreticky stanovených mezních zatížení

Série	Skupina	$N_{u,m}^\circ$	$N_{u,m}^{Exp}/N_{u,m}^{NZ,Exp}$	$N_{u,m}^{Exp}/N_{u,m}^{NZ,Teor}$
III	SEH-25A, 75 mm	1 260	1,78	4,1
	SEH-25A, 150 mm	1 230	1,74	3,99
	SEH-51A, 75 mm	1 305	1,85	4,2
	SEH-51A, 150 mm	1 140	1,61	3,7
I	SCH-41, 150 mm	1 050	1,48	3,4
	nevyztužené	707	1,00	2,3

Lze formulovat tyto závěry:

- hodnoty počátečních svislých deformací δ_y (obr. 3a, obr. 4a, obr. 5a) a poměru $\delta_{y,i}/\delta_{y,c}$ (obr. 3b, obr. 4b, obr. 5b) jsou v případě některých zkušebních pilířů ovlivněny nepružným dotlačováním ložných spár (vliv smršfování pojiva, vznik vodorovných strukturálních trhlin, nedostatečný kontakt v ložné spáře). Pracovní diagramy těchto pilířů v průběhu počátečních zatěžovacích stupňů (2 až 4 zatěžovací stupně) jsou charakteristické mírným „zpevněním“, tj. poklesem nárůstu svislých deformací δ_y v porovnání s počáteční hodnotou – diagram $N \times \delta_{y,i}/\delta_{y,c}$ je charakteristický strmým poklesem hodnot uvedeného poměru. V následující fázi zatěžování dochází k ustálení poměru $\delta_{y,i}/\delta_{y,c}$ v intervalu (0,5; 0,75) až do dosažení mezního zatížení $N_{u,m}$, přičemž u vyztužených pilířů nedochází při úrovních zatížení blízkých se meznímu zatížení $N_{u,m}$ k nárůstu tohoto poměru, ale naopak v důsledku „aktivace“ tkaniny – nárůst vratné síly (obr. 5) – dochází k částečnému poklesu poměru $\delta_{y,i}/\delta_{y,c}$. Účinek vyztužení zděného pilíře pásy z tkaniny z uhlíkových, popř. skleněných vláken, je patrný z porovnání průběhů $N \times \delta_y$, znázorněných na obr. 3 až obr. 5;
- pracovní diagramy $N \times \delta_y$ jsou charakteristické pozvolným nárůstem svislých deformací δ_y v závislosti na velikosti dostředné tlakové síly N , postrádají charakteristické přechody, při nichž dochází k intenzivnímu rozvoji trhlin, mají zanedbatelnou oblast, kterou by bylo možné označit jako pružnou. Ve stadiu před dosažením mezního zatížení $N_{u,m}$ dochází k progresivnímu nárůstu svislých i vodorovných deformací, přičemž tento nárůst je výraznější u vy-

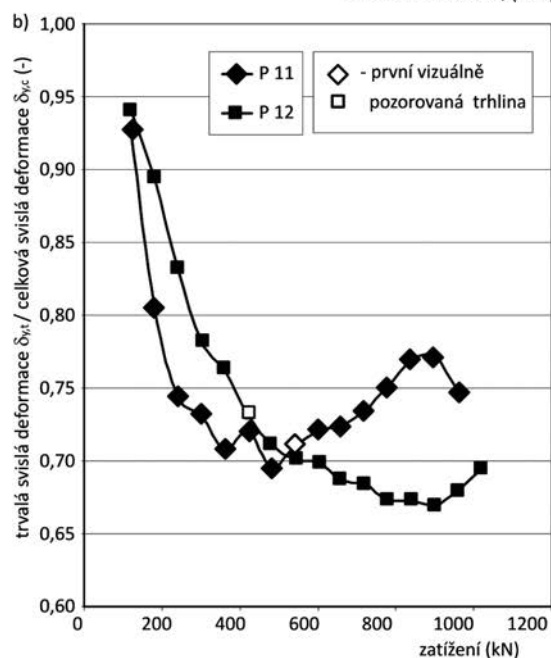
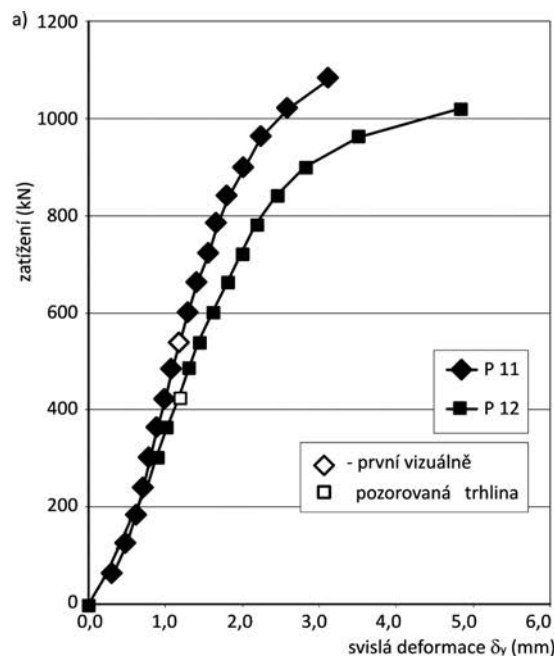


Obr. 3. Nezesílené pilíře

- a) průběh svislých deformací δ_y v závislosti na zatížení N ;
b) průběh poměru trvalých deformací $\delta_{y,i}$ k celkovým deformacím $\delta_{y,c}$ v závislosti na zatížení N

ztužených zděných pilířů. Mezní svislé deformace $\delta_{y,m}$ při dosažení mezního zatížení $N_{u,m}$ zděných vyztužených pilířů dosahovaly v porovnání s nevyztuženými 3,98 mm (CFRP) a 2,44 mm (GFRP), tj. 157-256 % deformací $\delta_{y,m}$ nevyztužených pilířů;

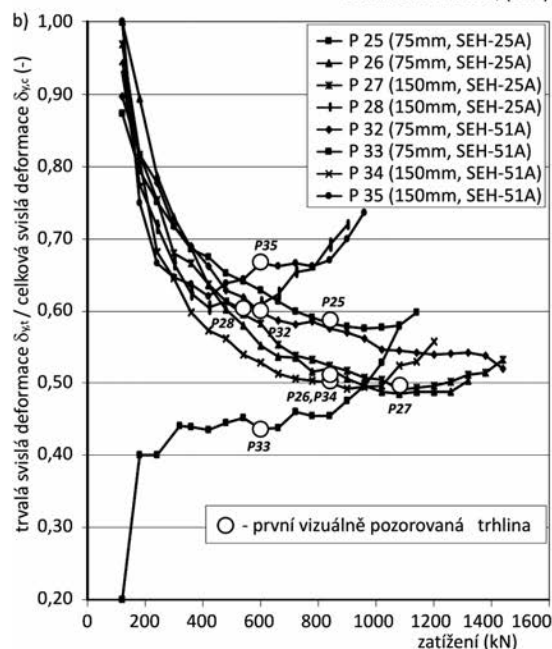
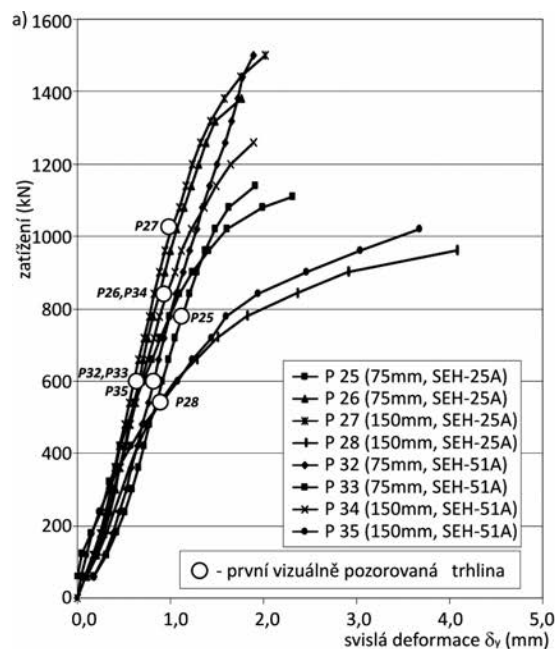
- pracovní diagramy $N \times \delta_x$ (obr. 6, obr. 7) jsou charakteristické výraznou oblastí nulových až velmi malých vodorovných deformací (δ_x je menší nebo rovno 0,01 mm) až do úrovně zatížení, při němž vznikají strukturální, vlasové a následně vizuálně pozorovatelné trhliny (δ_x je menší nebo rovno 0,1 mm), při nichž dochází k poměrně rychlému nárůstu vodorovných deformací δ_x . Mezní vodorovné deformace $\delta_{x,m}$ při dosažení mezního zatížení vyztužených a nevyztužených zděných pilířů dosahují přibližně shodných hodnot ($\delta_x \in (0,1; 1,08)$). Z této přibližné shody mezních deformací lze odvodit, že dosažení mezního zatížení ne-



Obr. 4. Pilíře zesílené pásy z uhlíkových tkanin (CFRP)
 a) průběh svislých deformací δ_y v závislosti na zatížení N ;
 b) průběh poměru trvalých deformací δ_{yt} k celkovým deformacím δ_{yc} v závislosti na zatížení N

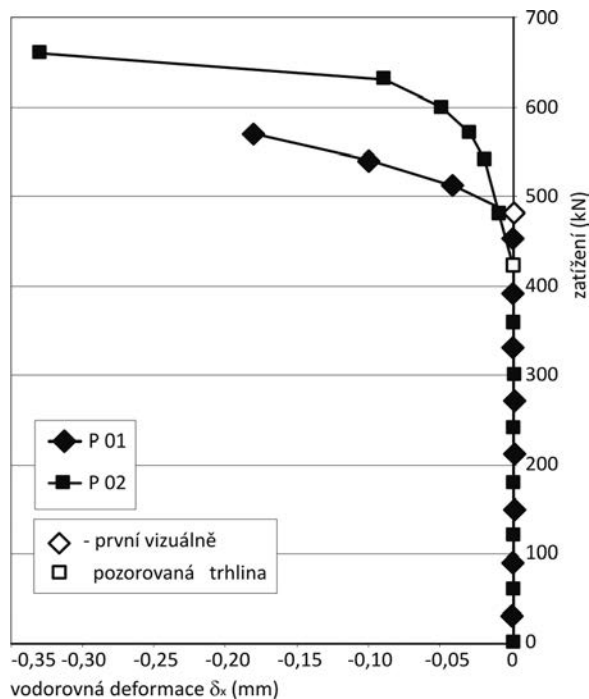
vyztužených a vyztužených zděných pilířů je provázáno jistou mezní vodorovnou deformací $\delta_{x,m}$, přičemž v případě pilířů vyztužených pásy z tkaniny z uhlíkových, popř. skleněných vláken, je v důsledku aktivní účinnosti ovnutí zapotřebí k jejímu dosažení většího zatížení v tlaku;

- dosažení mezního zatížení $N_{u,m}$ zděných pilířů vyztužených pásy z tkaniny z uhlíkových, popř. skleněných vláken, je charakteristické náhlým přetržením tkaniny ve střední třetině výšky pilíře provázeným zpravidla úplným rozrušením zdiva pilíře (obr. 8). Bezprostředně před dosažením mezního zatížení $N_{u,m}$ dochází ke vzniku a intenzivnímu rozvoji svislých tahových trhlin ve střední třetině výšky zděného pilíře a dílčímu narušování soudržnosti zesilující tkaniny a zdiva pilíře;



Obr. 5. Pilíře zesílené pásy z tkanin se skleněnými vlákny (GFRP)
 a) průběh svislých deformací δ_y v závislosti na zatížení N ;
 b) průběh poměru trvalých deformací δ_{yt} k celkovým deformacím δ_{yc} v závislosti na zatížení N

- experimentálně zjištěné hodnoty mezních zatížení $N_{u,m}^{Exp}$ zděných pilířů vyztužených pásy z tkaniny z uhlíkových, popř. skleněných vláken, dosáhly průměrných hodnot 1 050 kN (CFRP) a 1 234 kN (GFRP), tj. 148 % (CFRP) a 174 % (GFRP), v porovnání s mezním zatížením $N_{u,m}^{Exp}$ nevytužených pilířů (707 kN);
- experimentálně zjištěné mezní zatížení $N_{u,m}^{Exp}$ zděných pilířů vyztužených pásy z tkaniny z uhlíkových, popř. skleněných vláken, v porovnání s charakteristickou únosností $N_{u,m}^{NZ,Teor}$ nezesílených pilířů stanovenou dle ČSN EN 1996-1-1 [4] dosahovalo 370-420 % (GFRP) a 340 % (CFRP). Experimentálně zjištěné mezní zatížení $N_{u,m}^{Exp}$ nevytužených zděných pilířů dosáhlo 230 % v porovnání s charakteristickou únosností $N_{u,m}^{NZ,Teor}$ nezesílených pilířů stanovenou dle ČSN EN 1996-1-1 [4];



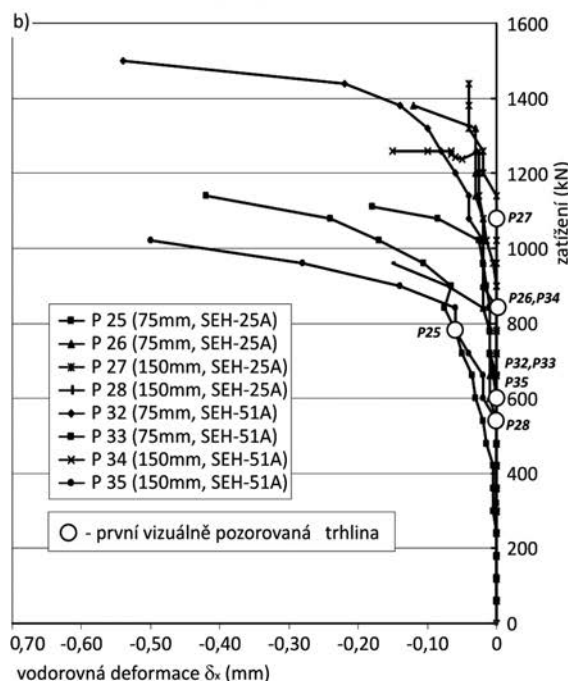
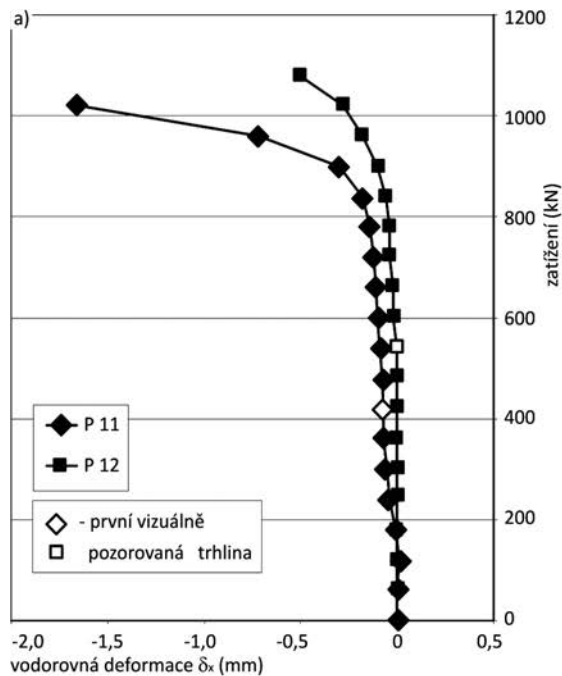
Obr. 6. Průběh vodorovných deformací δ_x ve střední části nezesílených pilířů v závislosti na zatížení N

- rozdíly experimentálně stanovených průměrných hodnot mezního zatížení zděných pilířů zesílených pásy z uhlíkové tkaniny (1 050 kN) nebo skleněnými vlákny (1 234 kN) leží v pásmu rozptylu experimentálně stanovených mezních zatížení zděných pilířů vyztužených pásy z tkaniny ze skleněných vláken ($N_{u,min} = 1\,140$ kN, $N_{u,max} = 1\,305$ kN), přičemž příčinu nelze vzhledem k omezenému počtu experimentálně vyšetřených zkušebních těles blíže identifikovat. Tento relativně nevýrazný rozdíl experimentálně zjištěného mezního zatížení $N_{u,m}^{CFRP}$ a $N_{u,m}^{GFRP}$ není zcela v souladu s hodnotami mezní tahové síly tkaniny z uhlíkových, popř. skleněných vláken použitých pro zesílení experimentálně vyšetřovaných zděných pilířů;
- průměrné experimentálně stanovené mezní zatížení v tlaku $N_{u,m}$ (4 zkušební tělesa) zděných pilířů zesílených pásy výšky 75 mm z tkaniny ze skleněných vláken (střední SEH-25A a tlusté SEH-51A) $N_{u,m}^{GFRP} = 1\,260$ kN (SEH-25A) a 1 305 kN (SEH-51A) je shodné, popř. vyšší, než mezní zatížení v tlaku $N_{u,m}$ (4 zkušební tělesa) zděných pilířů zesílených pásy výšky 150 mm z tkaniny ze skleněných vláken (střední SEH-25A a tlusté SEH-51A) $N_{u,m}^{GFRP} = 1\,230$ kN (SEH-25A) a 1 140 kN (SEH-51A).

Poznámka: Při analýze deformačních a přetvárných vlastností zděných pilířů a mezního zatížení je třeba uvážit vliv případné variability vlastností složek zdiva, způsobu provedení a manipulace zdiva (např. rozptyl závislosti $N \times \delta_x$ nevyztužených pilířů – obr. 3a).

4. Shrnutí

■ Experimentální výzkum prokázal vhodnost zesílování zdiva historických staveb tkaninami na bázi vláken z uhlíku, popř. skla. Účinkem vyztužení zdiva zatíženého centrickou tlakovou silou pásy z tkaniny z uhlíkových a skleněných vláken dochází ke zvýšení mezního zatížení v tlaku. V případě experimentálně ověřovaných pilířů činilo zvýšení mezního zatížení zděných pilířů v tlaku (CFRP) 148 % a (GFRP) 174 % v porovnání s mezním zatížením nevyztuženého zdě-



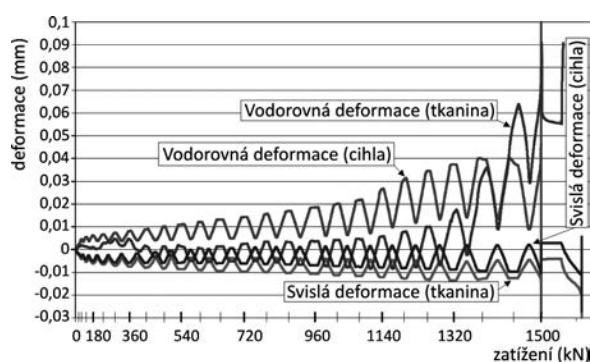
Obr. 7. a) Průběh vodorovných deformací δ_x ve střední části pilířů zesílených pásy z uhlíkových tkanin (CFRP) v závislosti na zatížení N ; b) průběh vodorovných deformací δ_x ve střední části pilířů zesílených pásy tkanin se skleněnými vlákny (GFRP) v závislosti na zatížení N

ného pilíře zatíženého centrickou tlakovou silou. Vyztužování zdiva pásy z tkaniny místo celoplošného vyztužení zachovává difúzní propustnost zdiva.

■ Zděné pilíře zatížené centrickou tlakovou silou, zesílené pásy z tkaniny z uhlíkových vláken, mají širší oblast pružně plastických deformací. V případě experimentálně ověřovaných pilířů činilo toto zvýšení mezní deformace zděných pilířů zesílených pásy z tkaniny z uhlíkových vláken 256 % a skleněných vláken 157 % v porovnání s mezní deformací nevyztuženého zděného pilíře zatíženého centrickou tlakovou silou.



Obr. 8. Porušení zesíleného zděného pilíře pásy tkaniny se skleněnými vlákny při dosažení mezního zatížení



Obr. 9. Průběh vodorovných a svislých deformací zdiva a pásy zesilující tkaniny se skleněnými vlákny

■ Vyztužení zdiva pásy z tkaniny z uhlíkových vláken nemá závažnější vliv na průběh závislosti $N \times \delta_y$ v počátečním stadiu. Vyztužení se u zděných pilířů zatížených dostřednou tlakovou silou začíná uplatňovat (aktivovat) vznikem a rozvojem svislých trhlin ve zdivu. Z obr. 9 je patrná souvislost vodorovných deformací zdiva a vodorovných deformací tkaniny ve stadiu rozvoje trhlin.

■ Větší šíře oblasti pružně plastických deformací vyztužených zděných pilířů zatížených dostřednou tlakovou silou se pozitivně uplatní z hlediska působení a odezvy svislé zděné konstrukce při cyklickém zatížení (technická, indukovaná a přírodní seizmicita, cyklické zatížení teplotou a vlhkostí).

■ Dosud provedené experimentální zkoušky (omezený počet zkušebních těles) neprokázaly výrazný rozdíl účinku vyztužení pásy tkaniny se skleněnými vlákny v závislosti na výšce použitých pásek (75 mm a 150 mm). Mezní zatížení takto zesílených pilířů tkaninou výšky 75 mm $N_{u,m}^{GFRP,75} = 1\,283$ kN, tkaninou výšky 150 mm $N_{u,m}^{GFRP,150} = 1\,185$ kN.

■ Experimentální zkoušky (omezený počet zkušebních těles) neprokázaly výrazný rozdíl při vyztužení zdiva tkaninami z uhlíkových a skleněných vláken z hlediska dosažené mezní únosnosti. Mezní zatížení pilířů zesílených tkaninou ze skleněných vláken $N_{u,m}^{CFRP} = 1\,234$ kN, uhlíkovou tkaninou $N_{u,m}^{CFRP} = 1\,050$ kN.

■ Výsledky experimentálních zkoušek a vzájemná komparace vyztužených a nevyztužených zděných pilířů, účinnost vyztužení pilířů tkaninou z uhlíkových vláken a tkaninou se skleněnými vlákny mohou být významně ovlivněny rozdílnou kvalitou provedení zdiva, kvalitou pojiva a dalšími, již zmíněnými skutečnostmi.

Literatura

- [1] Pume, D.: Výpočtový model mechanismu porušení cihelného zdiva při dostředném tlaku. Stavební výzkum, 1983, č. 5.
- [2] Výzkumný záměr VZ1 - MSM6840770001 Spolehlivost, optimalizace a trvanlivost stavebních materiálů a konstrukcí, hlavní řešitel J. Witzany, 2005-2011.
- [3] Technické listy materiálů (Tyfo SCH-41, Tyfo SEH-25A, Tyfo SEH-51A, Tyfo S), Betosan, 2011.
- [4] ČSN EN 1996-1-1 Eurokód 6 – Navrhování zděných konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla pro vyztužené a nevyztužené zděné konstrukce. CEN, 2007.

Witzany, J. – Zigler, R.: Strengthening of Masonry Using Textiles with Carbon and Glass Fibres

This paper presents partial results of experimental investigations of deformation and strain properties, the mechanism of failure and limit loadability of masonry pillars strengthened with textiles from carbon and glass fibres loaded by concentric compression. The monitored mechanical characteristics, which were subject to the investigation, are compared with mechanical properties of unstrengthened masonry pillars determined experimentally and by the computation in accordance with the European standard.

Witzany, J. – Zigler, R.: Verstärkung von Mauerwerk mit Geweben aus Kohlenstoff- und Glasfasern

Im Beitrag werden Teilergebnisse einer experimentellen Untersuchung der Deformations- und Verformungseigenschaften, des Mechanismus der Störungen und der Grenzbelastbarkeit von durch mittigen Druck belasteten Mauerwerkspfählen behandelt. Die beobachteten mechanischen Eigenschaften, die Gegenstand der Untersuchung waren, werden mit den experimentell und durch Berechnung nach der Europa-Norm bestimmten mechanischen Eigenschaften nicht verstärkter Pfeiler verglichen.

Vlastnosti vysokopevnostního betonu s příměsí ocelových vláken

Ing. Martin TIPKA
Ing. Jindřich ČECH
Ing. Josef NOVÁK
ČVUT – Fakulta stavební
Praha

V současné době existují různé modifikace betonů. Kombinací vysokopevnostního betonu a ocelových vláken vzniká vysokopevnostní drátkobeton. Jeho vlastnosti ovlivňuje mnoho faktorů. Článek se zabývá hodnocením mechanických vlastností vysokopevnostních betonů s příměsí ocelových vláken různého množství a druhu.

Během posledních několika desítek let byla v betonovém průmyslu provedena řada výzkumů, které s sebou přinesly různé modifikace betonů. Významným přínosem se bezesporu stal vysokopevnostní beton (dále HSC – high strength concrete)¹, který splňuje stále se zvyšující požadavky na nosné konstrukce a na dodržení podmínek trvale udržitelného rozvoje. V současné době se jako velký příslib do budoucnosti jeví, tzv. vláknobeton. Vložená vlákna výrazně eliminují negativní vlastnosti klasického betonu běžných i vyšších pevností. Kombinací obou materiálů vzniká vysokopevnostní vláknobeton.

Vlastnosti vysokopevnostních vláknobetonů jsou podle druhu a množství vláken značně variabilní. Obecně lze konstatovat, že příměs vláken v betonu ve většině případů pozitivně ovlivňuje jeho fyzikálně mechanické vlastnosti (pevnost v tlaku a tahu, smykovou a ohybovou únosnost, tuhost, duktilitu, trvanlivost) a negativně technologii výroby (požadavky na technologickou kázeň při návrhu, výrobě a zpracování čerstvého betonu a následném ošetřování). Predikce konkrétních vlastností vysokopevnostního vláknobetonu je možná pouze na základě znalosti přesného složení čerstvého betonu, především pak na množství a druhu vláken. Vlastnosti je možné prokázat pouze zkouškami.

Dnešní trh nabízí široké spektrum vláken vhodných do betonu, a tak do jisté míry záleží pouze na výrobcí, která vlákna a v jakém množství pro výrobu vysokopevnostního vláknobetonu zvolí. Běžně se můžeme setkat s vlákny syntetickými, skleněnými či uhlíkovými, ovšem v praxi jsou nejrozšířenější vlákna ocelová. Odlišnost druhu vláken neovlivňuje pouze vlastnosti výsledného kompozitu, ale je klíčová pro volbu technologie výroby. Důležitým aspektem v návrhu vláknobetonových konstrukcí je zvolit vždy vlákna pro danou konstrukci optimální. Předpokladem správného navrhování jsou dostatečné znalosti v oblasti návrhu, výroby a vlastností vysokohodnotných betonů s příměsí vláken různých druhů. Článek se snaží poukázat na odlišné vlastnosti a chování vysokopevnostních betonů s příměsí ocelových vláken, tzv. vysokopevnostních drátkobetonů (dále HSSFRC – high strength steel fiber reinforced concrete).

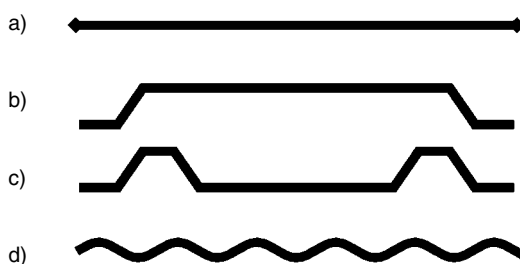
Ocelová vlákna

S využíváním ocelové výztuže v betonu se začalo koncem 19. století, kdy se ve stavitelství objevil železobeton, v současnosti nejrozšířenější stavební materiál. Důvodem kombinace betonu a oceli byly jejich vlastnosti, které se vhodně doplňují. Není proto překvapením, že i pro vláknobeton se využívají především vlákna na bázi oceli.

V současné době, kdy se využití drátkobetonu v praxi stále rozšiřuje, existuje velké množství ocelových vláken vhodných pro jeho výrobu. Zpracovatelnost čerstvého betonu a účinnost vláken v betonové matici ovlivňují různé faktory. Základním kritériem pro dělení ocelových vláken je druh materiálu použitého pro jejich výrobu [1]:

- skupina I za studena tažený drát,
- skupina II vlákna stříhaná z plechu,
- skupina III vlákna oddělovaná z taveniny,
- skupina IV vlákna protahovaná z drátu taženého za studena,
- skupina V vlákna frézovaná z ocelových bloků.

Významnými aspekty, které ovlivňují zpracovatelnost a konečné vlastnosti HSSFRC, jsou tvar, štíhlost a pevnost vláken. Podle tvaru se ocelová vlákna dělí na přímá a tvarovaná (obr. 1), v obou případech se může využít různých kotevních úprav, které ovlivňují soudržnost vlákna s betonem. Ocelová vlákna se také mohou dodávat s povrchovou úpravou. Štíhlost ocelových vláken, tj. poměr délky a průměru vlákna $\lambda_f = L/d$, se pohybuje mezi 30-80. Se zeshňlováním vláken sice roste jejich efektivnost, dochází však k výraznějšímu nakypření kameniva a ke zhoršení zpracovatelnosti čerstvého betonu. Z hlediska pevnosti rozlišujeme ocelová vlákna běžná (pevnost v tahu 400-1 450 MPa) a vysokopevnostní (pevnost v tahu okolo 2 000 MPa a více).



Obr. 1. Typický tvar ocelových vláken
a – přímé vlákno s úpravou konce; b – přímé vlákno s jednoduchým hákem; c – přímé vlákno s dvojitým hákem; d – tvarované zvlněné vlákno

Technologický návrh směsi a konečné vlastnosti HSSFRC (včetně chování) mohou být vzhledem k různorodosti ocelových vláken značně variabilní. Důkazem je studie [2], která

¹ Podle ČSN EN 206-1: má pevnostní třídu v tlaku větší než C 50/60 pro obyčejný a těžký beton a LC 50/55 pro lehký beton.




se zabývá hodnocením fyzikálně mechanických vlastností vysokopevnostních betonů s příměsí ocelových vláken různého druhu a množství.

Vysokopevnostní drátkobeton

Složení čerstvého betonu

Pro experimentální studii fyzikálně mechanických vlastností HSSFRC byla vybrána ocelová vlákna tří typů (tab. 1). Typy I a II mají shodný přímý tvar s úpravou konce v podobě jednoduchého háku, vlákno typu III je tvarované vlnité. Významný rozdíl představuje pevnost v tahu, kdy vlákna typu I a III mají běžnou pevnost proti vláknu typu II, které je vysokopevnostní. Ostatní parametry jsou totožné. Důležité to je především u štíhlosti vláken λ_f . Stejně hodnoty poměru λ_f u všech druhů vláken snižují možné riziko ovlivnění výsledných hodnot fyzikálně mechanických vlastností betonu z důvodu rozdílných vlastností čerstvého betonu.

Tab. 1. Typ ocelových vláken

Parametr	Druh vlákna		
	typ I	typ II	typ III
tvar			
materiál	ocel	ocel	ocel
tvar	přímý	přímý	vlnitý
povrch	hladký	hladký	hladký
průřez	kruhový	kruhový	kruhový
kotvení (úprava konce)	háček	háček	žádná
délka L_f [mm]	50	50	50
průměr d_f [mm]	1	1	1
poměr $\lambda_f = L_f / d_f$	50	50	50
pevnost v tahu f_t [MPa]	1 100	1 900	1 100

Tab. 2. Složení betonové směsi

Složka	Vysokopevnostní beton s příměsí vláken			
	typ 0	typ I ^{20/40/60}	typ II ^{20/40/60}	typ III ^{20/40/60}
cement c [kg]	400	400	400	400
voda w [kg]	132	132	132	132
popílek p [kg]	100	100	100	100
kamenivo [kg]	0-2	696,9	696,9	696,9
	2-8	443,3	443,3	443,3
	8-16	638,4	638,4	638,4
vlákna [kg]	0	20/40/60	20/40/60	20/40/60
vodní součinitel $w_w = w/i$	0,33	0,33	0,33	0,33
upravený vodní součinitel $w_w = w/(c + p)$	0,264	0,264	0,264	0,264
superplastifikátor	2,5	10,4/11,6/12,4	10,4/11,6/11,6	10,4/11,6/11,6
zpomalovač tuhnutí	0,2	0,8/2,0/2,4	0,8/2,0/2,4	0,8/2,0/2,4

Pro výrobu zkušebních vzorků byly namíchány betonové směsi s příměsí ocelových vláken různých typů (I, II a III), pro každý v množství 20, 40 a 60 kg·m⁻³ betonu, a referenč-

ní směs prostého vysokopevnostního betonu (tab. 2). Zmíněné směsi měly téměř totožné složení, kromě typu a množství obsažených drátků se receptura lišila pouze množstvím jednotlivých přísad (superplastifikátoru, zpomalovače tuhnutí), a to v závislosti na množství a druhu vláken. Důvodem bylo zajištění porovnatelné zpracovatelnosti všech betonových směsí.

Fyzikálně mechanické vlastnosti

Experimentální zkoušky HSSFRC slouží pro znázornění chování betonu, na základě něhož jsou získávány informace pro navrhování konstrukcí. Fyzikálně mechanické vlastnosti HSSFRC byly ověřeny zkouškami ztvrdlého betonu v souladu s platnými českými normami pro obyčejný beton. Pevnost v tlaku a příčném tahu byla zkoušena na krychlicích o hraně 150 mm, pevnost v tahu za ohybu na hranolech čtvercového průřezu 150x150 mm, délky 700 mm čtyřbodovým ohybem, kdy zkoušený vzorek je zatěžován dvěma osamělými silami působícími ve třetinách rozpětí. Uvedené výsledky představují vždy průměrnou hodnotu ze šesti vzorků.

Pro hodnocení vlastností HSSFRC byly zkoušeny vzorky HSC a HSSFRC s příměsí různých typů ocelových vláken (I, II a III) a různého množství (20, 40 a 60 kg·m⁻³ betonu). Při pohledu na obr. 2 je patrné, že pevnost všech HSSFRC dosahuje vyšších hodnot v porovnání s HSC. Důležité však je uvědomit si, v jakých případech má přítomnost vláken v betonové matici výrazný vliv.

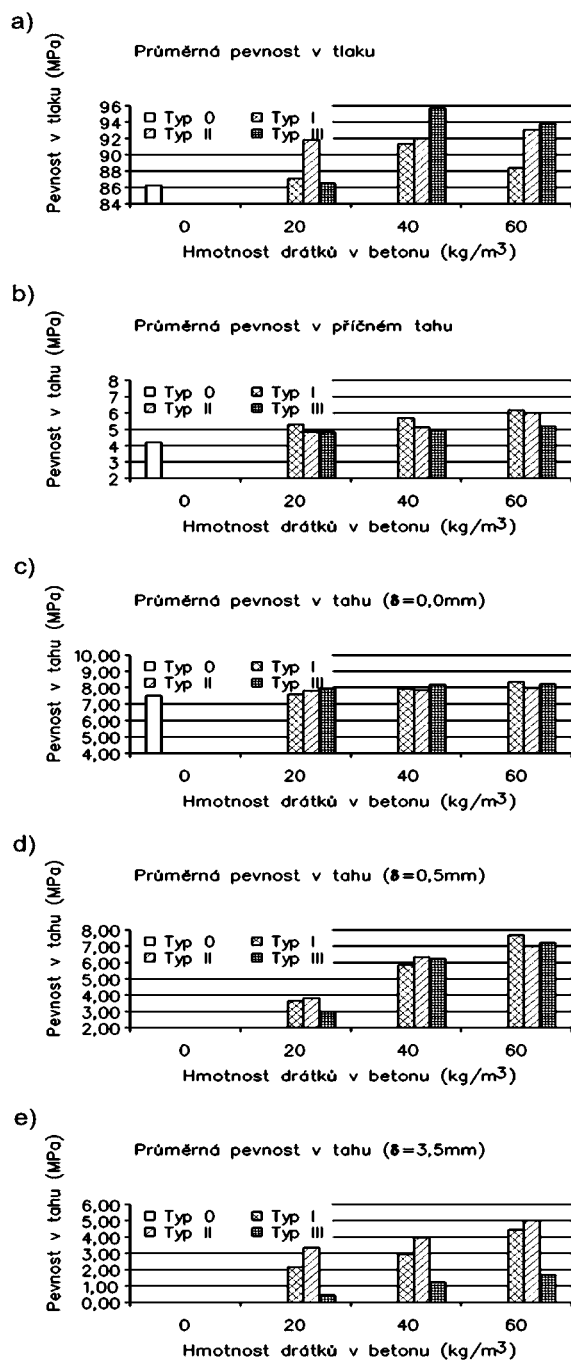
V případě pevnosti v tlaku (obr. 2a) můžeme pozorovat značný nárůst absolutních hodnot (až o 10 MPa) vlivem přidaných vláken. Uvážíme-li však, že představuje zhruba jen 10 % pevnosti v tlaku HSC, není vliv na pevnost v tlaku HSSFRC až tak významný. Za povšimnutí stojí rozdíl pevnosti podle množství přidaných vláken. Betony s obsahem vláken 40 kg·m⁻³ ve dvou případech dosahují vyšší pevnosti než betony s obsahem vláken 60 kg·m⁻³. Příčinou může být horší kvalita čerstvého betonu, způsobená nadměrným množstvím ocelových vláken. Při vysokém stupni vyztužení klesá kompaktnost kompozitu, což má negativní vliv na konečné parametry ztvrdlého betonu.

Vliv vláken na pevnost v příčném tahu (obr. 2b) je v porovnání s pevností v tlaku v jistém pohledu zcela opačný.

Maximální nárůst pevnosti dosahuje pouze 2 MPa, nicméně to odpovídá zhruba 50 % tahové pevnosti prostého HSC. V tomto směru má přítomnost vláken v betonu zásadní význam. Při pohledu na chování betonů s odlišným množstvím ocelových vláken lze konstatovat, že vyšší množství pozitivně ovlivňuje pevnost v příčném tahu. Druh vlákna nemá na výsledné hodnoty téměř žádný vliv, pouze betony obsahující vlákna typu III (tvarovaná vlnitá vlákna běžné pevnosti) nedosahují s rostoucím obsahem vláken takových pevností jako betony s ostatními druhy vláken.

Pevnost v tahu za ohybu (zejména v okamžiku rozvoje trhlin) ukazuje, proč jsou vysokopevnostní vláknobeton s příměsí

nejen ocelových vláken příslibem do budoucnosti. V chování HSC a HSSFRC na úrovni vzniku trhlin (obr. 2c) není viditelný rozdíl, resp. pevnost v tahu za ohybu dosahuje



Obr. 2. Mechanické vlastnosti HPC

u všech typů zkoušených vzorků téměř shodných hodnot. Pozitivní vliv ocelových vláken v betonové matrici lze pozorovat až na úrovni šířky trhliny 0,5 mm, resp. 3,5 mm, kdy HSSFRC vykazují na rozdíl od prostého HSC určitou reziduální pevnost v tahu za ohybu. V případě prostého HSC nastává při dosažení tahové pevnosti v krajních vláknech křehký lom, jev typický zejména pro betony vyšších tříd. Právě tento negativní jev, který omezuje navrhování nosných konstrukcí z prostého HSC, je možné potlačit přítomností dostatečného množství vláken v betonové matrici. Důležitým faktorem, který ovlivňuje chování betonu po vzniku trhliny, je množství vláken v betonu. Tato skutečnost je nejvíce patrná u pevností na úrovni trhliny 0,5 mm (obr. 2d), kdy betony s obsahem vláken 20 kg·m⁻³ vykazují poloviční pevnost proti betonu s obsahem 60 kg·m⁻³. Mimo to lze

předpokládat, že existuje reálné nebezpečí (vzhledem k množství vláken v betonu a jejich tahové pevnosti) chování takového betonu jako prostého.

Technologický postup výroby čerstvého betonu nemusí být vzhledem k malému množství vláken vyhovující, přesněji řečeno, rozptýlení vláken může být značně nerovnoměrné. Vzniklý prvek je výrazně nehomogenní a v lokálních oblastech může dojít k jeho křehkému porušení. Tento negativní jev se dá do jisté míry vyloučit stanovením minimálního obsahu vláken v betonu, jehož hodnota by na základě této studie mohla činit 40 kg·m⁻³ betonu. Odlišné chování betonu s příměsí různých druhů vláken lze vysledovat z pevností stanovených na úrovni šířky trhliny 3,5 mm (obr. 2e). HSSFRC, obsahující vlákna typu I a typu II (přímá vlákna), vykazují výrazně vyšší pevnost než beton s příměsí vláken typu III (tvarované vlákno). Důvodem je bezesporu tvar vláken, lze však jen těžko říci, do jaké míry ovlivňuje pevnost v tahu za ohybu tvar jako takový (přímý a tvarovaný) a do jaké míry úprava konce vláken (jednoduchý hák a bez úpravy konce). Za povšimnutí také stojí výraznější vliv vysokopevnostních ocelových vláken na pevnost HSSFRC na úrovni trhliny 3,5 mm.

Závěr

Cílem článku je seznámit čtenáře s chováním HSSFRC s příměsí různého typu a množství ocelových vláken. V první části je uvedeno dělení podle tvaru vláken a základního materiálu pro výrobu. Druhá část je zaměřena na vyhodnocení mechanických vlastností HSC a HSSFRC, zejména pak na chování HSSFRC s přítomností ocelových vláken odlišného množství a typu.

Experimenty byly zjištěny pozitivní vliv ocelových vláken v betonové matrici na fyzikálně mechanické vlastnosti betonu. Především hodnoty v příčném tahu a v tahu za ohybu vykazují vyšší pevnosti než u prostého HSC. Významným přínosem se jeví reziduální pevnost po vzniku trhlin, která u prostého betonu chybí. Tvar vláken a odlišná pevnost v tahu nemá až takový vliv na fyzikálně mechanické vlastnosti betonu, nicméně mírně kvalitnější se jeví vlákna přímého tvaru s úpravou konce. Rozdíl je patrný např. u pevnosti v tahu za ohybu při značném rozvoji trhlin. Na závěr je důležité upozornit, že předpokladem zlepšených mechanických vlastností HSSFRC je správný technologický návrh, výroba a ošetřování čerstvého betonu včetně zajištění dostatečného množství a rozptýlení ocelových vláken v betonové matrici.

Literatura

- [1] PN ČMB 01-2008 Vláknobeton (FC) – Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda.
- [2] Holschemacher, K. – Mueller, T. – Ribakov, Y.: Materials and Design – Effect of Steel Fibers on Mechanical Properties of High – Strength Concrete. Materials and Design, 31 (2010), 2604–2615.
- [3] Vodička, J. – Veselý, V. – Krátký, J.: Specifika z technologie vláknobetonu. Beton TKS, 2010, č. 2.
- [4] ČSN EN 206-1: Beton – část 1: Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda.

Tipka, M. et al.: Properties of High Strength Concrete with Addition of Different Types of Steel Fibres

There are different modifications of concrete at present. High strength steel fibre reinforced concrete (HSSFRC) is a combination of two attractive materials: high strength concrete (HSC) and steel fibre reinforced concrete (SFRC). Many aspects have effects on the properties of HSSFRC. This paper deals with the mechanical properties of HSC with the addition of different amounts and types of steel fibres.

Tipka, M. u. a.: Die Eigenschaften von hochfestem Beton mit einer Beimischung von Stahlfasern verschiedener Arten

Gegenwärtig gibt es verschiedene Modifikationen von Betonen. Durch die Kombination von hochfestem Beton und Stahlfasern entsteht hochfester Stahlfaserbeton (HSSFRC). Die Eigenschaften des HSSFRC werden von mehreren Faktoren beeinflusst. Dieser Artikel befasst sich mit der Bewertung der mechanischen Eigenschaften hochfester Betone mit einer Beimischung von Stahlfasern verschiedener Menge und Art.

KOMA MODULAR CONSTRUCTION

vyhlašuje

6. ročník ideové architektonické soutěže na téma

**Návrh domova pro seniory
v pražských Strašnicích**

Soutěž je určena pro studenty vysokých škol se zaměřením architektura nebo pozemní stavby, ale také pro absolventy těchto oborů do tří let od ukončení studia.

Úkolem soutěžících je předložit návrh adekvátního bydlení soudobého standardu pro jasně vymezenou úzkou cílovou skupinu obyvatel. Cílem je prověřit možnosti modulární výstavby v procesu tvorby přívětivého lidského prostředí. Objekt je určen pro konkrétní lokalitu, ale vzhledem k výhodám modulární architektury, mezi které patří rychlost a nenáročnost výstavby s převládajícím suchým procesem, recyklovatelnost, finanční dostupnost, flexibilita, mobilita a snadná modifikace, lze předpokládat, že návrh může naznačit jakési univerzální řešení a způsob pojednání podobných typů budov – vytvoření nového (arche)typu sociálního bydlení.

www.koma-modular-construction.cz

• dizertace



Integrovaný návrh stropních konstrukcí s využitím vysokohodnotných betonů

Ing. Ctirad Fiala

Dizertace se zabývá integrovaným environmentálním návrhem, optimalizací a hodnocením stropních konstrukcí využívajících běžných a vysokohodnotných silikátových materiálů. Pro hodnocení byl vytvořen původní optimalizační model a metodika hodnocení životního cyklu.

Vliv stínění na využití solární energie v pasivních budovách

Ing. Marek Ženka

Vliv stínění se hodnotí v architektonických, stavebně fyzikálních a energetických souvislostech. Práce je podepřena teoretickými modely i výsledky měření na skutečných konstrukcích.

Využití data miningu pro nahrazení chybějících hodnot v kategoriálních datech

Ing. Jiří Kaiser

V dizertaci se odůvodňuje nutnost nahrazování chybějících hodnot v kategoriálních datech. Jsou navrženy tři varianty algoritmu pro toto doplňování s využitím asociačních pravidel. Algoritmy jsou testovány.

Vícepruhové okružní křižovatky a jejich kapacitní využití v ČR

Ing. Michal Uhlík

Dizertace porovnává různé typy uspořádání jízdních pruhů na vícepruhové okružní křižovatce tak, že vyhodnocuje mikroskopické simulace vybraných křižovatek. Zakládá možnost rozvoje tohoto typu křižovatek v ČR.

Optimalizace návrhu vozovky

Ing. Petr Pánek

Práce využívá trojrozměrnou analýzu metodou konečných prvků ke zjišťování napjatosti v konstrukci tuhé cementobetonové vozovky. Součástí je experimentální hodnocení únavového chování takovéto vozovky.

Aplikace GIS standardů pro souřadnicové transformace

Ing. Radek Sklenička

Dizertace řeší aktuální téma transformací souřadnicových systémů v GIS a úlohy z oblasti určování vlivu atmosférického zatížení na polohu permanentních GNSS stanic. Součástí je i analýza z hlediska využitelnosti specifikací konsorcia OGC.

Experimentální modelování erozních parametrů zeminy

prof. Ing. Jaromír ŘÍHA, CSc.
Ing. Jiří SRNA
VUT – Fakulta stavební
Brno

Filtrační deformace jsou jednou z nejčastějších příčin porušení sypaných hrází a podloží nejen velkých přehrad, ale také ochranných hrází podél vodních toků, hrází suchých a malých vodních nádrží. Článek obsahuje výsledky experimentálního výzkumu deformací privilegované průsakové cesty, která bývá konečným stadiem před úplným porušením díla. V rámci výzkumu bylo navrženo experimentální zařízení, na němž byly provedeny série pokusů s cílem odvodit erozní charakteristiky vybraných zemín. V článku je uvedena metodika experimentů, dosud získané výsledky a jejich vyhodnocení.

1. Úvod

Voda prosakující tělesem zemní hráze nebo jejím podlozím může za určitých podmínek vyvolat vznik některé z forem vnitřní eroze. Výsledkem progresivního vývoje vnitřní eroze může být vznik a rozvoj privilegované průsakové cesty, která bývá konečným stadiem před úplným porušením díla. Filtrační deformace jsou jednou z nejčastějších příčin porušení sypaných hrází [8]. Mezi ohrožené objekty patří nejen hráze velkých přehrad, ale také ochranné hráze podél vodních toků a hráže suchých a malých vodních nádrží. Porušení tohoto typu se vyskytlo také na některých našich významných vodních dílech, například na hrázích vodních děl (VD) Bílá Desná a Mostiště nebo na řadě ochranných hrází podél vodních toků.

Pro ověřování náchylnosti zemín k filtrační deformaci a k prognózování vývoje poruchy vodního díla se často používá matematického modelování. Použití modelů porušení vnitřní erozí vyžaduje znalost parametrů hodnocených zemín. Tyto parametry, které je třeba určit experimentálně, se vztahují k erodibilitě zemních materiálů vystavených proudě vody.

Problematikou vnitřní eroze se dlouhodobě zabývá řada autorů. Současný výzkum se zaměřuje na základní okruhy otázek, kterými jsou:

- rozbor skutečných mimořádných událostí,
- metody detekce,
- matematické modelování jevů spojených s vnitřní erozí,
- experimentální výzkum.

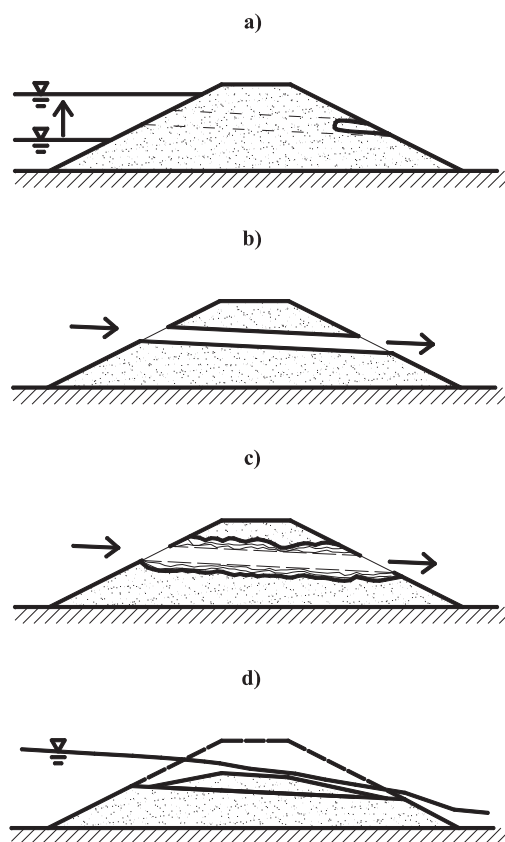
Z hlediska bezpečnosti vodního díla a krizového řízení v případě jeho poruchy je klíčová znalost příčiny vzniku situace, která vede k vnitřní erozi, a zejména rychlosti, jakou tyto jevy probíhají. To vyžaduje znalost celkových poměrů na vodním díle, možných míst a způsobů porušení a především náchylnosti zemín hráze a jejího podloží k vnitřní erozi.

Článek obsahuje výsledky experimentálních prací prováděných v Laboratoři vodohospodářského výzkumu v letech 2009-2011. Pro výzkum vývoje privilegované průsakové cesty (nazývané v zahraniční literatuře „pipingem“) bylo

navrženo experimentální zařízení, na němž byly provedeny série pokusů s cílem odvodit erozní charakteristiky vybraných soudržných zemín.

1.1. Piping – rozvoj privilegované průsakové cesty

Vznik a rozvoj privilegované průsakové cesty (dále piping) bývá kombinací souvisejících základních typů lokálních filtračních poruch, jako je ztekucení, sufoze, zpětná eroze apod. Piping lze rozdělit na čtyři fáze [12]: počátek, pokračování, progresi (zvětšování průsakové trubice) a úplnou poruchu konstrukce (obr. 1). V počáteční fázi musí dojít k vytvoření podmínek pro vznik privilegované cesty. Průsaková trubice může vzniknout například tlením odumřelých kořenů rostlin, působením drobných živočichů nebo jako důsledek již zmíněného lokálního porušení a soustředěného průsaku oslabenými zónami konstrukce (špatně ztuhlý materiál, propustnější oblast v podloží) a následného rozvoje zpětné eroze nebo jako důsledek koncentrovaného průsaku místy s propustnějším materiálem nebo kolem objektů (přehradních výpustí, přelivů) v důsledku špatného ztuhnutí, prasklin nebo nedokonalě zaplněných dutin.



Obr. 1. Fáze pipingu

a) počátek – lokální porucha konstrukce hráze, b) pokračování – zpětná eroze a koncentrovaný průsak vytvořenou trubicí, c) propagace – rozšiřování trubice, d) porucha – protržení nebo přeliv tělesa hráze

Proces může pokračovat v případě, že je zemina náchylná k erozi a jsou v ní nepříznivé napjatostní poměry. Při příznivých podmínkách nemusí v některých případech dojít ke zvyšování průsaků trubcí ani k vynášení materiálu, často dochází k zasypání nebo ucpání průsakové trubice a snížení nebo zastavení průsaků (hovoříme o samohojivém účinku zeminy).

V případě, že nadloží průsakové trubice umožňuje její další vývoj a zemina je náchylná k erozi, dochází ke zvětšování průřezové plochy průsakové trubice, změně hydraulických podmínek a následnému zvětšování množství vynášeného materiálu. To může vést v dalším vývoji k prosednutí hráze nad místem výnosu částic a k jejímu přelití ve sníženém místě, nebo ke zvětšení otvoru a následnému zřícení nadloží a prolomení zemní hráze či jejího podloží.

1.2. Výzkumy prováděné v minulosti

V minulosti se problematikou vnitřní eroze v zeminách a speciálně problematikou vzniku a vývoje privilegované průsakové cesty zabývala řada autorů. V bývalém Československu se výzkumem vnitřní eroze zabývali Bažant, Čištín a Hálek [1], [3], [7]. Hlavní důraz kladli na vznik a vývoj privilegované cesty v nesoudržných kvartémních vrstvách podloží ochranných hrází. Intenzivní výzkum tohoto problému byl iniciován protřazením hrází na Dunaji v roce 1965.

Sherard, Dunnigan a kol. [11] se zaměřili na vnitřní erozi jílovitých materiálů, jejich vlastnosti, vliv salinity erodující vody a vliv různého chemického složení zeminy. Pro účely měření a kvantifikace parametrů vnitřní eroze vyvinuli autoři „Pinhole Test“, při němž je do středu válcového vzorku navrtán otvor daného průměru, který má simulovat privilegovanou průsakovou cestu. Ta je pak zatěžována proudem vody.

Ghebreiyessus [6] zkoumal při praktických pokusech v trubici vliv složení zeminy na její odolnost vůči proudící vodě a hledal velikost tečného napětí, kterému zemina v závislosti na jejím složení odolá.

Foster, Fell a Spannagle [5] podrobně rozebrali parametry skutečných hrází porušených v důsledku vnitřní eroze, jako je geologické složení tělesa hráze a jejího podloží, informace o zhutnění zemin, typu filtrů a jejich funkčnosti. Zabývali se také mechanismem porušení hrází a výsledky shrnuli do přehledů (typ jádra hráze a způsob porušení). Shromážděná data potom podrobili analýze a podle způsobu porušení rozdělili jednotlivé případy do tří kategorií – porušení jen v hrázi, porušení jen v podloží a porušení současně v hrázi i v podloží, případně na styku hráze a podloží. Na základě rozborů potom sestavili postup pro odhad pravděpodobnosti porušení hráze pipingem.

Fell a kol. [4] popsali verbálně postup vnitřní eroze se zaměřením na problematiku pipingu. Studovali vliv jednotlivých faktorů na rychlost eroze a snažili se podle těchto faktorů určit čas do porušení hráze. Sestavili rovněž postup pro přibližné stanovení doby od prvních pozorovatelných příznaků vnitřní eroze až do protřazení hráze.

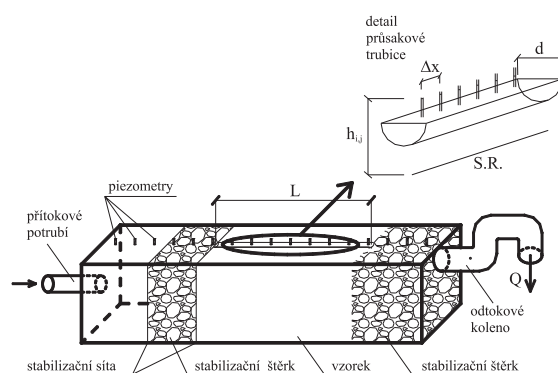
Fell a Wan [12], [13], [14] vyvinuli dvě srovnatelné metody pro testování odolnosti různých druhů zemin vůči vnitřní a vnější erozi v laboratorních podmínkách. Hlavními zkoumanými parametry bylo kritické tečné napětí, při němž začíná uvolňování a vynášení částic zeminy, rychlost propagace eroze a doba do porušení vzorku zeminy. Pomocí těchto metod („Slot Erosion Test“, „Hole Erosion Test“) potom zkoumali na 350 vzorcích zeminy s různou vlhkostí a stupněm zhutnění. Hlavní vliv na rychlost eroze a kritické tečné napětí má dle těchto autorů granulometrické složení zeminy a její zhutnění.

Johansen a Lovoll [9] testovali na speciálně postavených zemních hrázích z různých materiálů s předem vytvořenými průsakovými cestami účinky proudící vody. Při pokusech došlo k rozšíření průsakových cest a ke zvýšení průsaků, ale protřazení hrází autoři nedosáhli.

2. Metodika práce

Cílem výzkumu bylo na speciálně vyvinuté aparatuře experimentálně odvodit parametry odolnosti zeminy vůči proudu vody v průsakové trubici. Prvním krokem bylo matematicky popsat probíhající jevy. Ty lze rozdělit na dvě části. V první fázi pokusu proudí voda trubcí bez toho, že by docházelo k erozi stěn. Po překročení kritického tečného napětí ve druhé fázi se začíná zemina erodovat a je nutné navíc vyhodnocovat také měnící se průřez průsakové trubice.

Dalším krokem byl návrh vhodného experimentálního zařízení. Bylo navrženo zařízení tvaru pravidelného čtyřbokého hranolu vnitřních rozměrů 120x120x350 mm (obr. 2, obr. 3). Zařízení bylo plněno zeminou ve vertikální poloze, proudění vody v trubici probíhalo vodorovně podél delší horní strany hranolu. Zařízení bylo vyrobeno z průhledného plexiskla, aby bylo možné sledovat probíhající erozní jevy. Na horní (delší) stěně bylo osazeno 17 piezometrů, které umožňují sledování tlaku po délce předem vytvořené průsakové trubice a také získat informace o průběhu erozních jevů v průsakové trubici.



Obr. 2. Schéma aparatury s popisem veličin

Součástí návrhu aparatury byl návrh metodiky experimentů. Byl navržen vhodný postup plnění přístroje zeminou a hutnění jejích vrstev. Postup byl v průběhu výzkumných prací postupně modifikován na základě získávaných zkušeností. Jednotlivé veličiny byly měřeny s dostatečným časovým odstupem potřebným pro ustálení hydraulických podmínek v aparatuře. Vyhodnocení sledovaných veličin probíhalo průběžně během pokusů a v případě nejasností byla prováděna opakovaná kontrolní měření.

3. Předpoklady a přijatá zjednodušení

Reálné prostředí a průsakové podmínky jsou značně složité s ohledem na nehomogenitu a zrnitostní složení zemních materiálů, ale také vzhledem k neznámému tvaru a prostorovému průběhu průsakových cest nebo nerovnoměrnému a časově proměnlivému zatížení. Pro matematický popis a experimentální modelování takto složitého jevu bylo nutné přijmout zjednodušující předpoklady.

Základním předpokladem je homogenita vzorku zeminy, rovnoměrné zhutnění zeminy a konstantní vlhkost v celém objemu vzorku. Soulad s tímto předpokladem zajišťovalo standardizované zpracování, ukládání a hutnění zeminy do zkušebního hranolu.

Uvažujeme, že se vytvoří pouze jedna průsaková trubice, která má na počátku pokusu po celé délce stejný tvar a rozměry a má přímý směr z návodní na vzdušnou stranu zemního tělesa (zanedbání tzv. tortuozity). Pro náš účel byla ve vzorku zeminy uměle a předem vytvořena přímá trubice známé délky a konstantního průřezu. Průsak relativně nepropustným materiálem samotného vzorku, tvořeného soudržnou zeminou, lze zanedbat. Drsnost stěn trubice se v průběhu pokusu nemění. Místní ztráty energie v trubici v důsledku postupné změny jejího průřezu byly zanedbány.

Erozní děje v reálném prostředí a také na modelu probíhají řádově v hodinách. Doba odečtu sledovaných veličin (piezometrické výšky, průsak trubici apod.) trvá řádově několik minut. V tomto případě lze uvažovat jednotlivé sledované veličiny v průběhu jednoho odečtu za přibližně konstantní a zachycený stav vyhodnocovat jako kvazistacionární.

Při měření jsme se soustředili pouze na třetí fázi pipingu – propagaci, tj. rozšiřování trubice (obr. 1c). Předpokládáme tedy, že trubice je již vytvořena a u zeminy nedojde k „samohojivému“ účinku (ucpáním nebo zasypáním trubice). Cílem měření je získat především hodnoty kritického tečného napětí τ_c a součinitele eroze C .

4. Matematický popis jevů

Při formulaci problému byla zohledněna zjednodušená uvedená v předchozím oddílu. Celý proces lze pak popsat jako proudění vody a eroze v trubici v zemním materiálu. Matematický popis proudění vody v trubici se zaměřuje na odvození tečného napětí na jejích stěnách.

Průtok Q [$\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$] v trubici se stanoví následovně

$$Q = v \cdot A, \quad (1)$$

kde v je průřezová rychlost [$\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$] v trubici, A je průřezová plocha trubice [m^2].

Sklon I_e čáry energie se určí za předpokladu konstantního kruhového průřezu trubice z Darcyho–Weisbachovy rovnice [2]

$$I_e = \frac{\lambda}{d} \cdot \frac{v^2}{2g} \quad (2)$$

a tečné napětí τ [Pa] na stěnách trubice odvozené z rovnováhy sil působících na koncích trubice

$$\tau = \rho \cdot g \cdot \frac{A}{O} \cdot I_e, \quad (3)$$

kde λ je součinitel ztrát třením, $d = 2 \cdot r$ je průměr trubice [m], r je poloměr trubice [m], g je gravitační zrychlení [$\text{m} \cdot \text{s}^{-2}$], ρ je hustota kapaliny [$\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$], O je omočený obvod trubice [m].

Ve chvíli, kdy je překročeno kritické tečné napětí ($\tau_c < \tau$), dochází k erozi stěn průsakové trubice. Intenzitu eroze $\dot{\varepsilon}$ [$\text{kg} \cdot (\text{s} \cdot \text{m}^2)^{-1}$], tj. časovou změnu hmotnosti erodovaného materiálu na jednotku omočené plochy, lze stanovit ze vztahu [12]

$$\dot{\varepsilon} = C \cdot (\tau - \tau_c), \quad (4)$$

kde C je součinitel eroze zeminy [$\text{s} \cdot \text{m}^{-1}$].

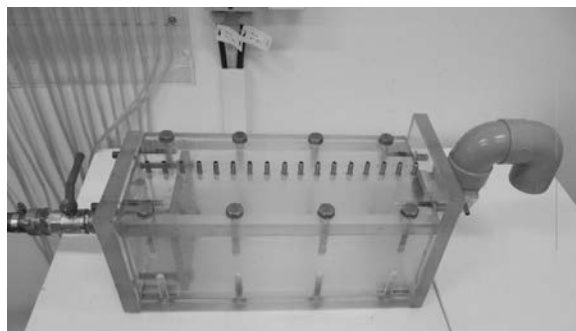
Pro trubici délky L [m] při objemové hmotnosti erodované zeminy ρ_s [$\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$] lze stanovit časovou změnu poloměru r [m] trubice,

$$\frac{dr}{dt} = \frac{\dot{\varepsilon}}{\rho_s} = \frac{C \cdot (\tau - \tau_c)}{\rho_s}. \quad (5)$$

5. Fyzikální modelování

5.1. Popis experimentálního zařízení

Pro měření byla navržena aparatura tvaru pravidelného čtyřbokého hranolu o vnitřních rozměrech 120x120x350 mm (obr. 2, obr. 3). Při provádění experimentů je zařízení položeno vodorovně na jeho delší stěně. Plexisklové pouzdro je na nátoku opatřeno přívodním potrubím $\varnothing 25$ mm, na odtoku pak výtokovým kolenem $\varnothing 46$ mm umožňujícím stabilizaci tlaku na výtoku ze zařízení. Na horní stěně hranolu je rovnoměrně instalováno sedmáct piezometrů tak, aby jejich zaústění co nejméně ovlivňovalo proudění v trubici. Piezometry slouží ke sledování tlakových poměrů v trubici. Osmnáctý piezometr je umístěn na výtokovém kolenu.



Obr. 3. Složená aparatura bez vzorku

Ve vzdálenosti 60 mm za přívodním potrubím je v přístroji umístěna perforovaná plastová přepážka s ocelovým sítkem, která má zajistit stabilitu cca 40 mm silné nátokové šterkové vrstvy a také rovnoměrné rozdělení proudu na celou plochu vzorku. Následuje vzorek nesoudržné zeminy délky $L = 180$ –210 mm. Za ním opět následuje šterková vrstva o mocnosti cca 60 mm.

Plnění přístroje zeminou a její hutnění bylo prováděno ve vertikální poloze, vlastní měření potom v poloze horizontální. Prováděním pokusu v horizontální poloze se eliminuje nepříznivý vliv gravitace v průběhu pokusu a zanášení trubice erodovaným materiálem. Trubice umístěná podél horní stěny aparatury umožňuje pozorovat probíhající erozní jevy v průběhu pokusu.

5.2. Použité materiály a způsob jejich ukládání

Předmětem výzkumu byly dvě zeminy s charakteristikami uvedenými v tab. 1 a tab. 2. V obou případech šlo o kopaný porušený vzorek, v prvním případě byl klasifikován jako písčité tmavě hnědý jíl, ve druhém jako žlutohnědý jílovitý písek. Křivky zrnitosti obou materiálů jsou uvedeny na obr. 4.

Tab. 1. Geotechnické vlastnosti písčitého jílu

Materiál č. 1				
podíl frakcí	jílovité částice	f	%	38,0662
	písek	s	%	60,5238
	šterk	g	%	1,4101
průměr	10% propad	d_{10}	mm	0,001
	30% propad	d_{30}	mm	0,013
	60% propad	d_{60}	mm	0,2616
konzistenční meze	mez tekutosti	w_L	%	34,6
	mez plasticity	w_P	%	17,1
	index plasticity	I_P	%	17,5
	vlhkost	w	%	20
	stupeň konzistence	I_c	–	0,83

Tab. 2. Geotechnické vlastnosti jílovitého písku

Materiál č. 2				
podíl frakcí	jílovité částice	f	%	18,0807
	písek	s	%	81,8023
	šterk	i	%	0,117
průměr	10% propad	d_{10}	mm	0,0011
	30% propad	d_{30}	mm	0,1416
	60% propad	d_{60}	mm	0,2816
konzistenční meze	mez tekutosti	w_L	%	–
	mez plasticity	w_P	%	–
	index plasticity	I_p	%	0
	vlhkost	w	%	13,2
	stupeň konzistence	I_c	–	0

Před měřením byla přezkoušena tloušťka a granulometrické složení šterkových vrstev v prostoru nátoky a výtoku z průsakové trubice. Pro pokusy bylo použito tříděného šterku zrnitostí 2-16 mm s tloušťkou vrstvy 50 mm na nátoky a 60 mm na výtoku. Uspořádání vrstev v experimentálním zařízení je patrné z obr. 5.

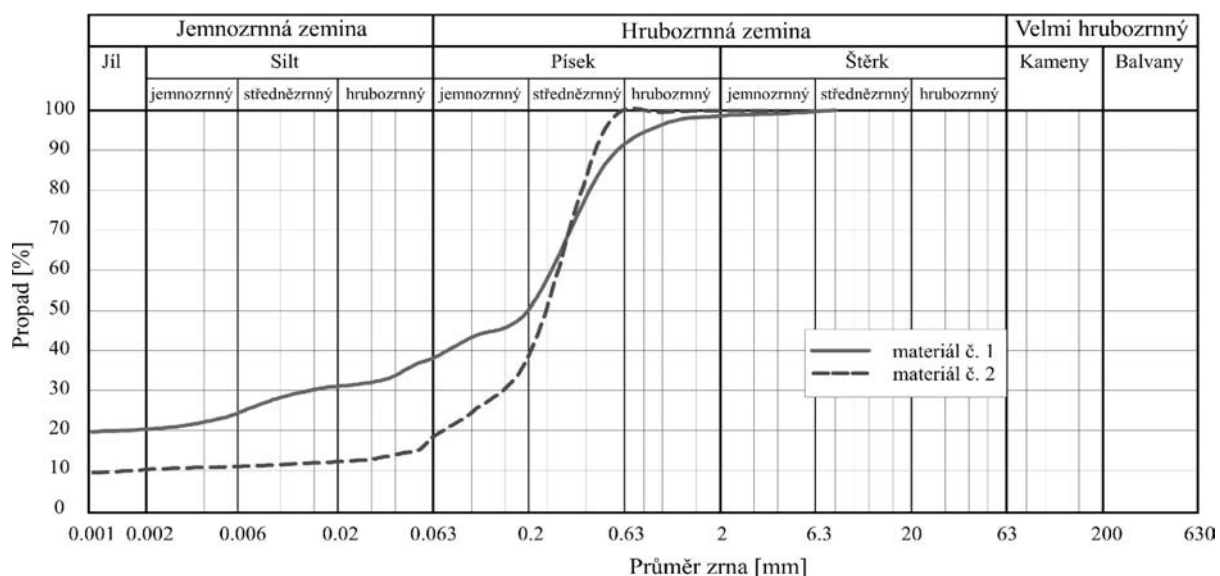
Současně byl navržen standardizovaný postup ukládání a hutnění zkoumané zeminy. Před ukládáním do přístroje byla zemina dovlhčena na $w = 9,31\%$. Hutnění bylo prováděno jednotným způsobem pomocí plastové destičky o $\varnothing 52$ mm, na kterou bylo z výšky 440 mm použito závaží o hmotnosti 4,41 kg. Vrstva zeminy byla hutněna proměnným počtem úderů s rozmístěním dle obr. 6 při různých mocnostech hutněné vrstvy (tab. 3). Způsob hutnění byl omezen velikostí hutnicí destičky a velikostí a pevností zkušebního zařízení.

Průsaková trubice byla vytvořena pomocí předem umístěné dřevěné lačky půlkruhového profilu, která byla vložena do přístroje před plněním a vysunuta před jeho uzavřením.

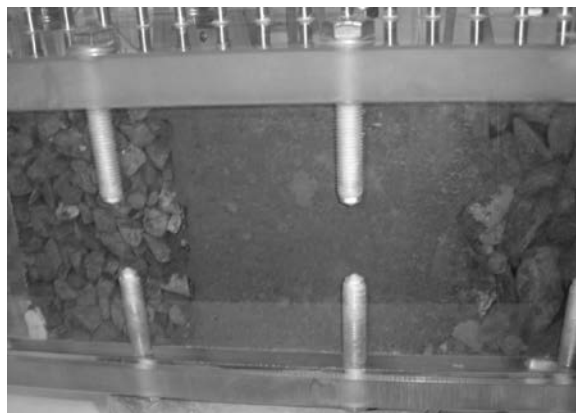
Celkově bylo provedeno 25 pokusů v pěti kombinacích materiálu, mocnosti vrstvy a počtu úderů na jednotlivých vrstvách.

5.3. Metodika pokusů

Metodiku provádění pokusů ukazuje přehledně obr. 7. Veličiny v diagramu respektují značení použité ve vztazích

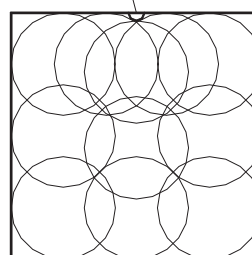


Obr. 4. Křivky zrnitosti materiálů



Obr. 5. Uspořádání jednotlivých vrstev v přístroji

vytvořená trubice daného průměru



Obr. 6. Schéma způsobu hutnění vzorku

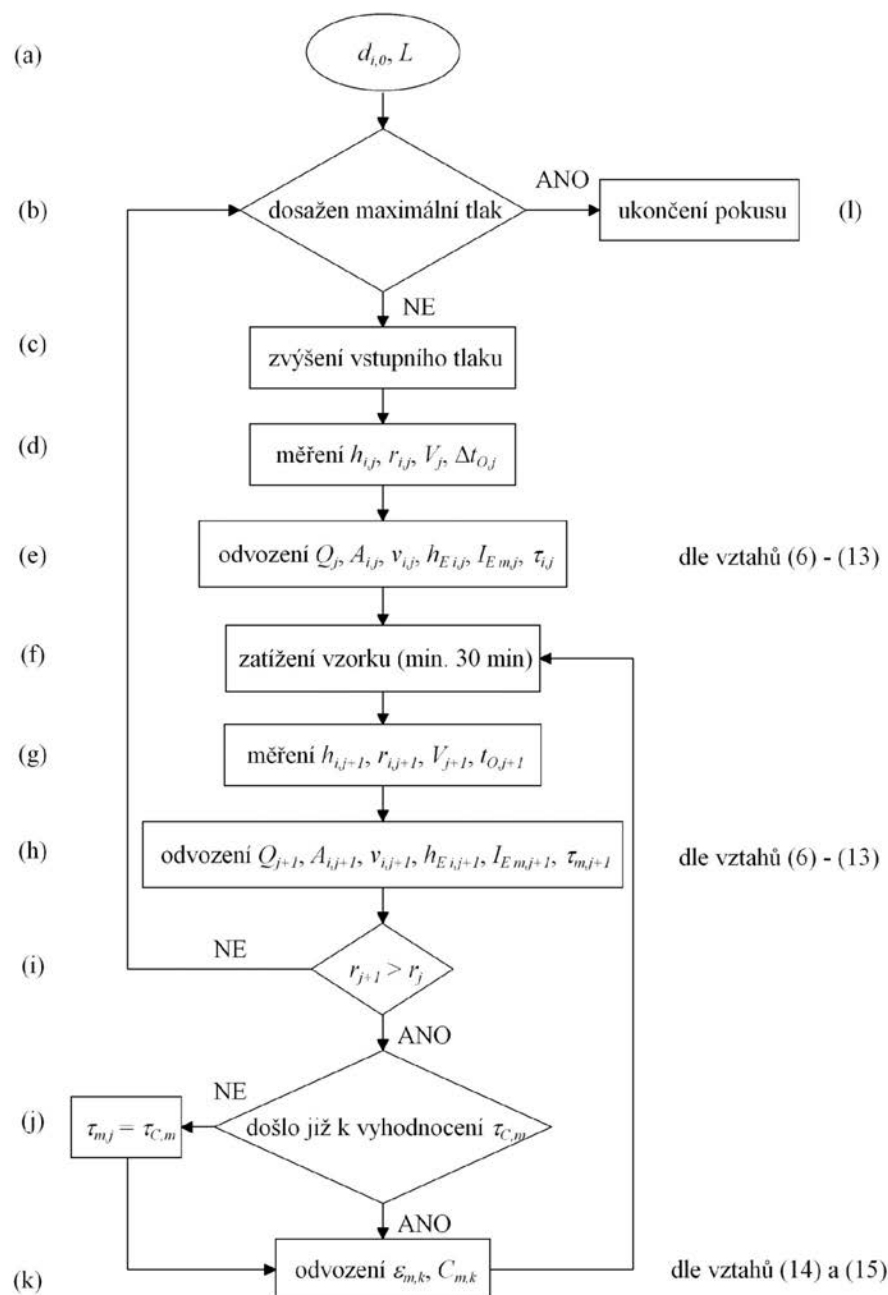
Tab. 3. Přehled provedených pokusů

Pokus	Počet pokusů	Materiál	Hutnění		Vlhkost [%]
			mocnost vrstvy [cm]	počet úderů na vrstvu	
1-5	5	1 – písčité jíly	5	75	20,0
6	1	kombinace materiálů 1 a 2	5	75	20,0; 13,2
7-14	8	2 – jílovitý písek	5	75	13,2
15-17	3	2 – jílovitý písek	3	22	13,2
18-25	8	2 – jílovitý písek	3	11	9,3

(6) až (12). Pokusy byly prováděny v těchto krocích (značení viz obr. 7):

1. změření délky průsakové trubice a jednotlivých vrstev před započítáním pokusu (a);
2. pomalé napuštění zařízení a nasycení vzorku vodou;
3. zvýšení tlaku na vtokové straně (c). Zvyšování tlaku se provádělo pomocí výškově nastavitelné nádrže;
4. kontrola ustálení hydraulických podmínek v zařízení a měření průtoku objemovou metodou (d);
5. odečet piezometrických výšek (d) a dopočítání odvozených veličin (e);
6. zatížení vzorku (stěna trubice) proudem vody po dobu minimálně 30 minut (f);
7. měření průtoku trubici objemovou metodou, odečet piezometrických výšek a dopočítání ostatních veličin (g), (h);

8. posouzení, zda dochází k erozi zeminy pomocí vizuální kontroly trubice a vyhodnocením průběhu tlaků v trubici (i);
9. pokud nedošlo k erozi, pokračovalo se změnou tlaku na vtokové straně (body 3 až 8);
10. pokud došlo k erozi stěny průsakové trubice, pokus pokračoval beze změny okrajové podmínky (zvýšení tlaku). Při první známce eroze byla stanovena hodnota τ_c (j). Byla dopočítána rychlost eroze $\dot{\epsilon}_{i,k}$ na jednotku plochy pláště trubice a součinitel eroze C (k);
11. v časových intervalech $\Delta t \approx 30$ min se periodicky provádělo měření průtoku, odečet piezometrických výšek a měření šířky trubice pomocí posuvného měřítka (g), (h);
12. po ustálení eroze v trubici pokračoval pokus zvýšením vstupního tlaku postupem od bodu 3;
13. pokus končil (l) vyčerpáním možnosti dalšího zvyšování nádrže (dosažení stropu laboratoře), a tím i tlaků v přívodní trubici.

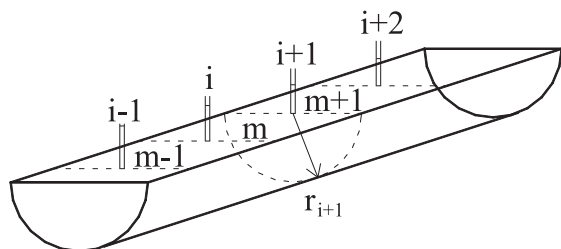


Obr. 7. Vývojový diagram – postup řešení

Přesnost měření jednotlivých veličin může výrazně ovlivnit výsledky. U odečtu objemu vody můžeme hovořit o chybě v řádu jednotlivých mililitrů, u stopování času jde o jednotlivé desetinové sekundy, při odečtu hodnot z piezometrické tabule je nutné počítat s chybou řádově v milimetrech, průměr trubice je možné změřit s přesností zhruba na tři desetinové milimetry.

5.4. Metoda vyhodnocení pokusů

Pro vyhodnocení pokusů byl použit matematický aparát uvedený v odd. 4. Byl modifikován tak, aby odpovídal měřeným veličinám a jejich vazbě na místo a čas měření. Daným postupem je možné vyhodnotit pouze střední část trubice. Na jejích krajích jsou erozní jevy silně ovlivněny kontrakcí na nátok do trubice a rozšířením proudu na výtok z trubice. Známými veličinami, které se v průběhu procesu nemění, jsou objemová hmotnost ρ_s [kg·m⁻³] erodované zeminy, hustota ρ_w [kg·m⁻³] protékající směsi blízká hustotě vody, délka L [m] průsakové trubice, drsnosti n_1 a n_2 stěn trubice tvořených zeminou a plexisklem, Coriolisovo číslo α a gravitační zrychlení g [m·s⁻²]. Vzhledem k relativně pomalé erozi zeminy na stěně trubice jsou hydraulické parametry i odpovídající stavové veličiny považovány během jednoho měření za konstantní. Index i značí číslo piezometru ($i = 1$ až 17, obr. 8), index m značí jednotlivé úseky mezi piezometry, index j časový okamžik a index k časový interval.



Obr. 8. Detail trubice

Poloměr trubice $r_{i,j}$ [m] se do překročení kritického tečného napětí $\tau_{c,i}$ [N·m⁻²] nemění. Po jeho překročení dochází k erozi trubice a transportu materiálu. Níže popsaný způsob vyhodnocení vystihuje poměry v experimentálním zařízení, v němž je trubice přibližně půlkruhového průřezu a plochou stranou se dotýká stěny aparatury (obr. 9).

V každém časovém kroku se měří objem V_j [m³] vody protékající za dobu $\Delta t_{O,j}$ [s] a piezometrické výšky $h_{i,j}$ [m] podél trubice. Z naměřených veličin se odvodí průtok Q_j a průřezová plocha trubice $A_{i,j}$

$$Q_j = \frac{V_j}{\Delta t_{O,j}}, \quad (6)$$

$$A_{i,j} = \frac{\pi \cdot r_{i,j}^2}{2}, \quad (7)$$

kde $A_{i,j}$ je průřezová plocha trubice a $r_{i,j}$ je poloměr trubice,

$$v_{i,j} = \frac{Q_j}{A_{i,j}}, \quad (8)$$

kde $v_{i,j}$ je průřezová rychlost.

Průřezová plocha a rychlost v trubici se stanoví v místě piezometrů. Energetická výška v jednotlivých piezometrech se stanoví ze vztahu

$$h_{e,i,j} = h_{i,j} + \frac{v_{i,j}^2}{2g}. \quad (9)$$

Z energetické výšky ve dvou piezometrech a jejich vzdálenosti se určí sklon čáry energie

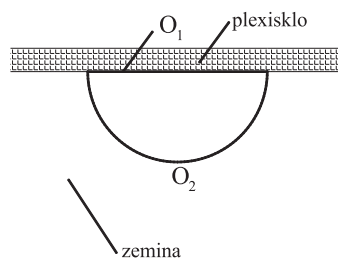
$$I_{e,m,j} = \frac{\Delta h_{e,m,j}}{\Delta x_m}, \quad (10)$$

kde $I_{e,m,j}$ je sklon čáry energie na úseku m v čase j , $\Delta h_{e,m,j}$ je rozdíl energetických výšek dvou piezometrů, Δx_m je vzdálenost těchto piezometrů na úseku m .

Ze změřeného průměru $2r_{i,j}$ se odvodí omočený obvod pro části průtočného průřezu příslušející plexisklu a zemině

$$O_{1,i,j} = 2 \cdot r_{i,j}; \quad O_{2,i,j} = \pi \cdot r_{i,j}, \quad (11)$$

kde $O_{1,i,j}$ je omočený obvod stěny trubice odpovídající plexisklu, $O_{2,i,j}$ je omočený obvod stěny trubice tvořené zeminou (obr. 9). Pro další vyhodnocení podle vztahu (13) je provedeno stanovení středního poloměru trubice $r_{m,j}$ na úseku m z hodnot naměřených v přilehlých profilech piezometrů.



Obr. 9. Detail řezu trubici

Při stanovení celkového tečného napětí je třeba zohlednit různou drsnost povrchu tvořeného zeminou a plexisklem. Za předpokladu, že poměr tečného napětí na plexisklu a povrchu zeminy je roven poměru odpovídajících součinitelů drsnosti

$$\tau_1/\tau_2 \approx n_1/n_2, \quad (12)$$

lze odvodit vztah pro stanovení tečného napětí $\tau_{2,i,j}$ na stěně trubice tvořené zeminou v místě i a čase j ,

$$\tau_{2,m,j} = \frac{\rho \cdot g \cdot A_{m,j} \cdot I_{e,m,j}}{O_{1,m,j} \cdot \frac{n_1}{n_2} + O_{2,m,j}}, \quad (13)$$

kde $\tau_{2,m,j}$ je tečné napětí na stěně trubice odpovídající zemině, $O_{m,j}$ je střední omočený obvod na úseku m vypočtený jako aritmetický průměr omočených obvodů $O_{i,j}$ a $O_{i+1,j}$ na koncích úseku.

Kritické napětí bylo stanoveno zvlášť pro každý úsek průsakové trubice. Při překročení kritického tečného napětí dochází k erozi odpovídající části trubice. Okamžik, kdy k tomuto jevu v jednotlivých úsecích průsakové trubice docházelo, byl stanoven vizuálně. Následovalo ověření prostřednictvím měření protékajícího množství (při zvětšování průřezu trubice dochází ke zvětšování průtoku) a průběhu hladin v piezometrech.

Ze střední změny průměru $\Delta r_{m,k}$ trubice na úseku m v průběhu časového kroku k délky Δt , ze známé objemové hmotnosti zeminy ρ_s se dle vztahu (5) počítá rychlost eroze $\dot{\varepsilon}_{m,k}$ na jednotku omočené plochy příslušející zemině

$$\dot{\varepsilon}_{m,k} = \frac{\Delta r_{m,k} \cdot \rho_s}{\Delta t}. \quad (14)$$

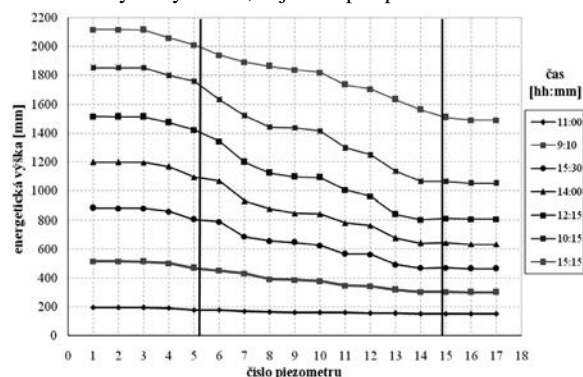
Při pokusech se ukázalo, že změna průměru trubice byla na jednotlivých úsecích různá a nastala v jinou chvíli. Proto byly rychlost eroze i kritické tečné napětí počítány pro každý úsek trubice zvlášť. Z rychlosti eroze $\dot{\varepsilon}_{m,k}$ získané ze vztahu (14), byl odvozen součinitel rychlosti eroze $C_{m,k}$ zeminy příslušející odpovídajícímu úseku trubice m a časovému intervalu k

$$C_{m,k} = \frac{\dot{\varepsilon}_{m,k}}{(\tau_{m,j} - \tau_{C,m})} \quad (15)$$

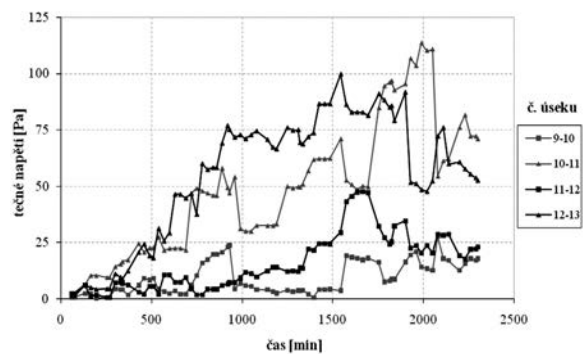
Součinitel eroze vyjadřuje tzv. erodibilitu zeminy a její schopnost odolávat proudu vody.

5.5. Výsledky a jejich vyhodnocení

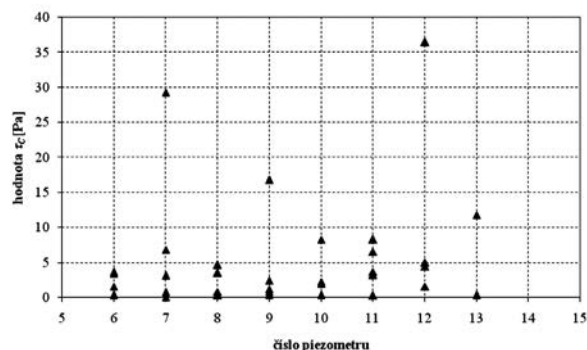
Z naměřených hodnot piezometrických výšek byla pomocí rovnice (9) odvozena rychlostní a energetická výška (obr. 10). Ze vztahu (13) bylo dopočítáno tečné napětí na části stěny trubice odpovídající zemině (obr. 11). Pro každý úsek průsakové trubice mezi piezometry bylo stanoveno kritické tečné napětí (obr. 12) a odvozen součinitel rychlosti eroze zeminy (obr. 13). Uvedené obrázky demonstrují příklad získaných výsledků, zejména pro pokus č. 14.



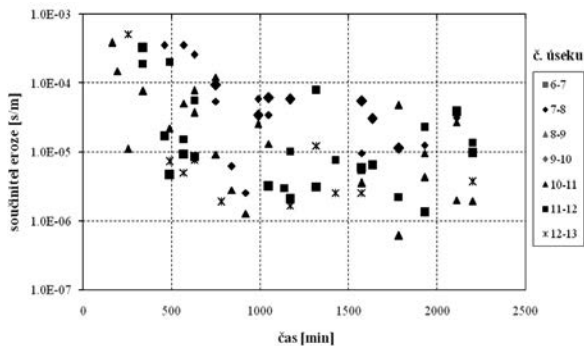
Obr. 10. Průběh energetických výšek při pokusu č. 14



Obr. 11. Odvozená tečná napětí na jednotlivých úsecích trubice pokusu č. 14



Obr. 12. Odvozená kritická tečná napětí pro pokusy č. 7-14



Obr. 13. Hodnoty součinitele eroze C při pokusu č. 14

Výsledky jednotlivých pokusů byly seříděny do souborů dat podle použitého materiálu a metodiky hutnění (tab. 3). Pro každý soubor bylo provedeno vyhodnocení základních statistických veličin, tj. průměrné hodnoty, minima, maxima a výběrového rozptylu [10]. Výsledky jsou pro kritické tečné napětí uvedeny v tab. 4, pro součinitel eroze v tab. 5.

Tab. 4. Základní statistické charakteristiky τ_c

Pokus	Kritické tečné napětí τ_c [Pa]				
	počet	minimum	střední hodnota	maximum	směrodatná odchylka
1-6	32	0,3	7,971	109,789	21,295
7-14	36	0,066	9,369	160,559	27,054
15-17	17	1,442	97,398	442,339	119,685
18-25	43	11,154	118,661	331,115	57,425

Tab. 5. Základní statistické charakteristiky C

Číslo pokusu	Počet hodnot C	Hodnota součinitele eroze C [$s \cdot m^{-1}$]			
		minimum	stř. hodnota	maximum	směrodatná odchylka
1-6	31	1,80E-05	8,20E-03	6,90E-02	1,41E-02
7-14	164	4,00E-07	1,30E-03	4,70E-02	5,48E-03
15-17	33	2,60E-06	4,10E-04	2,60E-03	5,29E-04
18-25	13	1,10E-06	7,00E-06	3,00E-05	9,59E-06

Výsledky v tab. 4 a tab. 5 ukazují ve všech pokusech značný rozptyl obou vyhodnocených veličin τ_c a C . To je ve shodě s poznatky publikovanými zahraničními autory, např. [12], kteří uvádějí pro jednotlivé soudržné materiály hodnoty τ_c a C zhruba v uvedeném rozpětí. Rovněž rozptyl hodnot je značný a pohybuje se v rozpětí až dvou řádů, což je do jisté míry dáno nesplněním vstupních předpokladů. Velký rozptyl naměřených hodnot součinitele eroze C může být způsobený několika faktory:

- i přes standardizované ukládání vzorků není zcela dodržen předpoklad homogenity zeminy. V řadě případů se na stěně průsakové trubice lokálně vyskytují snadněji erodovatelné vložky písčitého materiálu, nebo naopak jílovitého materiálu, který se odlupuje po vrstvách. Takto narušená místa jsou potom snadněji erodována proudem vody;
- v okolí trubice půlkruhového tvaru se místně nepodařilo zeminu dokonale zhutnit. Povrch trubice také mohl být místně narušen při vytahování laťky;
- značný vliv má napojení jednotlivých hutněných vrstev zeminy.

Výsledky souhrnně naznačují, že jemnozrnější materiál č. 1 (pokusy 1-6) se při stejném postupu hutnění a přirozené

vlhkosti erodoval výrazně rychleji než materiál č. 2 s větším obsahem písku (pokusy 7-14). Materiál č. 2, hutněný ručně (pokusy 7-14) bez závaží, byl erodován rychleji než při standardizovaném hutnění (pokusy 15-18).

Materiál s nižší vlhkostí zeminy ($w = 9,3 \%$), hutněný standardizovaným postupem (11 úderů na vrstvu), je odolnější vůči erozi než materiál s přirozenou vlhkostí ($w = 13,2 \%$), hutněný dvojnásobným počtem úderů na vrstvu zeminy (22 úderů).

Při použití standardizovaného postupu hutnění pomocí závaží v porovnání s postupem hutnění bez závaží významně klesá rozptyl naměřených hodnot součinitele eroze C .

Vyhodnocení kritického tečného napětí τ_c ukazuje stejné trendy. Materiál č. 1 vykazuje při testování nižší průměrná kritická tečná napětí než materiál č. 2. Průměrná kritická tečná napětí pro ručně hutněný materiál jsou nižší než pro materiál hutněný pomocí závaží. V případě vzorku s nižší vlhkostí se zvýšilo průměrné kritické tečné napětí a výrazně se zvýšilo minimální naměřené kritické tečné napětí (tab. 4).

6. Závěr

V článku je uveden postup experimentů pro stanovení erozních charakteristik (kritického tečného napětí τ_c a součinitele eroze C) vybraných soudržných zemin. V rámci výzkumu bylo v návaznosti na zahraniční zkušenosti navrženo experimentální zařízení pro modelování proudění a eroze stěn průsakové trubice (pipingu), navržena metodika provádění pokusů a jejich vyhodnocení. Součástí textu je matematický aparát použitý při vyhodnocení pokusů a výsledky zhruba ročního výzkumu při realizaci 25 pokusů a jejich stručné hodnocení. Výsledky ukazují, že významnými faktory ovlivňujícími rychlost eroze zeminy jsou její vlhkost, granulometrické složení, homogenita a zejména míra zhutnění.

Navržené zařízení a metodika provádění a vyhodnocení pokusů budou využity při dalším výzkumu erozních parametrů zemin. Navržené postupy najdou praktické uplatnění při návrhu, popř. posuzování vodních staveb sloužících ke vzdouvání vody a jejich podloží.

Článek vznikl za podpory projektu FAST S 11-62.

Literatura

- [1] Bažant, Z. – Hálek, V.: Příčiny porušování podloží ochranných hrází a nástin principu aktivní ochrany. In: Knihovna odborných a vědeckých publikací, VUT v Brně, 1969, sv. B-5.
- [2] Boor, B. – Kunštátský, J. – Patočka, C.: Hydraulika pro vodohospodářské stavby. Praha., SNTL 1968, 517 s. /ISBN 04-710-68/
- [3] Čištín, J.: Vnitřní sufoze nesoudržné zeminy při svislém zesutném proudění. In: Sborník VUT v Brně, 1967, č. 1-2.
- [4] Fell, R. – Wan, C. F. – Cyganiewicz, J. – Foster, M.: Time for Development of Internal Erosion and Piping in Embankment Dams. In Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2003, pp. 307-314.
- [5] Foster, M. A. – Fell, R. – Spannagle, M.: Analysis of Embankment Dam Incidents. University of New South Wales, 1998, 282 p.
- [6] Ghebreyessus, Y. T. – Gantzer, C. J. – Alberts, E. E. – Lentz, R. W.: Soil Erosion by Concentrated Flow: Shear Stress and Bulk Density. In: Transaction of the ASAE, 1994, Vol. 37(6). pp. 1791-1797.
- [7] Hálek, V.: Poznámky ke genezi privilegovaných cest v podloží ochranných hrází. In: Sborník VUT v Brně, 1967, č. 1-2.
- [8] Jandora, J. – Říha, J.: The Failure of Embankment Dams due to Overtopping. Brno, Vutium 2008, 166 p.
- [9] Johansen, P. M. – Lovoll, A.: Field Tests of Breaching by Piping. In: EWG Internal Erosion in Embankment Dams, Stockholm, Norconsult AS 2006.
- [10] Koutková, H. – Moll, I.: Úvod do pravděpodobnosti a matematické statistiky. Brno, Vutium 2000, 192 s. /ISBN 80-214-1811-7/
- [11] Sherard, J. L. – Dunnigan, L. P. – Decker, R. S. – Steele, E. F.: Pinhole Test for Identifying Dispersive Soils. Journal of the Geotechnical Engineering, 1976, Vol. 102.
- [12] Wan, C. F. – Fell, R.: Investigation of Internal Erosion and Piping of Soils in Embankment Dams by the Slot Erosion Test and Hole Erosion Test. UNICIV Report No. R-412. School of Civil and Environmental Engineering, The University of New South Wales, Sydney, 2002, 325 p. /ISSN 0077-880X, ISBN 858413795/
- [13] Wan, C. F. – Fell, R.: Investigation of Rate of Erosion of Soils in Embankment Dams. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2004a, pp. 373-380.
- [14] Wan, C. F. – Fell, R.: Laboratory Tests on the Rate of Piping Erosion of Soils in Embankment Dams. Geotechnical Testing Journal, 2004b, Vol. 27, No. 3, pp. 295-303.

Říha, J. – Srna, J.: Experimental Modelling of Erosion Parameters of Soil

Filtration deformations fall within the most frequent reasons for failures of earth dams and subsoil not only of large dams, but also river levees, polders and small water reservoirs. This article presents the results of an experimental investigation of deformations of a privileged seepage path, which is usually the final stage prior to the total collapse of a dam. The investigation suggested experimental equipment which made it possible to carry out a series of experiments aimed at reducing erosion characteristics of selected soils. The paper describes the experimental methods used, the results gained so far and their evaluation.

Říha, J. – Srna, J.: Experimentelle Modellierung von Erosionsparametern des Erdstoffs

Filtrationsdeformationen sind eine der häufigsten Ursachen der Beschädigung geschütteter Dämme und des Untergrunds nicht nur großer Talsperren, sondern auch von Flussdeiche entlang von Wasserläufen, von Trockendämmen und kleinen Wasserstaubecken. Der Artikel enthält die Ergebnisse einer experimentellen Untersuchung der Deformationen des privilegierten Durchsickerwegs, der das Endstadium vor der vollständigen Beschädigung des Wasserbauwerks ist. Im Zuge der Untersuchung wurde eine experimentelle Anlage entworfen, an der eine Serie von Versuchen mit dem Ziel durchgeführt wurde, die Erosionscharakteristiken ausgewählter Erdstoffe abzuleiten. Im Artikel werden die Methodik der Versuche, die bisher gewonnenen Ergebnisse und ihre Auswertung angeführt.

Hydratační teplo portlandského cementu CEM I 42,5R

Ing. Martin SCHMIEDER
Ing. Jan ZÁKOUTSKÝ
RNDr. Vratislav TYDLITÁT, CSc.
prof. Ing. Robert ČERNÝ, DrSc.
ČVUT – Fakulta stavební
Praha

V článku je studován časový vývoj hydratačního tepla portlandského cementu CEM I 42,5R v cementové pastě a cementové maltě v závislosti na vodním součiniteli. Výsledky měření ukazují vliv vodního součinitele na časový vývoj hydratačního tepelného výkonu. Mezi tepelnými výkony hydratující cementové pasty a cementové malty při shodném vodním součiniteli není při 20 °C nalezen významný rozdíl.

Úvod

Studium vývoje hydratačního tepla cementu v závislosti na vodním součiniteli se v minulosti věnoval již před padesáti lety Danielsson [1], který se zabýval cementovou pastou a měřil její tepelné vlastnosti při hydrataci ve velkoobjemovém kalorimetru v rozsahu $v/c = 0,25-0,50$. V novější práci [2] Robbins uvedl v grafu Schindlerem modelovaný vliv vodního součinitele 0,3-0,7 na průběh hydratačního tepla v rozsahu do 500 h ekvivalentního času hydratace. Ukázal značný rozdíl mezi průběhem hydratačního tepla při $v/c = 0,3$ a 0,4. V poslední době Bentz a kol. [3] měřili vodivostním kalorimetrem TAM Air hydratační tepelné výkony cementových past z portlandského cementu tř. I/II. Použili vodní součinitele 0,325; 0,350; 0,400 a 0,425 a měřili hydratační teplo po dobu sedmi dní. Pro $v/c = 0,325$ našli snížený vývoj tepla proti vyšším vodním součinitelům obdobně jako Robbins [2]. Rozdíl vysvětlovali nedostatkem vody k hydrataci.

Ani závislost hydratačního tepla na přítomnosti kameniva nebyla dosud v centru zájmu výzkumníků zabývajících se čerstvými betonovými směsmi. Práce [4] z poslední doby je v tomto směru výjimkou. Informace o časovém průběhu vývoje hydratačního tepla cementu za různých podmínek je přitom pro praxi velmi významná, jak ukázala např. měření v pracích [5] či [6].

V článku jsou uvedeny další výsledky kalorimetrických měření zahájených v práci [4]. Hlavním zaměřením je tentokrát kromě vlivu kameniva na průběh hydratace zejména vliv vodního součinitele, který v předchozích měřeních nebyl na kalorimetru KB01 sledován.

Experimentální část

Materiály a vzorky

K měření byl použit cement CEM I 42,5R z cementárny Mokrá. Oxidické složení cementu, stanovené metodou rentgenové fluorescence (XRF), je uvedeno v tab. 1. Fázové složení stanovené metodou R. H. Bogua, popsanou Taylorem [7],

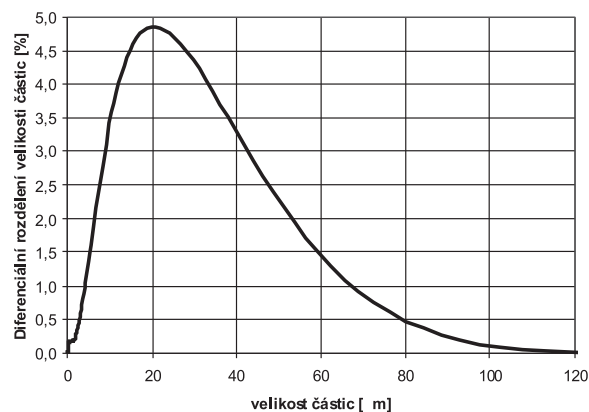
je uvedeno v tab. 2. Rozdělení velikosti částic stanovené laserovou metodou, uvedené na obr. 1, ukazuje, že cement má částice o velikosti v rozmezí 0-100 μm s maximem při 20 μm .

Z	Oxid	[% hm.]	Směr. odch.	Z	Oxid	[% hm.]	Směr. odch.
11	Na ₂ O	0,124	0,018	42	MoO ₃	<	–
12	MgO	1,02	0,05	44	RuO ₄	<	–
13	Al ₂ O ₃	5,73	0,12	45	Rh ₂ O ₃	<	–
14	SiO ₂	19,92	0,2	46	PdO	<	–
15	P ₂ O ₅	0,123	0,018	47	Ag ₂ O	<	–
16	SO ₃	4,22	0,1	48	CdO	<	–
17	Cl	0,055	0,012	49	In ₂ O ₃	<	–
18	Ar	<	–	50	SnO ₂	<	–
19	K ₂ O	1,14	0,05	51	Sb ₂ O ₃	<	–
20	CaO	63,32	0,24	52	TeO ₂	<	–
21	Sc ₂ O ₃	<	–	53	J	<	–
22	TiO ₂	0,305	0,028	54	Cs ₂ O	<2e	0,0039
23	V ₂ O ₅	0,0137	0,0059	56	BaO	0,0125	0,0062
24	Cr ₂ O ₃	<	–	Sum La	Lu	0,004	0,034
25	MnO	0,077	0,014	72	HfO ₂	<	–
26	Fe ₂ O ₃	3,8	0,1	73	Ta ₂ O ₅	<	–
27	Co ₃ O ₄	0,0034	0,0017	74	WO ₃	<20e	0,0019
28	NiO	0,0021	0,0011	75	Re ₂ O ₇	<	–
29	CuO	0,0101	0,005	76	OsO ₄	<	–
30	ZnO	0,061	0,012	77	IrO ₂	<	–
31	Ga ₂ O ₃	<2e	–	78	PtO ₂	<	–
32	GeO ₂	<	–	79	Au	<	–
33	As ₂ O ₃	<	–	80	HgO	<	–
34	SeO ₂	<	–	81	Ti ₂ O ₃	<	–
35	Br	0,0017	0,0008	82	PbO	0,0054	0,0027
37	Rb ₂ O	<	–	83	Bi ₂ O ₃	<	–
38	SrO	0,044	0,01	90	ThO ₂	<	–
39	Y ₂ O ₃	0,0022	0,0011	92	U ₃ O ₈	<	–
40	ZrO ₂	0,0133	0,0058	94	PuO ₂	<	–
41	Nb ₂ O ₅	<2e	0,0014	95	Am ₂ O ₃	<	–
Lanthanidy							
57	La ₂ O ₃	<	–	65	Tb ₄ O ₇	<	–
58	CeO ₂	<	–	66	Dy ₂ O ₃	<	–
59	Pr ₆ O ₁₁	<	–	67	Ho ₂ O ₃	<	–
60	Nd ₂ O ₃	<2e	0,0024	68	Er ₂ O ₃	<	–
62	Sm ₂ O ₃	<	–	69	Tm ₂ O ₃	<	–
63	Eu ₂ O ₃	<	–	70	Yb ₂ O ₃	<	–
64	Gd ₂ O ₃	<	–	71	Lu ₂ O ₃	<	–
Z	atomové číslo prvku						
<	koncentrace je < 10 mg·kg ⁻¹						
< 2e	% hm. < směr. odch.						

Tab. 1. Složení cementu CEM I 42,5R Mokrá

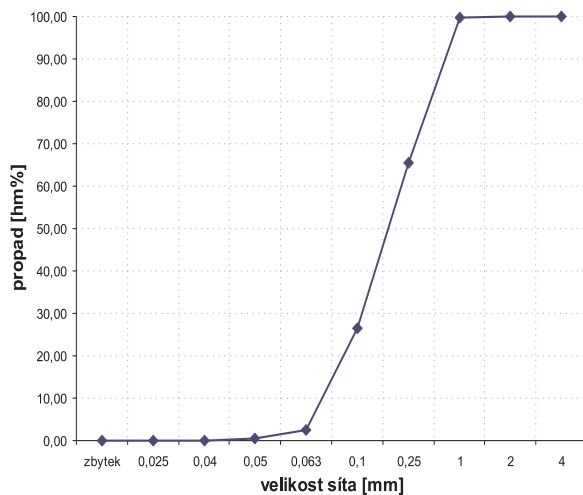
Tab. 2. Fázové složení cementu [7]

Označení	Název	Podíl [%]
C ₃ S	trikalciumpilikát	47,1
C ₂ S	dikalciumpilikát	19,1
C ₃ A	trikalciumaluminát	8,8
C ₄ AF	tetrakalciumaluminátferit	11,6
CaSO ₄	síran vápenatý	7,2
Suma	–	93,8



Obr. 1. Velikost částic cementu CEM I 42,5R Mokrá (plocha pod křivkou – 99,9%)

K výrobě cementové malty byl použit normalizovaný křemenný písek [8] vytvořený smícháním tří frakcí PG I, PG II a PG III v poměru 1:1:1. Z rozdělení podle zrnitosti je zřejmé, že velikost zrn je mezi 0,1 a 2,0 mm (obr. 2).



Obr. 2. Zrnitost normalizovaných písků pro přípravu cementové malty

Vliv vodního součinitele na průběh hydratačního výkonu a hydratačního tepla v čase byl měřen na cementové pastě a na cementové maltě. Složení jednotlivých vzorků je uvedeno v tab. 3. S jednou výjimkou byla prováděna vždy dvě měření pro každé složení cementové pasty a cementové malty. Vodní součinitele u vzorků cementové pasty byly 0,35; 0,4; 0,5; 0,6; 0,7, u vzorků cementové malty 0,35; 0,4; 0,5; 0,6.

Tab. 3. Složení vzorků cementové pasty a malty

a) cementová pasta

Vodní součinitel	Cement	Voda	Označení
	[g]		
0,35	300	105	pc035
0,4	300	120	pc04
0,5	300	150	pc05
0,6	300	180	pc06
0,7	300	210	pc07

b) cementová malta

Vodní součinitel [-]	Cement [g]	Křemenný písek [g]			Voda [g]	Označení
		PGI	PGII	PGIII		
0,35	300	300	300	300	105	mc035
0,4	300	300	300	300	120	mc04
0,5	300	300	300	300	150	mc05
0,6	300	300	300	300	180	mc06

Metoda měření

Přístroj k měření hydratačního tepla více než kilogramových vzorků, kalorimetr KB01, byl popsán v článku [4]. Metodika měření hydratačního tepelného výkonu N [$\text{mW}\cdot\text{g}^{-1}$] byla podstatně zlepšena. Nejen měření, ale i míchání cementu s vodou na cementovou pastu a cementu s vodou a pískem na cementovou maltu se provádělo v těsně uzavřeném polyetylenovém sáčku. Směs se po zamíchání nepřesypávala z jednoho kontejneru do druhého, jako tomu bylo při měření popsaném ve [4]. Bez ztráty hmotnosti byl vzorek umístěn do kalorimetru tři až pět minut po vnesení a zamíchání vody.

Výstupní data kalorimetru KB01, napětí U [mV], byla snímána po 15 s záznamovou ústřednou COMET 5+ a počítačem vybaveným komerčním snímacím programem. K vyhodnocení hydratačního výkonu N [$\text{mW}\cdot\text{g}^{-1}$] v závislosti na výstupním napětí U [mV] a hmotnosti m [g] hydratujícího cementu byla použita kalibrační závislost, uvedená v práci [4],

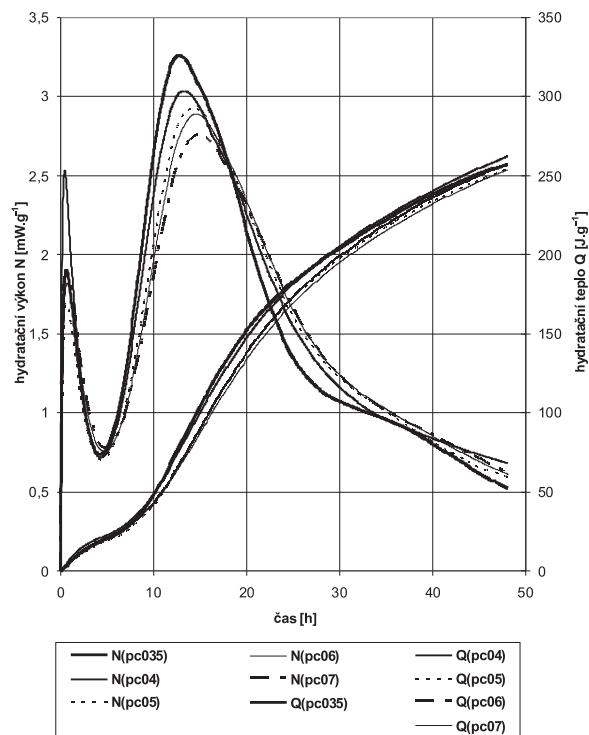
$$N = (1,352759 \cdot U^2 + 134,657965 \cdot U) \cdot m^{-1} \quad (1)$$

Výsledky měření

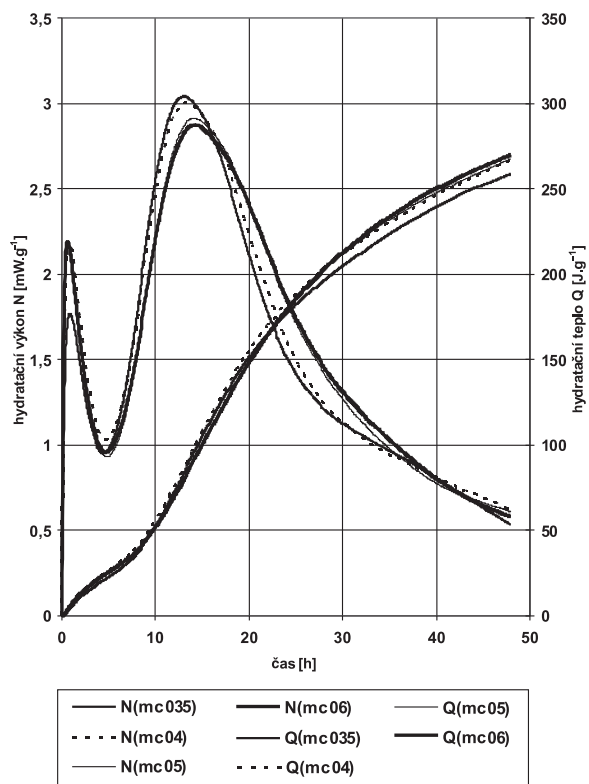
Byly naměřeny hydratační výkony N [$\text{mW}\cdot\text{g}^{-1}$] a hydratační tepla Q [$\text{J}\cdot\text{g}^{-1}$] pro cementovou pastu, která hydratovala při 20 °C s vodními součiniteli 0,35-0,70. Dále byly změněny průběhy N a Q pro cementovou maltu s vodními součiniteli 0,35-0,60. Každé stanovení bylo provedeno na dvou vzorcích. Měření trvala 72 h a 48 h. Průběh veličin ukázal dobrou opakovatelnost s rozdílem Q nejvýše 2,5 %. Příznivou opakovatelnost můžeme přisoudit jednotnému intenzivnímu postupu při zamíchání vzorku s vodou přímo v polyetylenovém sáčku, ve kterém se následně provedlo měření. Při míchání v sáčku nedošlo ke ztrátě vzorku ani vody, jak ukázala kontrola vážením.

Data byla snímána po 15 s a dosahovala při době měření 70 h počtu 16 500 řádků v záznamu ke zpracování v programu Excel. Po integraci výkonu N [$\text{mW}\cdot\text{g}^{-1}$] na hydratační teplo Q [$\text{J}\cdot\text{g}^{-1}$] byl počet záznamů (řádů) programem snížen na čtení po 120 s pro snadnější zobrazení dat grafem.

Střední hodnoty hydratačních výkonů a teplem cementové pasty a cementové malty v závislosti na vodním součiniteli



Obr. 3. Střední hodnoty hydratačních tepelných výkonů N (pcvc) a hydratačních tepel Q cementové pasty při různých vodních součinitelích, 20 °C



Obr. 4. Střední hodnoty hydratačních tepelných výkonů N (mcvc) a hydratačních tepel Q (mcvc) cementové malty při různých vodních součinitelích, při 20 °C

při 20 °C jsou na obr. 3 a obr. 4. Hydratační tepla cementových past a cementových malt, vypočtená ze středních hodnot naměřených hydratačních výkonů integrací, uvádíme v tab. 4 a tab. 5.

Tab. 4. Hydratační teplo cementové pasty při 20 °C

Vodní součinitel [-]	0,35	0,4	0,5	0,6	0,7
čas [h]	Q [J.g ⁻¹]				
0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
6	23,6	26,0	21,8	23,8	24,7
12	70,3	64,4	59,3	59,7	59,0
18	135,1	130,4	120,1	119,8	116,6
24	178,0	175,7	166,6	167,2	163,4
30	204,2	205,5	197,6	198,6	195,2
36	225,9	227,8	221,1	222,7	218,9
42	244,0	246,4	239,6	241,8	238,1
48	257,4	262,3	254,0	256,8	253,4

Tab. 5. Hydratační teplo cementové malty při 20 °C

Vodní součinitel [-]	0,35	0,4	0,5	0,6
čas [h]	Q [J.g ⁻¹]			
0	0,0	0,0	0,0	0,0
6	26,4	30,7	28,7	29,2
12	72,6	76,1	69,2	69,9
18	134,7	138,3	130,4	130,3
24	177,0	183,1	179,1	179,2
30	204,8	211,9	212,0	212,8
36	227,0	233,8	235,5	237,4
42	245,1	251,9	253,1	255,7
48	258,8	266,9	267,5	269,7

Diskuze

S výjimkou prvního maxima byla jednoznačně prokázána závislost polohy lokálních extrémů v průběhu hydratačního tepelného výkonu N v závislosti na vodním součiniteli jak pro cementovou pastu, tak pro cementovou maltu (obr. 3, obr. 4).

Výška prvního lokálního maxima N 20-30 minut po vnesení vody je ovlivněna ne zcela přesně reprodukovatelnou intenzitou počátečního zamíchání suché směsi s vodou a není zde zřejmá závislost na vodním součiniteli. U prvního lokálního minima N v čase 3,5 až 5 h lze pozorovat přibližně shodné hodnoty výkonu s rostoucím vodním součinitelem. Při druhém lokálním maximu N v době od 12 do 15 h hydratace je již patrná závislost hydratačního tepelného výkonu na vodním součiniteli. Při hydrataci jak cementové pasty, tak cementové malty (obr. 3, obr. 4), nabývá druhé maximum nejvyšší hodnoty při nejnižším měřeném vodním součiniteli 0,35 a postupně bez výjimky klesá k hodnotě pro nejvyšší použitý vodní součinitel. Hodnoty hydratačních výkonů v závislosti na čase a vodním součiniteli pro lokální extrémy jsou pro cementové pasty uvedeny v tab. 6, pro cementové malty v tab. 7.

V době 20 až 30 h od přidání vody dochází k rozdílnému poklesu rychlosti hydratace s ohledem na vodní součinitel. Nejstrměji ubývá rychlost hydratace pro $v/c = 0,35$, pro $v/c = 0,4$ je pokles mírnější a dále se úbytek rychlosti hydratace

Tab. 6. Výskyt prvního maxima, minima a druhého maxima v průběhu hydratačních výkonů hydratujících cementových past s různým vodním součinitelem

Vodní součinitel	Cementová pasta					
	N_{max1}	čas	N_{min}	čas	N_{max2}	čas
	[mW.g ⁻¹]	[h:m]	[mW.g ⁻¹]	[h:m]	[mW.g ⁻¹]	[h:m]
0,35	1,91	0:37	0,73	4:14	3,25	12:46
0,40	2,54	0:26	0,72	4:18	3,03	13:11
0,50	1,70	0:37	0,70	4:24	2,93	14:14
0,60	1,82	0:41	0,76	4:38	2,89	14:28
0,70	1,88	0:40	0,78	4:48	2,76	14:50

Tab. 7. Výskyt prvního maxima, minima a druhého maxima v průběhu hydratačních výkonů hydratujících cementových malt s různým vodním součinitelem

Vodní součinitel	Cementová malta					
	N_{max1}	čas	N_{min}	čas	N_{max2}	čas
	[mW.g ⁻¹]	[h:m]	[mW.g ⁻¹]	[h:m]	[mW.g ⁻¹]	[h:m]
0,35	1,78	0:50	0,95	4:26	3,04	13:05
0,40	2,20	0:46	1,03	4:41	3,01	13:22
0,50	2,19	0:42	0,93	4:49	2,92	13:57
0,60	2,21	0:35	0,96	4:42	2,88	14:17

málo liší se stejnou tendencí pro vodní součinitele 0,5-0,7 u pasty a pro vodní součinitele 0,5 a 0,6 u malty.

Hydratační výkony v čase 72 h, které nebyly pro přehlednost do obr. 3 a obr. 4 zařazeny, jsou uvedeny v tab. 8. Je patrné, že od $w/c = 0,35$ do $w/c = 0,5$ rychlost hydratace roste a při vyšších hodnotách vodního součinitele se již nemění. Po třech dnech hydratace se tak významně projevuje snížení obsahu hydratační vody při malém vodním součiniteli, které pozorovali též Danielsson [1] a Bentz a kol. [3].

Tab. 8. Hydratační výkon cementové pasty a malty v čase 72 h

Vodní součinitel	0,35	0,40	0,50	0,60	0,70
Hydratační výkon	N [mW.g ⁻¹]				
$N(pc)$	0,18	0,30	0,36	0,36	0,36
$N(mc)$	0,17	0,25	0,39	0,35	–

Výsledky měření hydratačních tepel do 48 h hydratace uvedené v tab. 4 ukazují nepravidelný rozptyl navzájem blízkých hodnot hydratačního tepla cementové pasty pro vodní součinitele 0,35-0,70. Může se zde projevovat již zmíněná opakovatelnost měření v úrovni 2,5 %. Hydratační tepla cementové malty do 48 h hydratace v tab. 5 vykazují v době od 30 do 48 h hydratace v závislosti na vodním součiniteli růst o několik procent.

Závěr

Kalorimetrickým měřením byla získána data pro hydratační tepelné výkony a hydratační tepla cementové pasty a cementové malty z portlandského cementu CEM I 42,5 Mokrá od 3 min do 72 h doby hydratace při vodním součiniteli 0,35-0,70, resp. 0,35 až 0,60. Výsledky měření prokázaly vliv vodního součinitele na časový vývoj hydratačního tepelného výkonu jak cementové pasty, tak cementové malty.

Naopak mezi hydratačními tepelnými výkony a hydratačními teplemi cementové pasty a cementové malty při shodném vodním součiniteli nebyl při 20 °C nalezen významný rozdíl.

Článek vznikl za podpory výzkumného záměru MSM 6840770031 MŠMT ČR.

Literatura

- [1] Danielsson, U.: Heat of Hydration of Cement as Affected by Water-Cement Ratio. In: Fourth International Symposium on the Chemistry of Cement, Washington D. C., 1960, pp. 519-526.
- [2] Robbins, E.: Predicting Temperature Rise and Thermal Cracking in Concrete. [Graduate Thesis], Department of Civil Engineering of Toronto, 2007, p. 19.
- [3] Bentz, D. P. – Peltz, M. A. – Winpige, J.: Early-Age Properties of Cement Based Materials: II. Influence of Water-to-Cement Ratio. ASCE Journal of Materials in Civil Engineering, 21 (9), 512-517, 2009.
- [4] Zakoutský, J. – Tydlitát, V. – Černý, R.: Studium hydratace cementu měřením hydratačního tepla cementové pasty, malty a betonové směsi. Stavební obzor, 20, 2011, č. 5, s. 158-161. /ISSN 1210-4027/
- [5] Hošek, J. – Vítek, J. L. – Kuráž, V. – Litoš, J. – Matoušek, J.: Teplotní a objemové změny samozhutitelného betonu měřené na velkorozměrových modelech. Beton TKS 1, 2001, č. 6, s. 35-39.
- [6] Kuráž, V. – Matoušek, J. – Litoš, J.: Měření vlhkosti, a teploty v průběhu hydratace samozhutitelného betonu. Stavební obzor, 10, 2002, č. 6, s. 184-185. /ISSN 1210-4027/
- [7] Taylor, H. F. W.: Cement Chemistry, 2. vyd. London, Telford 2003, p. 57.
- [8] Normalizovaný písek CEN, ČSN EN 196-1, certifikát č. 040-033569 z 8.9.2009 vyd. TZÚ Praha pro firmu Filtrační písky, Chlum.

Schmieder, M. et al.: Hydration Heat of CEM I 42,5R Portland Cement

This paper explores the time development of hydration heat of the material in cement paste and cement mortar depending on the water cement ratio. The results of the measurements show the influence of the water cement ratio on the time development of the hydration heat output. Thermal outputs of hydrating cement paste and cement mortar do not indicate any significant difference at 20 °C.

Schmieder, M. u. a.: Hydratationswärme von Portlandzement CEM I 42,5R

Im Artikel wird die zeitliche Entwicklung der Hydratationswärme des Materials in einer Zementpaste und einem Zementmörtel in Abhängigkeit vom Wasser-Zement-Faktor abgehandelt. Die Messergebnisse zeigen den Einfluss des Wasser-Zement-Faktors auf die zeitliche Entwicklung der Hydratationswärmeleistung. Zwischen den Wärmeleistungen der abbindenden Zementpaste und des Zementmörtels findet sich bei einem übereinstimmenden Wasser-Zement-Faktor bei 20 °C kein bedeutender Unterschied.

Posouzení lomových odprašků jako taviva pro keramickou technologii

doc. Ing. Radomír SOKOLÁŘ, Ph.D.
VUT – Fakulta stavební
Brno

Vlastnosti za sucha lisovaných střepů vyrobených ze tří odlišných odprašků z procesu drcení přírodního kameniva podle jeho druhu (žula, moravská droba, amfibolit) byly porovnávány se shodně připraveným střepem ze standardního keramického taviva – živce. Nejvýraznější slinovací aktivitu vykazovaly odprašky na bázi moravské droby a žuly.

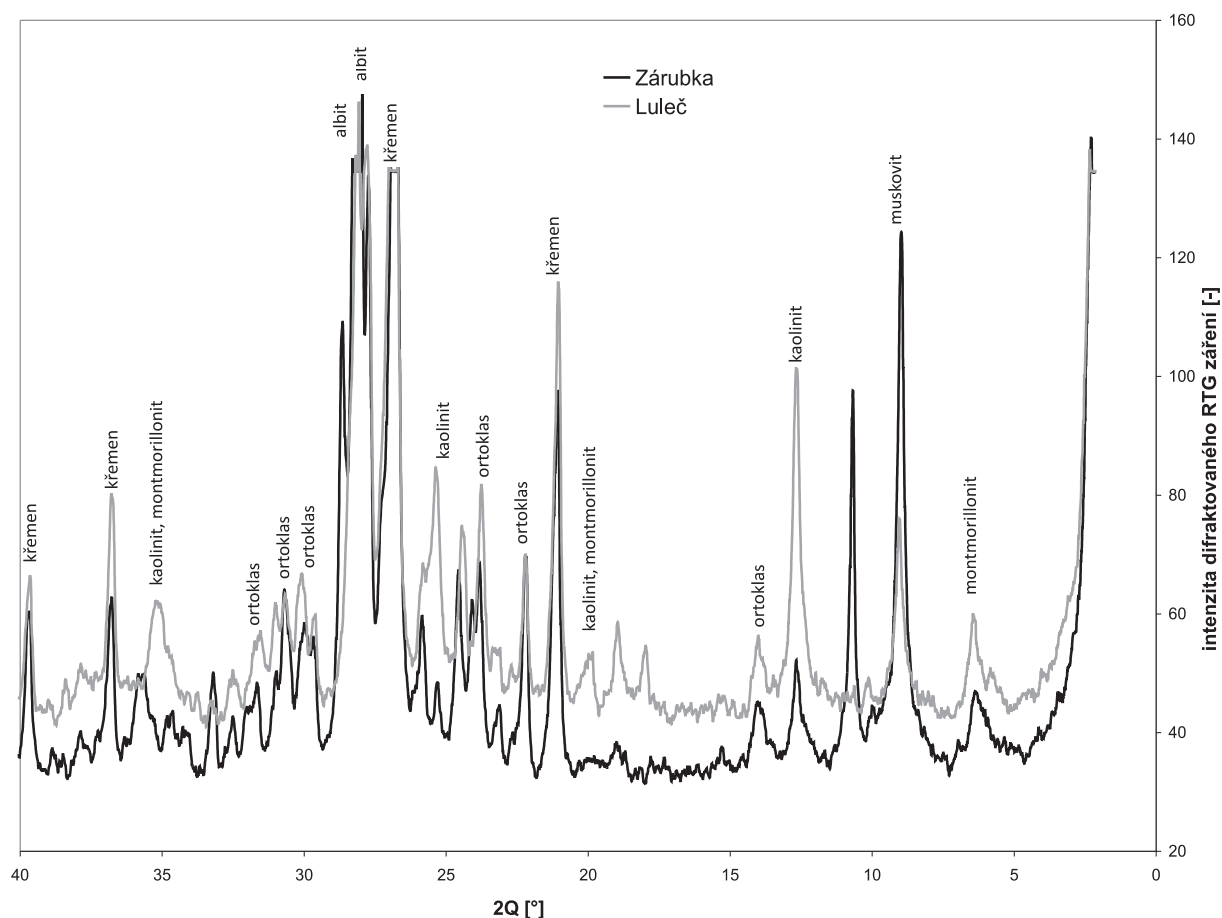
Úvod

Nerostné suroviny se v přírodě obvykle vyskytují ve stavu, který neodpovídá potřebám a požadavkům spotřebitelů, a proto se musí upravovat [1]. Mezi důležitý proces patří zdobňování přírodního kameniva na požadovanou granulometrii pomocí drtičů (čelisťovým, kuželovým, odrazovým). Rozdrcený materiál putuje na třídící linku, která podle velikosti zrn rozliší jednotlivé frakce. Během zdobňovacího procesu jsou jemné částice kameniva, tzv. odprašky, odsává-

ny a zachycovány na filtrech. Následně se ukládají na skládku v lomu nebo jsou přimíchávány do nejjemnějších frakcí kameniva (např. 0-4 mm), což ovšem může výrazně zhoršit jeho kvalitu.

Kamenné odprašky se omezeně využívají i jako jemná frakce v betonářské technologii nebo při návrhu asfaltových směsí. V keramické technologii se výjimečně používají do cihlářské surovinové směsi, v níž působí jako neplastická složka (ostřívo), která nahrazuje dosud běžné křemenné písky. Podíl takto využívaných odprašků je však velmi malý. Možnosti využití lomových odprašků v keramické technologii jsou publikovány především v zahraničních odborných časopisech. Téměř ve všech případech [2]-[6] jde o případové studie použití žulových nebo mramorových odprašků ve spojení s lokálními jíly nebo jinými odpady (např. elektrárnský popílek). Ve všech případech byly definovány podmínky, za kterých je možné konkrétní typ odprašků v keramickém střepu optimálně použít (dochází ke zlepšení vlastností střepu). V České republice jsou podobné výzkumy zatím ojedinělé [7], [8].

Typickým znakem vhodného základního taviva v keramické technologii je jeho vysoká slinovací aktivita a nízká teplo-



Obr. 1. Rentgenová difrakční analýza odprašků z lomu Luleč a Zárubka

Tab. 1. Chemický rozbor odprašků a standardu (živce Ž43KNa50)

Vzorek	Obsah složky [% hmot.]									
	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	MnO	TiO ₂	CaO	MgO	K ₂ O	Na ₂ O	ZŽ
lom										
Luleč	71,6	13,3	3,66	0,01	0,01	0,63	1,7	3,52	2,62	2,9
Zárubka	65,56	14,97	3,45	0	0	5,12	2,24	3,4	3,01	1,44
Želešice	47,7	13,55	10,74	0	0	9,77	8,87	2,13	1,16	4,51
Ž43KNa50	79,5	12,7	0,45	0	0,09	0,5	0,08	3,4	2,7	0,6

ta tavení. V keramické technologii jsou nejběžnějším základním tavivem živce, a to živce sodné (např. albit) s teoretickou teplotou tavení 1 118 °C a draselné (např. ortoklas) s teoretickou teplotou tavení 1 150 °C [9]. V přírodě se ovšem živce nacházejí jako směsné (sodno-draselné nebo draselno-sodné) s určitým podílem jiných minerálů, především křemene. Z rovnovážných fázových diagramů je možné odečíst nejnižší rovnovážné teploty tání tzv. eutektických živcových směsí, např. směs 58,3 % hmot. draselného živce a 41,7 % hmot. křemene vykazuje teoretickou rovnovážnou teplotu tání 990 °C.

Cílem článku je posoudit možnost využití kamenných odprašků jako taviva v keramické technologii, při níž v určitých případech mohou nahrazovat živce, které se v keramice standardně jako tavivo používají. Byla posuzována především slinovací aktivita střeptů připravených ze tří odlišných druhů kamenných odprašků v závislosti na teplotě výpalu v porovnání s chováním živce Ž43KNa50 (označení podle ČSN 72 1370).

Suroviny a jejich vlastnosti

Pro laboratorní experimenty byly použity tři druhy kamenných odprašků ze tří lomů. Hlavním rozdílem mezi nimi je typ zdobňovaného kameniva:

- odprašky z lomu Luleč tvoří jemnozrný odpadní produkt vznikající při drcení moravské droby. Kapacita lomu je 350 000 t kameniva za rok, odprašků vzniká asi 10 t za dvě směny;
- odprašky z lomu Zárubka vznikají při drcení žuly v lomu u obce Zárubka. Kapacita lomu je 110 000 t kameniva za rok, ročně se vyprodukuje asi 500 t odprašků;
- v lomu Želešice u Brna se těží a upravuje amfibolitické kamenivo s roční produkcí odprašků asi 3 000 t.

Mineralogické složení odprašků na bázi moravské droby a žuly je velmi podobné a je typické vysokým podílem živců (albitu, ortoklasu), křemene, slíd i částečně jílových minerálů (obr. 1). Z hlediska keramické technologie je důležité, že odprašky Zárubka obsahují podle DTA a TG analýzy 1,7 % kalcitu (CaCO₃), což se projevuje i v jejich chemickém složení a obsahu CaO (tab. 1).

Odprašky z lomu Želešice vznikají při drcení amfibolitického kameniva. Mineralogicky jde o naprosto odlišnou směs, v porovnání s odprašky z lomu Luleč a Zárubka, tvořenou zejména minerály skupiny amfibolitu:

obecný amfibol – Ca₂(Mg,Fe)₄Al(Si₇Al)O₂₂(OH)₂,

glaukofan – Na₂Mg₃Al₂Si₈O₂₂(OH)₂,

cummingtonit – Na₂Mg₃Al₂Si₈O₂₂(OH)₂.

Typický je i vysoký podíl železa (tab. 1).

Na základě chemického rozboru (tab. 1) bylo potvrzeno, že posuzované odprašky obsahují porovnatelné množství alkálií (K₂O, Na₂O) jako referenční surovina – živce Ž43KNa50 (podle ČSN 72 1370), standardně používané tavivo v keramické technologii. Právě obsah alkálií výrazně ovlivňuje slinovací aktivitu a tavitelnost keramické suroviny.

Tavicí schopnost suroviny závisí také na jemnosti jejího mletí, tedy velikosti zrn. Použité odprašky i bez dodatečného mletí vykazují zrnitost, která se blíží parametrům průmyslově mletého živce Ž43KNa50 (tab. 2). Zrnitost porovnávaných materiálů byla posuzována na základě mediánu ekvivalentního průměru zrna $d_{(0,5)}$ (laserová analýza velikosti částic MASTERSIZER 2000) a zbytku na sítu 0,063 mm plavením R_{0063} (ČSN 72 1565-3). Jemnozrnější materiály jsou charakterizovány nižší hodnotou $d_{(0,5)}$ a R_{0063} .

Tab. 2. Parametry granulometrie použitých odprašků a porovnávaného taviva – živce Ž43KNa50

Odprašky	$d_{(0,5)}$ [mm]	R_{0063} [%]
Luleč	22	7,2
Zárubka	24	7,8
Želešice	29,3	10,8
Ž43KNa50	20,9	2,2

$d_{(0,5)}$ – medián ekvivalentního průměru zrna, R_{0063} – zbytek na sítu 0,063 mm

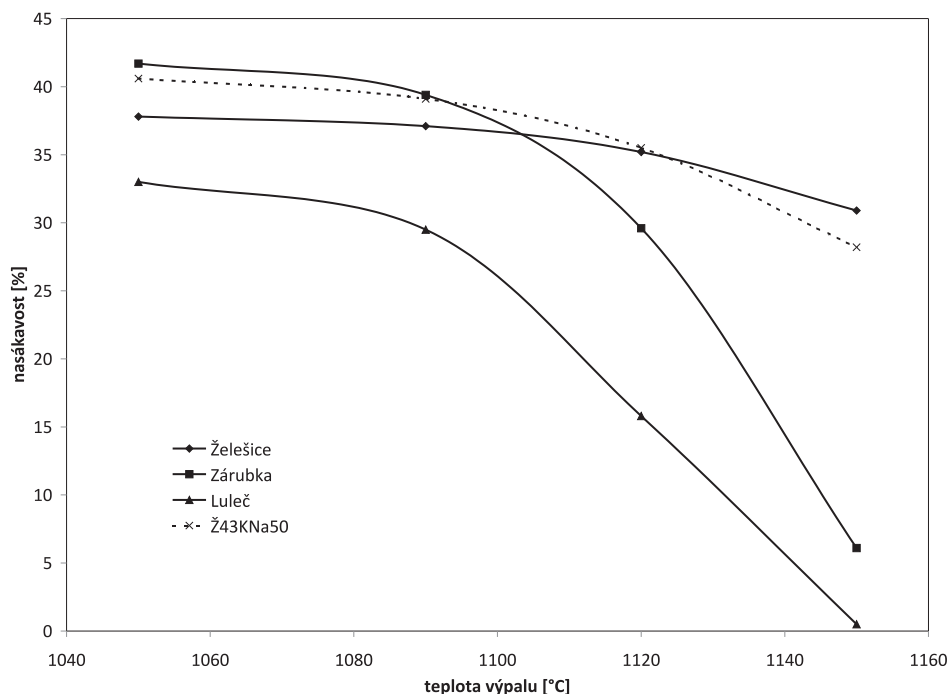
Příprava vzorků

Vzorky byly vyráběny suchým lisováním z granulátu o vlhkosti 7 %. Granulát byl připraven smísením posuzovaných odprašků s 3% vodným roztokem karboxymethylcelulózy, která plnila funkci pojiva neplastických zrn odprašků, resp. živce, a následným protlačněním ovhčené směsi přes síto oky Ø 1 mm. Poté byl granulát 24 h homogenizován v uzavřené nádobě v laboratorním homogenizátoru. Zkušební vzorky o rozměrech 100×50×15 mm byly lisovány v kovové formě tlakem 20 MPa. Sušení probíhalo v sušárně při teplotě 110 °C do konstantní hmotnosti. Výsušky byly páleny v elektrické peci na teploty 1 050 °C, 1 090 °C, 1 120 °C a 1 150 °C rychlovypalem – nastaven byl maximálně možný vzestup pro danou pec na maximální vypalovací teplotu s izotermickou výdrží 10 minut. Vzorky po výpalu chladly samovolně.

Vlastnosti vypálených střeptů byly zkoušeny podle norem řady ČSN EN ISO 10 545 – délkové změny pálením DP , pevnost v ohybu R , nasákavost E , objemová hmotnost B , zdánlivá pórovitost P a zdánlivá hustota T .

Výsledky a diskuze

Tavivo pro keramický střept musí mimo dostatečně nízkou teplotu tavení vykazovat i velmi dobrou slinovací aktivitu, tzn. musí vykazovat schopnost se zhuňovat (snižovat pórovitost) při co nejnižších vypalovacích teplotách. Na základě laboratorních výsledků bylo prokázáno, že posuzované kamenné odprašky mají dostatečnou schopnost zastávat funkci keramického taviva – s rostoucí teplotou výpalu klesá ve všech případech nasákavost E (obr. 2), zdánlivá pórovitost P a roste objemová hmotnost B (tab. 3) vypáleného střeptu. Klesá tedy podíl otevřených pórů, ale současně roste podíl uzavřené pórovitosti, o čemž svědčí pokles hodnoty zdánlivé hustoty T s rostoucí vypalovací teplotou. To je ty-



Obr. 2. Závislost nasákavosti střepeřů surovin na teplotě výpalu

pické pro nejintenzivnější tavivo, jakým se v tomto případě projevily odprašky na bázi moravské droby (lom Luleč), které při všech vypalovacích teplotách dávají střepeř s nejnižší pórovitostí (obr. 2).

Tab. 3. Vlastnosti vypálených vzorků

Vzorek	Výpal [°C]	DP [%]	R [MPa]	B [kg·m ⁻³]	P [%]	T [kg·m ⁻³]
Želešice	1 050	-0,54	3,3	1 860	20,3	2 989
	1 090	-0,71	3,9	1 876	19,8	2 985
	1 120	-1,62	6,4	1 931	18,3	2 982
	1 150	-3,53	14,7	2 059	15	2 979
Zárubka	1 050	-0,25	2,5	1 572	26,6	2 698
	1 090	-1,27	5,9	1 626	24,3	2 684
	1 120	-5,6	14,5	1 864	15,9	2 648
	1 150	-14,33	31,8	2 399	2,6	2 558
Luleč	1 050	-0,62	4,5	1 782	18,5	2 660
	1 090	-1,84	7,1	1 861	15,9	2 640
	1 120	-7,09	18	2 178	7,3	2 586
	1 150	-9,91	35	2 229	0,3	2 240
Ž43KNa50	1 050	-0,41	1,6	1 542	26,4	2 596
	1 090	-0,88	3,6	1 574	24,8	2 584
	1 120	-2,54	8,4	1 654	21,5	2 562
	1 150	-5,68	12,7	1 827	15,4	2 543

DP – délková změna pálením, R – pevnost v ohybu, B – objemová hmotnost, P – zdánlivá pórovitost, T – zdánlivá hustota

Velmi intenzivně po překročení teploty výpalu 1 100 °C slinují také odprašky z drčení žulového kameniva (Zárubka). Slinovací aktivita je naopak nejnižší u odprašků z amfibolitického kameniva, která je na úrovni referenční suroviny –

živce Ž43KNa50. U těchto dvou typů střepeřů při daných vypalovacích teplotách je pokles pórovitosti střepeř s rostoucí vypalovací teplotou velmi nízký. Typickým znakem nízké slinovací aktivity použitého živce a odprašků z amfibolitického kameniva je téměř konstantní hodnota zdánlivé hustoty T (tab. 3), která svědčí o tom, že nedochází ke vzniku uzavřené pórovitosti, typické pro proces slinování. Střepeř s nízkou slinovací aktivitou také po výpalu vykazují nízké hodnoty délkových změn pálením DP (smrštění), které jsou nejnižší právě u střepeřů na bázi živce a amfibolitických odprašků.

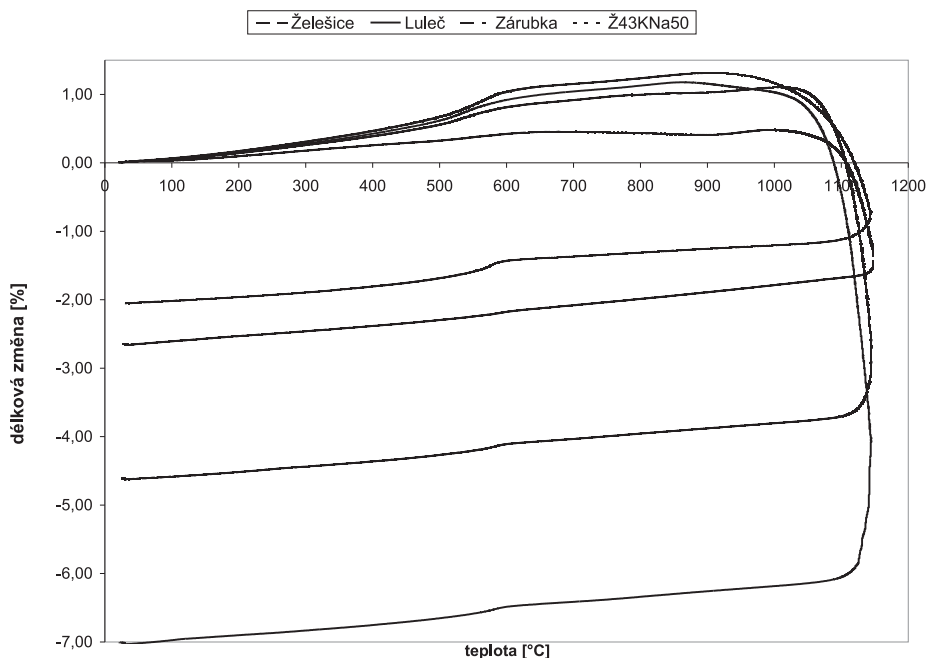
Dobrou slinovací aktivitu odprašků na bázi moravské droby a žuly lze přičíst nejvyššímu obsahu alkalických oxidů $\text{Na}_2\text{O} + \text{K}_2\text{O}$, který činí 6,14 % hmot. (Luleč), resp. 6,41 % hmot. (Zárubka), a také jejich výhodné zrnitosti (tab. 2).

Pevnost v ohybu R (tab. 3) vypálených střepeřů koresponduje s jejich pórovitostí, s rostoucí teplotou výrazně roste zejména u dobře slinujících střepeřů ze žulových a drobových odprašků. Slinování střepeř je provázáno jeho smrštěním během výpalu. Z křivek teplotní dilatometrie (DKTA), viz obr. 3, je zřejmé, že po počátečním zvětšení objemu střepeř, vyvolaného především rozkladem přítomných slíd (mimo střepeř na bázi amfibolitických odprašků, který slídu neobsahuje), dochází od teploty asi 1 050 °C k jeho zhutňování. Nejmenší smrštění výpalem je možno pozorovat u živce (obr. 3) jako suroviny s nejnižší slinovací aktivitou.

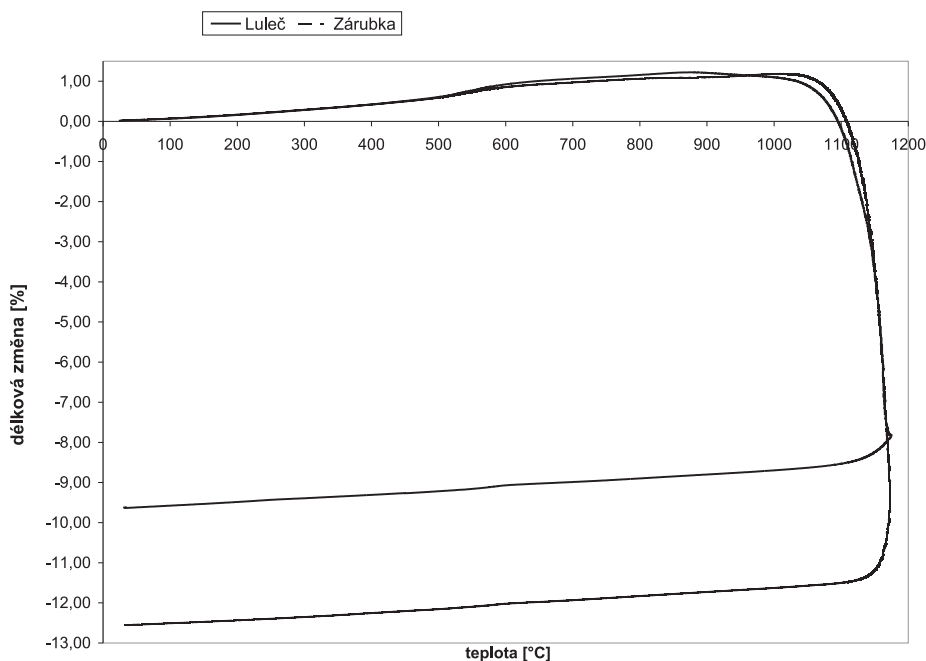
Dilatometrická křivka chování vzorku během výpalu na 1 170 °C (obr. 4) stanovená u dvou nejlépe slinujících střepeřů (na bázi odprašků z lomu Luleč a Zárubka) ukazuje, že při vypalovacích teplotách nad 1 150 °C lze díky vyššímu smrštění výpalem počítat s vyšší slinovací aktivitou u střepeřů vyrobených ze žulových odprašků. Naopak střepeř na bázi moravské droby při maximální teplotě již nepatrně vykazuje počátek nadýmání, tedy zvětšení objemu vzorku po vzniku sekundární pórovitosti.

Závěr

Cílem prezentovaných experimentů bylo ověřit možnost využití odprašků, vznikajících při zdobňování přírodního kameniva, jako taviva v keramické technologii. Díky velmi



Obr. 3. Délková změna zkušebních vzorků během výpalu (1 140 °C, 10 °C/min)



Obr. 4. Délková změna u dvou nejlépe slinujících vzorků během výpalu (1 170 °C, 10 °C/min)

výhodnému chemickému složení s vysokým obsahem alkalických oxidů a granulometrii, která pro dosažení výrazných tavicích schopností nevyžaduje dodatečné mletí, je možné lomové odprašky s vysokým obsahem živcové složky (tzn. na bázi moravské droby a žuly) označit za velmi účinné keramické tavivo, které lze použít i při teplotách rychlovýpalu nižších než 1 150 °C, při nichž je slinovací aktivita porovnávaného živce typu Ž4KNa50 podle ČSN 72 1370 velmi nízká, a tedy není jako tavivo použitelný. Nevýhodou všech zkušebních odprašků je vysoký obsah Fe_2O_3 , který neumožňuje jejich využití pro bělostřepou keramiku a může znamenat riziko při rychlovýpalu v podobě nadýmání střepu.

Článek vznikl za podpory projektu P104/10/0885 GA ČR „Analýza vlivu kamenných odprašků a kalů na vlastnosti keramického střepu a jeho mikrostrukturu“ a VVZ MSM 0021630511 „Progresivní stavební materiály s využitím druhotných surovin a jejich vliv na životnost konstrukcí“.

Literatura

- [1] Slivka, V. a kol.: Těžba a úprava silikátových surovin. Praha, Silikátový svaz 2002, 443 s. /ISBN 80-903113-0-X/
- [2] Mostafa, A. – Nour, W. M. N. – Ibrahim, D. M. – Abou-Maatty, M. A.: Granite Wastes as the Main Constituent in Tile Recipes.

Interceram 2008, No. 1, Vol. 57, pp. 26- 30. /ISSN 0020-5214/

- [3] Sarkar, R. – Das, S. K.: Porous Ceramic Tiles from Industrial Solid Wastes. *Tile and Brick Int.* 2003, Vol. 19, No. 1, pp. 24-27.
- [4] Segadães, A. M. – Carvalho, M. A. – Acchar, W.: Using Marble and Granite Rejects to Enhance the Processing of Clay Products. *Applied Clay Science*, 2005, Vol. 30, No. 1, pp. 42-52. /ISSN 0169-1317/
- [5] Catarino, L. – Sousa, J. – Martins, I. M. – Vieira, M. T. – Oliveira, M. M.: Ceramic Products Obtained from Rock Wastes. *Journal of Materials Processing Technology*, 2003, Vol. 143-144, pp. 843-845. /ISSN 0924-0139/
- [6] Vieira, C. M. F.: Incorporation of Granite Waste in Red Ceramics. *Materials Science and Engineering*, 2004, Vol. 373, No. 1-2. /ISSN 0921-5093/
- [7] Sokolář, R.: Zúžitkování přírodních odpadních surovin pro výrobu za sucha lisovaných keramických obkladových prvků (část I). *Silika*, 15, 2005, č. 6-7, s. 30-35. /ISSN 1213-3930/
- [8] Sokolář, R.: Zúžitkování přírodních odpadních surovin pro výrobu za sucha lisovaných keramických obkladových prvků (část II). *Silika*. 2006, 16, č. 1-2, s. 14-18. /ISSN 1213-3930/
- [9] Hanykýř, V. – Kutzendörfer, J.: Technologie keramiky. Hradec Králové, Vega 2000, 287 s. /ISBN 80-900860-6-3/
- [10] Hanykýř, V.: Tavení živců a jejich slinovací aktivita. *Silika*, 18, 2008, č. 5-6, s. 132-138. /ISSN 1213-3930/

Sokolář, R.: Quarry Dusts as Flux in Ceramic Technology

Dusts from the process of natural stone crushing were considered as flux in ceramic technology. The properties of dry-pressed bodies produced from three differing dusts by the type of crushed aggregate (granite, Moravian greywacke, amphibolites) were compared with an identically-prepared body from standard ceramic flux – feldspar. Dusts on the basis of Moravian greywacke and granite have the most significant melting ability.

Sokolář, R.: Beurteilung von Bruchabrieb als Schmelzmittel für die Keramiktechnologie

Die Eigenschaften trockengepresster Scherben, die aus drei unterschiedlichen Abrieben aus dem Prozess des Brechens von Naturstein nach seiner Sorte (Granit, mährische Grauwacke, Amphibolit) hergestellt waren, wurden mit einem übereinstimmend aufbereiteten Scherben aus standardmäßigem keramischem Schmelzmittel – Feldspat – verglichen. Die ausgeprägteste Sinteraktivität wiesen Abriebe auf Basis von mährischer Grauwacke und Granit auf.



**Nové
internetové
stránky**

časopisu

STAVEBNÍ OBZOR

najdete na adrese

www.stavebniobzor.cz

• dizertace



Model pro hodnocení proveditelnosti úspor energie v budovách

Ing. Ondřej Povýšil

V práci je vytvořen nový model hodnocení proveditelnosti úspor energie v budovách vycházející ze systémové dynamiky.

Perspektivy obchodování stavebních firem na komoditních burzách

Ing. Lucie Tesařová

Práce označuje rizika aktivit spojených s obchodováním se stavebními materiály a odpady. Navrhované postupy směřují k podpoře obchodování a lepšímu využití např. dřeva či vytěžené zeminy.

Odvodňování svahů sifonovými drény

Ing. Ondřej Mrvík

V dizertaci se řeší problematika odvodňování nestabilních území v oblasti severočeských hnědouhelných lomů s konkrétním odkazem na odvodnění zbytkové jámy lomu Ležáky. Jde o unikátní metodu odvodnění sledovanou na velkém množství monitorovaných bodů.

Komponenta stěny sloupu ve smyku za zvýšené teploty

Ing. Michal Strejček

Práce se zabývá spojem používaným u ocelových konstrukcí a rozšiřuje informace o jedné komponentě tohoto spoje za zvýšené teploty při požáru. Komponenta je ověřena několika významnými experimenty ve skutečném měřítku.

Možnost využití nových metod k dokumentaci a prezentaci historických objektů

Ing. Jiřina Svatušková

Cílem dizertace je nabídnout památkářům a archeologům jednoduchou formu dokumentace a prezentace památek. Je vytvořen program umožňující práci s mračnem bodů získaných ze snímků. Ověřen byl na studii madrasy Kubahan v Iráku.

Stabilita tenkostěnných vaznic v oblasti záporných momentů

Ing. Jana Egrtová

Práce se zabývá zkoumáním stability ocelových spojitých tenkostěnných vaznic tvaru Z, spolupůsobících s tenkostěnným trapézovým plechem střešního pláště v oblasti vnitřních podpor, kde se vaznice zdvojují přesahem a dolní tlačný pás vaznice je volný. Předložené postupy jsou ověřeny rozsáhlými zkouškami s dvaceti vaznicemi ve skutečném měřítku.

STAVEBNÍ OBZOR

ROČNÍK 20 ČÍSLO 10/2011

Navigace v dokumentu

OBSAH

Charvát, M. – Macháček, J. Spřažení ocelobetonových příhradových mostů	290
Machalická, K. – Netušil, M. – Eliášová, M. Smykem namáhané lepené spoje konstrukcí ze skla	297
Kucharczyková, B. – Daněk, P. – Barák, L. – Pospíchal, O. – Misák, P. Vliv obsahu pórovitého kameniva na objemové změny betonu	302
Výborný, J. – Jerman, M. – Keppert, M. – Máca, P. – Černý, R. Mrazuvzdornost pórobetonových tvárnic	305
Kovář, P. – Vaššová, D. – Hrabalíková, M. Snižování povodňových a erozních účinků povrchového odtoku agrárními valy v krajině	309

STAVEBNÍ OBZOR

ROČNÍK 20

ČÍSLO 10/2011

Vážení čtenáři,
Vážení autoři,



časopis STAVEBNÍ OBZOR v příštím roce zahájí již třetí desetiletí svého trvání. V průběhu doby se spoluvydavatelé a členové redakční rady často zamýšleli nad tím, zda je pro uživatele vhodnější tištěná, nebo elektronická verze časopisu. Optimální by byly verze obě, v současné době to však z ekonomických důvodů není možné, a proto se spoluvydavatelé rozhodli pro verzi přístupnější nejširšímu okruhu odborníků, tedy elektronickou.

Podmínky pro elektronické publikování byly vytvořeny založením nových webových stránek časopisu, zveřejněných již v průběhu roku. Čtenářům, autorům, předplatitelům i redakci by měly usnadnit vzájemnou komunikaci. Od ledna 2012 bude časopis stejně jako dosud vycházet desetkrát ročně.

S rostoucím zájmem o publikování článků doufáme, že tato zásadní změna přispěje ke snaze odborné veřejnosti podělit se o své zkušenosti na stránkách časopisu.

prof. Ing. Alena Kohoutková, CSc.
děkanka
ČVUT v Praze – Fakulta stavební

www.stavebniobzor.cz

Čtenář

Dvojjazyčné anotace poskytují přehled jak aktuálně publikovaných článků, tak prací uveřejněných během minulých let.

Novinkou je možnost jejich nahlížení jak podle jména autorů, tak podle oborů zpětně až do roku 2005, a stažení vybraných článků po zaplacení formou SMS. Zájemci o předplatné viz níže.

V případě problémů nás informujte na adrese: mgdtp@seznam.cz.

Autor

V případě zájmu v časopise publikovat je nutné v záložce REDAKCE vyplnit a odeslat požadované údaje. Potvrzení registrace AUTORA společně s heslem pro vstup do systému bude zasláno podle možností redakce co nejdříve. Poté je možné vložit článek, v případě potíží prosíme zaslat zprávu na shora uvedené e-mailové adresy.

Předplatné na rok 2012

V záložce PŘEDPLATNÉ si lze zvolit variantu předplatného a vyplnit požadované údaje. Předplatné zahrnuje 10x elektronickou verzi časopisu v rozsahu 32 stran/A4 a dvakrát ročně tištěný výběr nejzajímavějších článků. Předplatné je pro studenty FSv ČVUT zvýhodněno. Potvrzení registrace společně s heslem pro vstup do redakčního systému bude zasláno na e-mailovou adresu objednatele. Faktura k uhrazení příslušné částky bude následně zaslána elektronicky.

Dotazy a připomínky zasílejte na novou adresu: redakce@stavebniobzor.cz

Stávající předplatitele prosíme o potvrzení zájmu o předplatné na rok 2012 a zaslání aktuálních údajů včetně e-mailové adresy.

Spřažení ocelobetonových příhradových mostů

Ing. Martin CHARVÁT

prof. Ing. Josef MACHÁČEK, DrSc.

ČVUT – Fakulta stavební

Praha

Analyzuje se průběh podélné smykové síly pro návrh spřažení ocelobetonových mostů s příhradovou ocelovou částí. Numerické analýzy vycházejí z pružně-plastické 3D GMNA ověřené na experimentech a 2D LA. Přednostně se sleduje rozdělení spřahovací síly v pružné oblasti, vyžadované při návrhu mostů i v mezních stavech únosnosti. Provedeny jsou studie velikosti špiček podélného smyku nad styčníky příhradové konstrukce a jejich závislost na tuhosti smykového spojení a tuhosti horního pásu ocelové příhradové konstrukce. Současně je ukázáno řešení podle mostního Eurokódu i následná plastická redistribuce podélného smyku včetně jeho průběhu při plastickém kolapsu konstrukce. Vyšetřován je rovněž význam zhuštění smykových zarážek v místě špiček podélné smykové síly nad styčníky ocelové příhradoviny. V závěru jsou uvedena praktická doporučení plynoucí z provedených studií.

Úvod

Základní experimentální a teoretický výzkum chování spřažených ocelobetonových příhradových konstrukcí byl prováděn od šedesátých let minulého století v Kanadě a USA (Galambos a Tide [1], Iyengar a Zils [2], Brattland a Kennedy [3], Viest a kol. [4] a další). Enormní nástup ocelobetonu do nejnáročnějších stavebních nosných konstrukcí koncem tisíciletí vedl kromě mnoha realizací příhradových spřažených nosníků i mostů (viz např. Korbelář [5], Fink [6]) k dalšímu experimentálnímu (Marcinkowski a Berkowski [7]) a teoretickému výzkumu (Skidmore, Owings a Merrill [8]). Výsledkem těchto šetření byl poznatek, že pro běžné spřažené příhradové konstrukce lze při návrhu spřažení postupovat obdobně jako u konstrukcí s plnostěnnou ocelovou částí, tzn. předpokládat v mezním stavu únosnosti pro tažné (duktilní) spřahovací prvky plastickou redistribuci podélné smykové síly až do vyrovnání jejich smykového namáhání po délce nosníku.

Mnohem komplikovanější je však situace při nižších úrovních namáhání, tzn. v pružné oblasti fungování spřažení nebo při částečné redistribuci podélného smyku, neboť nad styčníky ocelového příhradového nosníku vznikají výrazné lokální špičky podélné smykové síly. Připomíná se, že pružnostní návrh je požadován při návrhu průřezů třídy 3 a 4, při posouzení na únavu a pro všechny netažné (non-ductile) spřahovací prvky. V mostním stavitelství v souladu s Eurokódem 4 [9] však vždy (s výjimkou posouzení na únavu se však dovoluje i částečná redistribuce smykové síly v rozsahu 10 %).

Lokální účinky soustředěné podélné síly od předpínacích kabelů umístěných v betonové desce spřaženého spojitého nosníku vyšetřovali Johnson s Ivanovem [10] a jejich vý-

sledky jsou uplatněny v Eurokódu 4. V komentáři autor Eurokódu (Johnson [11]) zmiňuje podobný případ, týkající se lokálních podélných sil vznikajících mezi ocelovým příhradovým nosníkem a betonovou deskou od lokálních účinků styčníkových sil v příhradové spřažené konstrukci, a určitý návod k řešení uvedl v předběžné normě ENV 1994-2 (1997). Tento postup však nebyl do [9] pro nedostatečné ověření převzat.

Detailní experimentální a teoretický výzkum spřažených příhradových konstrukcí pro aplikace v pozemním stavitelství byl u nás v nedávné době publikován Macháčkem a Čudejkem v [12]. Vyšetřování obsahovalo parametrické studie stropních příhradových spřažených nosníků s různými typy a tuhostmi spřažení včetně vlivu zhuštění prvků spřažení nad styčníky příhradové části. K numerické analýze byl použit výpočetní model sestavený v softwaru ANSYS, potvrzený vynikající shodou výsledků s experimenty, a dále proto pouze stručně popsány. Výsledky více než 30 variantních případů využívaly pracovní diagramy spřažení z předěšlého výzkumu Macháčka a Studničky [13].

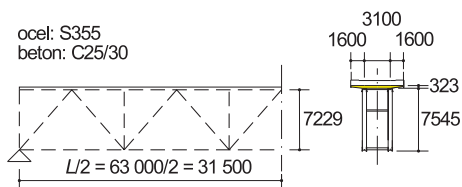
V tomto článku je vyšetřován podélný smykový tok mezi betonovou deskou a příhradovým ocelovým nosníkem spřažených mostů různých typů jednak 3D geometricky a materiálově nelineární analýzou (GMNA) pomocí softwaru ANSYS a dále 2D lineární analýzou (LA) pomocí běžného softwaru pro řešení prutových konstrukcí SCIA Engineer. Výsledky jsou porovnány rovněž s přibližným řešením podle Eurokódu 4. Vyšetřování zahrnuje i studie tuhosti spřažení, tuhosti horní pásnice ocelového příhradového nosníku a vliv zhuštění prvků spřažení v místech lokálních koncentrací podélné smykové síly. Závěrem jsou uvedena některá doporučení pro projekční praxi.

Železniční spřažený příhradový most s rozpětím 63 m

Průběh podélného smyku ve spřažení je ukázán na realizovaném mostu se skutečnými parametry nosné mostní konstrukce. Parametrické studie se týkají železničního mostu s rozpětím 63 m (*obr. 1*).

Plocha a moment setrvačnosti horní ocelové pásnice mostu tvaru Π jsou $A_h = 0,0390 \text{ m}^2$ a $I_h = 0,000755 \text{ m}^4$, pro dolní pás jsou proměnné $A_d = 0,0328$ až $0,0518 \text{ m}^2$ a $I_d = 0,000944$ – $0,001524 \text{ m}^4$, pro svislice a diagonály $A_s = 0,0448$ – $0,0214 \text{ m}^2$ a $I_s = 0,000708$ – $0,000137 \text{ m}^4$. Pro výpočet parametrů ideálního ocelobetonového průřezu byl použit krátkodobý poměr modulů pružnosti oceli a betonu $n_0 = E_d/E_{cm} = 6,89$.

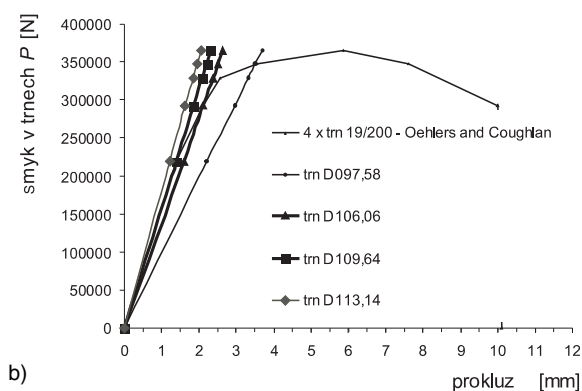
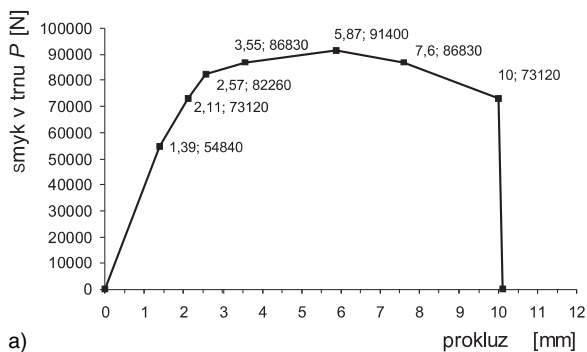
V základní studii spřažení byly uvažovány spřahovací trny s průměrem 19 mm a pevností $f_u = 450 \text{ MPa}$, umístěné ve čtyřech paralelních řadách v roztečích 400 mm. Toto spřažení přenese podle Eurokódu 4 charakteristický smykový tok $4 \times 91 \text{ 400/400} = 914 \text{ N/mm}$, zatímco úplné spřažení vyžaduje přenášet $809-1 \text{ 023 N/mm}$ (uvažuje-li se ve výpo-



Obr. 1. Pohled na železniční ocelobetonový příhradový most a základní rozměry

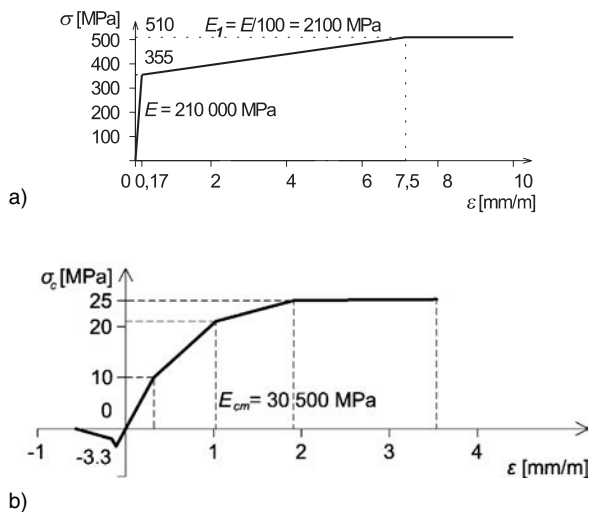
čtu mez kluzu $f_y = 355$ MPa a proměnná plocha dolního pásu). Tvar pracovního diagramu spřažení trny byl převzat z nejhodnější dostupné studie Oehlerse a Coughlana [14], obr. 2.

Tento pracovní diagram byl použit v základní 3D GMNA softwarem ANSYS. Idealizované pracovní diagramy oceli a betonu jsou uvedeny na obr. 3.



Obr. 2. Pracovní diagram trnu 19/200 podle [14] (a) a čtyř trnů s lineární náhradou (b)

Výpočetní model pro 3D GMNA v MKP byl podrobně popsán v [12]. Dolní pás a výplňové pruty byly modelovány prutem daného průřezu (BEAM24), horní pás je složen ze skořepinových prvků (SHELL43) a pro betonovou desku byl



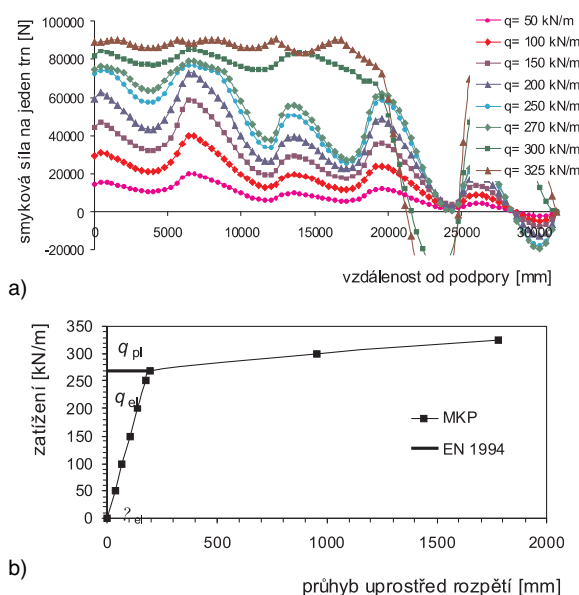
Obr. 3. Pracovní diagramy oceli a betonu

použit speciální 3D železobetonový prvek (SOLID65). Všechny prvky umožňují pružnoplastické řešení (dokonce s velkými průhyby, které se zde ovšem neuplatní), betonový prvek respektuje též tvoření trhlin (pro přenos smyku v otevřených a zavřených trhlínách byly v softwaru ANSYS voleny koeficienty C1 = 0,3 a C2 = 0,6). Spřažení bylo modelováno pomocí nelineárních pružin COMBIN39, umístěných rovnoměrně v příslušných vzdálenostech a v místě odpovídajícím přenosu podélného smyku (u trnů v jejich patě). Tento prvek umožňuje libovolný jednoosý nelineární vztah mezi silou a protažením, tedy např. podle obr. 2. Svislé a příčné posuny betonové desky i ocelového příhradového nosníku byly v místě pružin uvažovány stejné, tzn. nadzdvihování betonové desky ve styku s ocelovým pásem není dovoleno. Výpočetní model byl ověřen porovnáním s výsledky měření na dvou experimentálních spřažených příhradových nosnících [12] s vynikající shodou.

Zatížení mostu je v následujících studiích pro zjednodušení uvažováno jako rovnoměrné, zatímco ve skutečné mostní konstrukci je nutné uvažovat různá zatížení a jejich kombinace (včetně pohyblivého lokálního zatížení). To zde lze tolerovat, neboť hlavní zájem je soustředěn na vliv lokálního přenosu sil z ocelové části do betonové desky v místě styčniců příhradového nosníku. Při praktickém návrhu konstrukce s danými zatěžovacími stavy bude nutné zavést do výpočtu obálku svislých a odpovídajících podélných smykových sil.

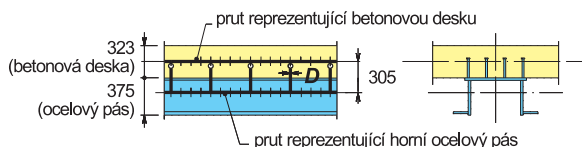
Průběh smykových sil v jednom trnu pro zatížení zvyšující se podle popisu až do kolapsu a průhyb konstrukce uprostřed rozpětí jsou ukázány na obr. 4. Při zatížení zhruba $q = 270$ kN/m dochází k plastizaci dolního pásu příhradového nosníku následované postupnou plastizací smykového spojení (podle obr. 2 po dosažení podélné síly kolem 82 kN). Následuje výrazná redistribuce podélného smyku ve spřažení a kolaps nosníku při zatížení $q = 325$ kN/m. Přitom jednoduchý přibližný výpočet podle EN 1994 [9] vede k pružné únosnosti $q = 269,5$ kN/m a plastické únosnosti $q = 283,3$ kN/m.

Protože uvedená 3D GMNA s použitím softwaru ANSYS je velmi náročná, byl výpočet proveden rovněž zjednodušenou pružnou lineární analýzou (2D LA) s běžným softwarem SCIA Engineer. Pro pruty ocelového příhradového nosníku a betonovou desku byly použity pouze pružné pracovní diagramy (s moduly pružnosti E a E_{cm}) odpovídající prv-



Obr. 4. Smykové namáhání jednoho trnu (a) a průřehy uprostřed rozpětí (b)

ním větším pracovních diagramů podle obr. 3. Pro smykové spojení byly použity rovněž lineární závislosti, vyjadřující pružné chování čtyř trnů (obr. 2). Spřahovací trny byly modelovány jako pruty délky 305 mm, umístěné v ose horního ocelového pásu příhradového nosníku a kloubově připojené k prutu reprezentujícímu plnou betonovou desku (se zanedbáním trhlin v tažené zóně), obr. 5. Tento model je samozřejmě vhodný pouze ke studiu podélného smyku.

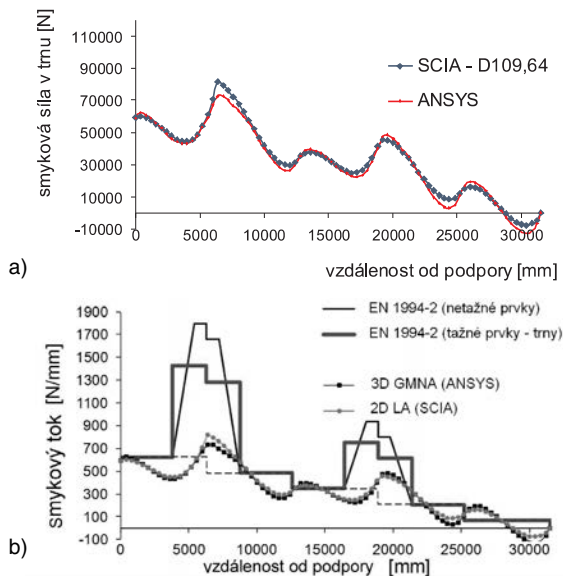


Obr. 5. Dvojměrný model smykového spojení

Prut označený v obr. 2 symbolem D109,64 má tuhost jako první větev pracovního diagramu podle Oehlerse a Coughlana a číslo odpovídá průměru fiktivního prutu kruhového průřezu $D = 109,64$ mm. Porovnání podélného smyku z řešení 2D LA (SCIA) a 3D GMNA (ANSYS) je pro rovnoměrné zatížení 200 kN/m (které je zhruba na úrovni návrhového zatížení daného mostu a stále ještě v pružné oblasti, jak plyne z obr. 4) uvedeno na obr. 6. Je zřejmé, že pružné řešení 2D LA je velmi blízké k řešení 3D GMNA a je konzervativní, neboť dává ve špičkách podélného smyku vyšší hodnoty.

Porovnání s přibližným řešením podle Eurokódu 4 [9] nabízí rovněž obr. 6. Lokální účinek se podle Eurokódu projevuje na délce $L_v = e_d + b_{eff} = (1\ 500 + 2 \times 148,5) + 3\ 150 = 4\ 947$ mm a dává velmi konzervativní výsledky. Vztah vyplývá ze studie Johnsona a Ivanova [10], avšak po výrazném zjednodušení. Největší smykový tok od lokální styčníkové síly závisí podle Eurokódu 4 na tažnosti spřahovacího prvku. Pro tažné prvky (např. trny) je průběh obdélníkový, pro netažné prvky (např. děrovanou lištu bez přiměřené proplečené výztuže [13]) lichoběžníkový. Odtud je velikost smykového toku pro tažné prvky

$$v_{L,max} = V_L / (e_d + b_{eff}) \quad (1)$$



Obr. 6.

a – porovnání podélného smyku podle 2D LA (SCIA) a 3D GMNA (ANSYS), b – porovnání s výpočtem podle Eurokódu 4, zatížení 200 kN/m

a pro netažné prvky

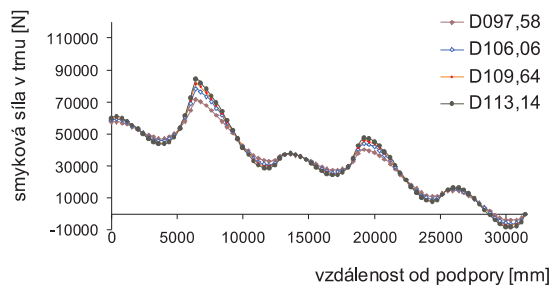
$$v_{L,max} = V_L / (e_d + b_{eff} / 2), \quad (2)$$

kde e_d je dvojnásobná vzdálenost mezi působištem síly a místem smykového spojení, b_{eff} je globální účinná šířka betonové desky, která je přirozeně omezena její skutečnou šířkou. Podélnou lokální styčníkovou sílu V_L , plynoucí z rozdílu sil v horním pásu příhradového nosníku ΔN , lze stanovit z podmínek rovnováhy na spřahovém průřezu přenášejícím lokální osovou sílu ΔN a moment ΔN_e s využitím vztahu

$$\begin{aligned} V_L &= \Delta N - \Delta N \frac{A_a}{A_i} - \Delta N e \frac{A_a}{I_i / z_a} = \\ &= \Delta N \left[(A_{rc} / A_i) - e (A_a z_a / I_i) \right], \end{aligned} \quad (3)$$

kde A_i and I_i jsou ideální plocha a moment setrvačnosti spřahového průřezu převedeného na ocel pomocí součinitele n_0 ; A_a a A_{rc} jsou plochy obou pásnic ocelového příhradového nosníku a betonové desky opět převedené na ocel ($A_a + A_{rc} = A_i$); e je vzdálenost od těžiště plochy A_i k působišti síly ΔN (kladná dolů); z_a je vzdálenost od těžiště plochy A_i k těžišti plochy A_a (kladná dolů).

Další studie ukazuje význam tuhosti smykového spojení. Na obr. 7 jsou výsledky zjednodušeného řešení 2D LA



Obr. 7. Vliv tuhosti smykového spojení (2D LA – SCIA), zatížení $q = 200$ kN/m

(SCIA) pro tuhosti podle *obr. 2*. Je zřejmé, že špičky podélného smyku se pro méně tuhá sprážená D106,06 a D097,58 snižují.

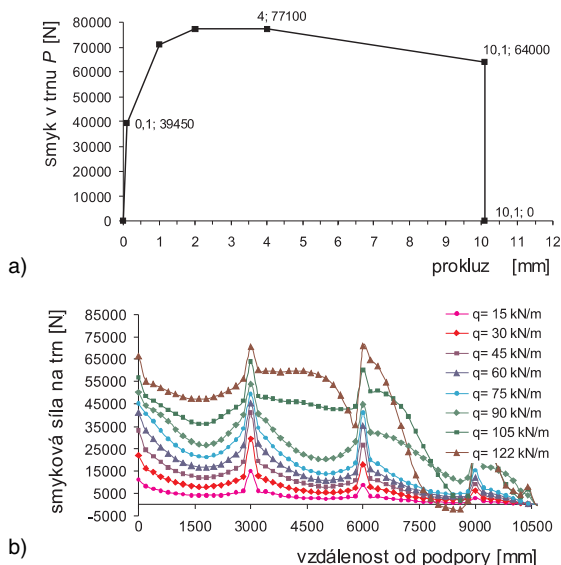
Silniční sprážený příhradový most s rozpětím 21 m

Nedávno byla realizována řada sprážených příhradových dálničních nadjezdů, popř. mostů přes vodní toky, s malým rozpětím a lehkou příhradovinou. Obvykle jde o nosníky vetknuté do mohutných betonových opěr, u nichž je podélný smykový tok ovlivněn zabráněním posunu ve sprážení v podporách. Následující studie se týká modifikace takového mostu podle *obr. 8*.



Obr. 8. Pohled na skutečný most a modifikované schéma pro následné parametrické studie

Jde o most s prostým nosníkem o rozpětí 21 m, jehož ocelová příhradová část je z prutů obdélníkového průřezu bez styčnickových plechů: horní pás 250x20 mm, diagonály 250x40 mm a dolní pás 300x40 mm. Pro sprážení jsou uvažovány trny o průměru 19 mm, s mezí pevnosti $f_u = 340$ MPa,

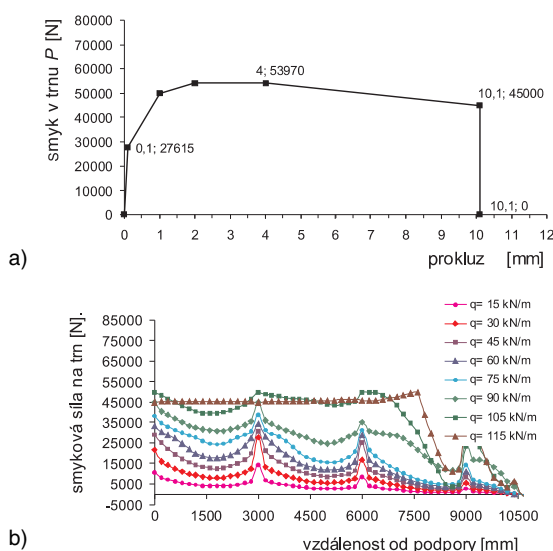


Obr. 9. Pracovní diagram jednoho trnu 19/200 (a), smykové namáhání jednoho trnu sledované až do kolapsu (b)

uspořádaných ve třech paralelních řadách s roztečemi 200 mm. Charakteristická únosnost tohoto sprážení podle [9] je $3 \times 77 \text{ 100/200} = 1 \text{ 156 N/mm}$ a reprezentuje tak úplný výpočet spojení požadované pro mosty (z průřezových parametrů mostu plyne pro úplné sprážení $N_{c,f} = A_{df} f / 0,5L = 575 \text{ N/mm}$).

Smykové namáhání trnů podél rozpětí stanovené 3D GMNA (ANSYS) je pro polovinu rozpětí uvedeno na *obr. 9b*. Nejvyšší zatížení uvedené v legendě ($q = 122 \text{ kN/m}$) způsobuje již úplný kolaps konstrukce, zatímco přibližný výpočet podle Eurokódu 4 dává plastickou únosnost $112,5 \text{ kN/m}$ a pružnou únosnost při montáži na podporách $102,0 \text{ kN/m}$.

K ověření významu tuhosti a únosnosti sprážení byl pracovní diagram trnů zkušebně redukován na 70 % původních hodnot sil (*obr. 10*), odkud při stejném uspořádání plyne charakteristická únosnost 809 N/mm . Tato hodnota stále ještě zajišťuje úplné smykové spojení.

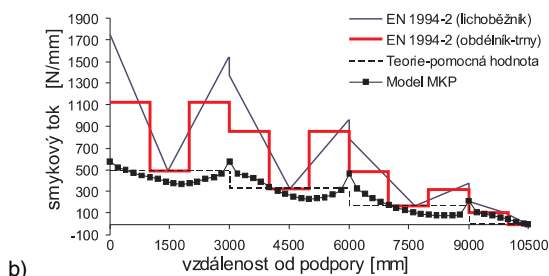
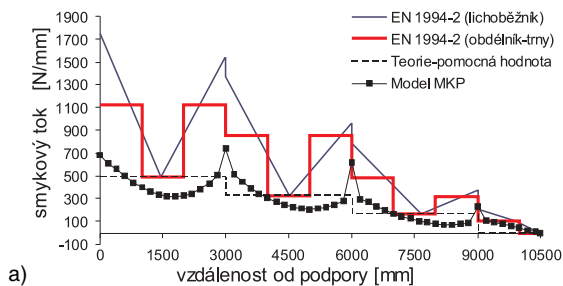


Obr. 10. Redukovaný pracovní diagram na 70 % (a), smykové namáhání jednoho trnu sledované až do kolapsu (b)

U tohoto sprážení jsou špičky podélného smyku i kolapsová hodnota nižší v důsledku plastické redistribuce extrémně namáhaných trnů v oblasti podpor. Podélný smykový tok ve sprážení z výpočtu MKP a zjednodušenou procedurou podle Eurokódu 4 [9] je pro zatížení $q = 75 \text{ kN/m}$ (které je zhruba na úrovni návrhového zatížení daného mostu) uveden na *obr. 11* [16]. Pro přibližný výpočet byla uvažována účinná šířka $b_{eff} = 2 \text{ m}$ (reálná šířka betonové desky) a dvojnásobek poloviny tloušťky ocelové pásnice $e_d = 2e_v = 20 \text{ mm}$ (neboť konstrukce nemá styčnickové plechy).

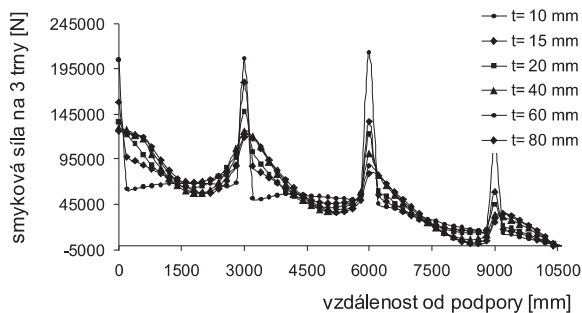
Z porovnání je zřejmé, že zjednodušený normový výpočet je i v tomto případě konzervativní, více pro méně tuhé sprážení podle *obr. 10*. Obecně platí, že výpočet podle Eurokódu, který je založen na pružném působení s počáteční tuhostí sprážení podle [10], se lépe shoduje s výpočtem MKP pro nízké hodnoty zatížení, kdy se tuhost sprážení obou výpočtů shoduje.

Další studie byla zaměřena na význam tuhosti horního pásu ocelového příhradového nosníku, odkud se realizuje sprážení. Na *obrázku 12* je uvedena závislost průběhu podélného smyku ve sprážení podle *obr. 9* na tloušťce horního ocelového pásu t [mm], zatímco v předchozích *obr. 8* až *obr. 11* byla jednotná tloušťka $t = 20 \text{ mm}$. Je zřejmé, že čím slab-



Obr. 11. Porovnání 3D GMNA a Eurokódu 4 pro zatížení $q = 75 \text{ kN/m}$
a – trny podle obr. 9; b – trny podle obr. 10

ší je pás, tím výraznější jsou špičky smykového toku nad styčníky příhradového nosníku. Deformace netuhého pásu totiž snižuje schopnost přenášet smykové síly, které se potom přenášejí větší měrou v tužší části nad styčníky.

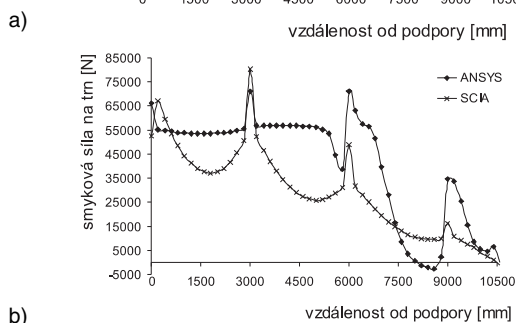
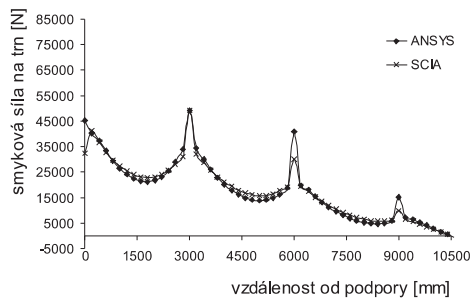


Obr. 12. Průběh podélného smyku v závislosti na tloušťce horního pásu ocelového příhradového nosníku, zatížení $q = 75 \text{ kN/m}$

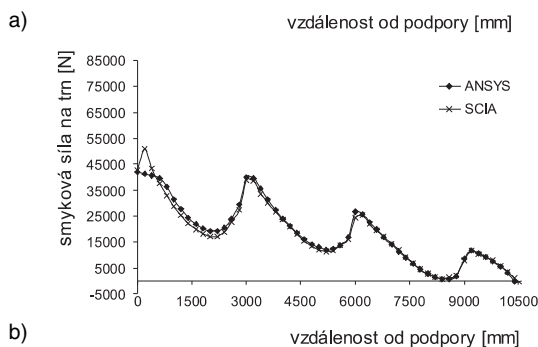
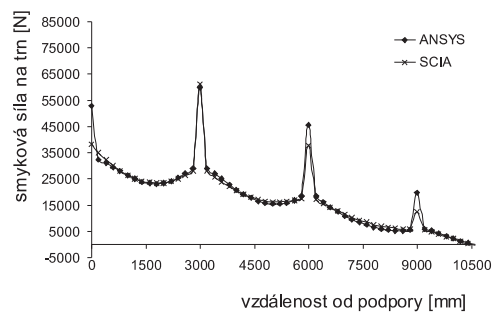
Porovnání 3D GMNA (ANSYS) s 2D LA (SCIA) je uvedeno na obr. 13. Pro zatížení $q = 75 \text{ kN/m}$ (blízké návrhovému zatížení daného mostu) je shoda vynikající. Lineární výpočet ovšem nemůže vystihnout plastickou redistribuci podélného smyku při kolapsovém zatížení $q = 122 \text{ kN/m}$. Nicméně zjednodušená LA může být využita k parametrickým studiím v pružné oblasti chování konstrukce a sprážením, např. ke studiím vlivu tuhosti horního pásu ocelového příhradového nosníku apod. (obr. 14).

Vliv zhuštění smykových zarážek nad styčníky příhradového nosníku

Špičky podélného smyku vznikající nad styčníky příhradového nosníku v důsledku lokálního účinku styčníkových sil jsou v praxi pokrývány zhuštěním trnů nebo zvýšením únosnosti děrované spráhovací lišty (přidáním výztuže do otvorů [13]) v oblasti styčníků. Význam zhuštění je ukázán na příkladu železničního mostu z úvodu článku s tím, že rozsáhlé parametrické studie vedoucí k optimálnímu zhuštění autoří teprve připravují k publikování. Čtyřnásobné zhuštění

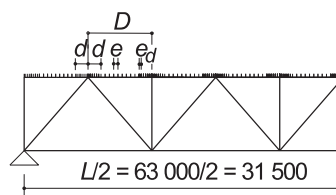


Obr. 13. Porovnání 2D LA (SCIA) a 3D GMNA (ANSYS).
a – zatížení $q = 75 \text{ kN/m}$; b – zatížení $q = 122 \text{ kN/m}$



Obr. 14. Porovnání 2D LA (SCIA) a 3D GMNA (ANSYS) při zatížení $q = 75 \text{ kN/m}$
a – tloušťka pásnice $t = 15 \text{ mm}$; b – $t = 80 \text{ mm}$

spřahovacích trnů ve třech variantách, označených podle délky jako D1, D2 a D3, je uvedeno na obr. 15.



Základní uspořádání:
4 paralelní řady, $e = 400 \text{ mm}$

Varianty zhuštění

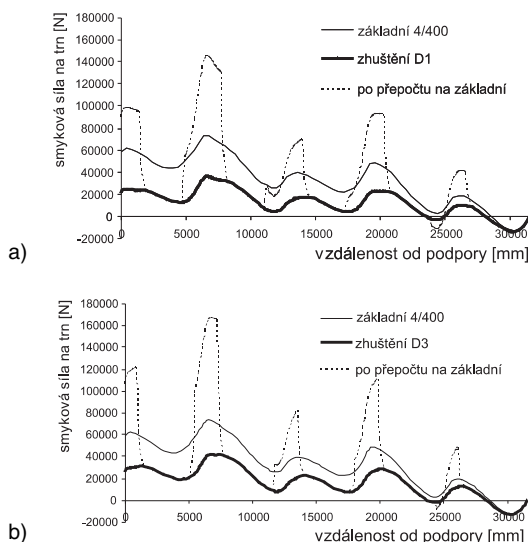
D1: 4 paralelní řady, $e_d = 100 \text{ mm}$, $d = D/4$

D2: 4 paralelní řady, $e_d = 100 \text{ mm}$, $d = D/5$

D3: 4 paralelní řady, $e_d = 100 \text{ mm}$, $d = D/6$

Obr. 15. Varianty zhuštění spráhovacích trnů nad styčníky příhradového nosníku

Zatímco v základní variantě (průběh smykových sil podle obr. 4) jsou trny uspořádány ve čtyřech řadách v roztečích $e = 400$ mm, ve zhuštěných oblastech je vzdálenost řad $e_d = 100$ mm. Porovnání smykové síly v jednom trnu pro případy D1 a D3 při zatížení $q = 200$ kN/m je na obr. 16. Pro užší oblast zhuštění (např. D3) jsou smykové síly v trnech v porovnání se širší oblastí (D1) příslušně vyšší. V oblastech zhuštění se také významně zvyšuje smyková tuhost sprážení, která zde způsobuje enormní zvýšení celkového smykového toku. V případě D1 činí toto zvýšení 97 %, v případě D3 dokonce 129 % (viz tečkové čáry na obr. 16), které je kompenzováno snížením celkového smykového toku v nezhuštěných oblastech (zhruba na polovinu).



Obr. 16. Vliv zhuštění trnů na smykové namáhání trnů při zatížení $q = 200$ kN/m
a – D1 ($d = D/4$); b – D3 ($d = D/6$)

Z provedené studie se jako optimální jeví zhuštění $d/D \approx 0,25$ (do čtvrtiny vzdálenosti styčnic, případ D1). Podobný závěr vyplynul ze studie stropních nosníků.

Závěr

Článek se zabývá průběhem podélného smyku ve spojení betonové desky a ocelového příhradového nosníku sprážených mostních konstrukcí. Primární numerické řešení bylo provedeno 3D GMNA (prostorovou geometricky a materiálově nelineární analýzou) softwarem ANSYS, která byla již předtím úspěšně ověřena na dvou experimentálních sprážených příhradových konstrukcích. Analýza popisuje pružné rozdělení podélného smyku při úplném smykovém spojení pro nízká zatížení, s výraznými špičkami nad styčnicemi příhradové konstrukce, až po plastickou redistribuci při kolapsu konstrukce. Průběh podélného smyku pro částečné smykové spojení u sprážených příhradových konstrukcí pozemního stavitelství bylo popsáno Čudejkem a Macháčkem v [15]. Rozsah a velikost špiček podélného smyku závisí zejména na úrovni zatížení, tuhosti smykového spojení a tuhosti horního pásu příhradového nosníku. Všechny tyto faktory jsou v tomto článku parametricky vyšetřeny.

Nelineární analýza je poměrně náročná, a proto bylo alternativně použito 2D LA (rovinné lineární analýzy) softwarem SCIA Engineer, běžně používané k řešení rámových konstrukcí. Sprážení trny bylo modelováno adekvátními pružnými konzolovými pruty s kloubovým připojením k betonové desce (se zanedbáním tahové zóny, jak požaduje mostní

Eurokód 4 pro stanovení sil ve sprážení), s tuhostmi odpovídajícími pružnému pracovnímu diagramu sprážení. Přes tato zjednodušení výsledný podélný smyk ve sprážení v pružné oblasti velmi dobře koreluje s podrobným nelineárním řešením s konzervativní odchylkou (dává mírně vyšší hodnoty smykových sil). Výsledky tohoto řešení opravňují použití 2D LA pro mostní projekční praxi i další parametrické studie týkající se této problematiky v pružné oblasti.

Další důležitá otázka sledovaná v tomto článku se týká přibližného řešení účinku soustředěných sil na podélný smyk podle Eurokódu 4. Bylo prokázáno, že normové řešení lze použít i pro stanovení podélné smykové síly u sprážených příhradových nosníků, i když je vesměs velmi konzervativní (dává vyšší hodnoty smykového toku). Normový postup totiž používá jako hlavní parametr účinnou šířku betonové desky, která je v konkrétních konstrukcích obvykle dána šířkou desky, která je k dispozici. Naopak tuhosti smykového spojení a horní ocelové pásnice do normového výpočtu nevstupují.

V závěru článku je provedena studie vlivu zhuštění spráhovacích prvků v oblastech s vysokým podélným smykem, tj. nad styčnicemi příhradového nosníku, jak je obvykle navrhováno v projekční praxi. Zhuštění potřebné pro pokrytí podélného smyku však nejen redistribuuje podélný smyk na spráhovací prvky, ale rovněž výrazně zvyšuje v oblastech zhuštění smykovou tuhost spojení. Odpovědný návrh proto vyžaduje iterativní postup k nalezení optimální koncentrace spráhovacích prvků (hustoty prvků a délky oblasti se zhuštěním). S optimálním návrhem souvisí i sledování vlivu tuhosti horního pásu příhradového nosníku na průběh podélné smykové síly.

Článek vznikl v rámci výzkumného záměru MSM 6840770001 MŠMT.

Literatura

- [1] Galambos, T. V. – Tide, R. H.: Composite Open-Web Steel Joists. Eng. Journal, AISC, 1970, pp. 27-36.
- [2] Iyengar, S. H. – Zils, J. J.: Composite Floor System for SEARS Tower. Eng. Journal, Vol. 10, No. 3, 1973, pp. 74-81.
- [3] Brattland, A. – Kennedy, D. J. L.: Flexural Test of Two Full-Scale Composite Trusses. Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 19, 1992, pp. 279-295.
- [4] Viest, I. M. et al.: Composite Construction Design for Buildings. New York, McGraw-Hill 1997.
- [5] Korbelář, J. – Vrzák, J. – Zajíc, V.: Železniční ocelobetonový příhradový sprážený most přes Radbužu v Plzni. [Sborník], Mosty, Brno, 1997, s. 239-246.
- [6] Fink, J.: Truss Composite Bridges. [Proceeding], Conf. Composite Construction-Conventional and Innovative, Innsbruck, 1997, pp. 507-512.
- [7] Marcinkowski, Z. – Berkowski, P.: Experimental Verification of Bearing Capacity of Composite Truss Girders. [Proceeding], Conf. Composite Construction – Conventional and Innovative, Innsbruck, 1997, pp. 289-294.
- [8] Skidmore – Owings – Merrill: Design of Composite Trusses. Publication 83, SCI, 1992, Ascot.
- [9] ČSN EN 1994-2: Eurokód 4: Navrhování sprážených ocelobetonových konstrukcí – Část 2: Obecná pravidla a pravidla pro mosty. ČNI, 2006, 81 s.
- [10] Johnson, R. P. – Ivanov, R. I.: Local Effects of Concentrated Longitudinal Shear in Composite Bridge Beams. The Structural Engineer, Vol. 79, No. 5, 2001, pp. 19-23.
- [11] Johnson, R. P.: Shear Connection for Composite Bridges and Eurocode 4: Part 2. [Proceeding], Conf. Composite Construction – Conventional and Innovative, Innsbruck, 1997, pp. 573-578.
- [12] Macháček, J. – Čudejko, M.: Longitudinal Shear in Composite Steel and Concrete Trusses. Eng. Structures, Vol. 31, No. 6, 2009, pp. 1313-1320.

- [13] Macháček, J. – Studnička, J.: Perforated Shear Connectors. Steel and Composite Structures, Vol. 2, No. 1, 2002, pp. 51-66.
- [14] Oehlers, D. J. – Coughlan, C. G.: The Shear Stiffness of Stud Shear Connections in Composite Beams. J. Construct. Steel Research, No. 6, 1986, pp. 273-284.
- [15] Čudejko, M. – Macháček, J.: Spřažené ocelobetonové příhradové nosníky. Stavební obzor, 17, 2008, č. 7, s. 193-200.
- [16] Čudejko, M.: Spřažené ocelobetonové příhradové nosníky. [Dizertace Ph.D.], ČVUT v Praze, 2007, 136 s.

Charvát, M. – Macháček, J.: Shear Connection of Composite Steel and Concrete Bridge Trusses

The article analyzes the distribution of longitudinal shear forces for the design of composite steel and concrete bridge trusses. Numerical analyses are based on elastic-plastic 3D GMNA (ANSYS software) verified by previous experimental research and 2D LA (Scia Engineer software). The primary interest is devoted to the elastic distribution of the longitudinal shear required in bridge design even in ultimate limit states. The investigation of the peaks of longitudinal shear above truss nodes in the elastic domain and the influence of both the shear connection and the upper steel truss chord rigidities is presented. Simultaneously, the design approach according to the bridge Eurocode is shown plus the subsequent plastic redistribution of longitudinal shear, including its distribution within the bridge collapse. A further investigation concerns the signification of the concentration of shear connectors within the peaks of longitudinal shear above steel truss nodes. Finally, some practical recommendations resulting from the studies are suggested.

Charvát, M. – Macháček, J.: Verbund von Stahlbeton-Fachwerkbrücken

Es wird der Verlauf der Längsschubkraft für den Entwurf des Verbunds von Stahlbetonbrücken mit einem Stahlfachwerkteil analysiert. Die numerischen Analysen gehen von einer elastisch-plastischen 3-dimensionalen nichtlinearen geometrischen und Materialanalyse (ANSYS Software), die bei Versuchen überprüft wurde, und einer 2-dimensionalen linearen Analyse (SCIA Engineer Software) aus. Vorzugsweise wird die Verteilung der Verbundkraft im elastischen Bereich verfolgt, die beim Entwurf von Brücken in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit verlangt wird. Es wurden Studien der Größe der Spitzen des Längsschubs über den Knoten der Fachwerkkonstruktion und deren Abhängigkeit von der Steifigkeit der Schubverbindung und der Steifigkeit des Obergurts der Fachwerkkonstruktion durchgeführt. Gleichzeitig werden eine Lösung nach dem Brücken-Eurocode und die nachfolgende plastische Umverteilung des Längsschubs einschließlich seines Verlaufs bei einem plastischen Kollaps der Konstruktion gezeigt. Untersucht wird ebenfalls die Bedeutung einer Verdichtung der Schubanschlagprofile an der Stelle der Spitzen der Längsschubkraft über den Knoten des Stahlfachwerks. Im Abschluss werden aus den durchgeführten Studien erwachsende praktische Empfehlungen angeführt.

● zprávy

Vysočanská radiála zprovozněna

Vysočanská radiála je důležitou součástí dopravního systému města. Jde o kapacitní komunikaci dálničního typu pro převedení dopravních zátěží systémem radiál a okruhů. Ve východním sektoru města bude mít pozitivní roli z hlediska vlivu na životní prostředí tím, že dojde k vyloučení průjezdné dopravy z dnes již přetížené Chlumecké ulice mezi obytnými lokalitami Černý Most, Kyje – Hutě, sídliště Lehovec či Hloubětín.

Čtyřpruhová, směrově rozdělená místní komunikace I. třídy kategorie MR 24,5/80 délky 5 km se rozkládá od mimoúrovňového křížení s ulicí Kbelskou v pražských Vysočanech po mimoúrovňové křížení se silničním okruhem na západním okraji Horních Počernic. Trasa dále mimoúrovňově křížuje ulici Lipnickou a trať Praha – Všetaty. Součástí stavby jsou dva biomosty pro přechod živočichů a cyklostezka.



Stavbu zahájila v závěru roku 2006 společnost Eurovia CS. Pro dlouhodobě řešené majetkoprávní poměry ve vztahu k pozemkům byla stavba rozdělena na tři samostatně připravované a realizované etapy. Dokončení se předpokládá v polovině roku 2012.

Tisková informace

● dizertace



Výzkum vlastností filtračních materiálů pro zemní filtry a vegetační čistírny

Ing. Michal Křiška Dunajský

Práce se zabývá výzkumem filtračních materiálů, které slouží jako náplň zemních filtrů a kořenových čistíren odpadních vod. Zaměřuje se na několik témat, která jsou nejprve teoreticky popsána, poté je v práci uvedena metodika výzkumu, výsledky měření a jejich uplatnění v praxi.

Smykem namáhané lepené spoje konstrukcí ze skla

*Ing. Klára MACHALICKÁ
Ing. Michal NETUŠIL
Ing. Martina ELIÁŠOVÁ, CSc.
ČVUT – Fakulta stavební
Praha*

Zásadou intenzivního vývoje a výzkumu v oblasti zdokonalování materiálových vlastností polymerových lepidel se v posledních letech daří tyto materiály používat také ve stavebnictví pro nosné spoje konstrukcí ze skla. Spolehlivost lepeného spoje je ovlivněna mnoha faktory, počínaje správným výběrem lepidla pro konkrétní spoj. Článek pojednává o experimentální analýze chování lepených spojů a vlivu různých faktorů na jejich chování pod zatížením, celkovou únosnost i způsoby porušení.

Úvod

V současnosti jsou vyvíjeny různé typy nosných prvků ze skla i hybridních konstrukcí, v nichž je sklo kombinováno s jinými materiály (např. ocelí, nerezovou ocelí, hliníkem, dřevem) s cílem zvýšit únosnost prvku a dosáhnout bezpečného chování při porušení při současném zachování transparentnosti.

Lepené spoje pro konstrukční sklo

Výhody

Spoj tabule skla s prvkem ze stejného či jiného materiálu je pro návrh a realizaci transparentních konstrukcí zásadní. Vzhledem ke křehkosti skla je výhodné provádět spoje jako lepené, jimiž v závislosti na geometrii a tuhosti spoje lze zabránit vytvoření nežádoucích špiček napětí, které jsou typické pro spoje šroubované. Z požadavku na rovnoměrné rozložení napětí ve spoji vyplývá, že pro lepené spoje je příznivé tlakové/tahové nebo smykové namáhání na rozdíl od namáhání odloupením (odtržením), při němž vznikají velké špičky napětí. Vzhledem k dobré proveditelnosti a možnosti zajištění dostatečně velké lepené plochy je výhodné řešit lepený spoj jako smykem namáhaný (přelátovaný).

Lepený spoj (v porovnání se šroubovanými spoji) také umožňuje kombinovat tenčí nebo odlišné materiály s důrazem na estetické vlastnosti spoje, má menší hmotnost a odpadá nutnost vkládání další vrstvy mezi sklo a tvrdý připojovaný materiál (vrstva lepidla ji nahradí). V závislosti na výběru lepidla může být lepený spoj chemicky odolný a působit i jako těsnění.

Spoj musí být dostatečně tuhý, aby zajistil spolupůsobení obou prvků transparentní konstrukce, ale v případě lepení skla k jinému materiálu i dostatečně poddajný, aby vyrovnal rozdílné teplotní deformace dvou odlišných materiálů. Toho lze dosáhnout jen výběrem vhodného lepidla aplikovaného v optimální tloušťce.

Pro správný a bezpečný návrh lepeného spoje je důležité znát chování lepidla ve spoji včetně vlivu různých faktorů na

jeho únosnost. Je známo, že únosnost závisí především na přilnavosti lepidla a jeho vnitřní soudržnosti. Přilnavost (adheze) lepidla k podkladu je ovlivňována druhem spojovaných materiálů a kvalitou přípravy stykových ploch (čištění, odmaštění, použití primerů). Zdrsnění povrchu skla, např. pískováním, může snižovat jeho pevnost, ale v závislosti na viskozitě lepidla může zlepšit adhezi.

Nevýhody

Lepení klade značné požadavky na rovinnost a čistotu povrchu lepených dílů i na kvalitu provedení spoje. Lepené spoje mají omezenou odolnost vůči vysokým teplotám a jsou nerozebíratelné. Praktickému užití často brání nedostatek informací výrobců o vlastnostech a chování lepidla v konkrétním spoji a neexistující normy či předpisy.

Experimentální program

Předmětem analýzy smykem namáhaného lepeného spoje je zjištění jeho mechanických a přetvárných charakteristik v závislosti na druhu lepidla, druhu spojovaných materiálů, tloušťce vrstvy lepidla a povrchové úpravě lepených ploch.

Poddajnost lepidla je důležitá pro přerozdělení špiček napětí ve spoji, a současně schopnost pružného protažení (smykové deformace) vrstvy lepidla je nezbytná pro kompenzaci rozdílných teplotních deformací dvou odlišných spojovaných materiálů v hybridní konstrukci. Znalost vlivu tloušťky vrstvy lepidla na chování spoje pod zatížením je podstatná i pro vyrovnání rozdílných počátečních imperfekcí v rovinosti spojovaných ploch.

Výběr lepidel

V současné době existuje mnoho druhů lepidel od různých světových výrobců, kteří však často všechny materiálové charakteristiky nezveřejňují. Jde zejména o vztah mezi smykovým nebo tahovým napětím a přetvořením vrstvy lepidla, který popisuje chování lepidla ve spoji od relativně malého zatížení až do vyčerpání únosnosti spoje. Výrobci někdy takto podrobné charakteristiky ani sami neznají, a proto se téměř před každým novým způsobem použití lepidla ve spoji musí provádět materiálové zkoušky a další experimenty se spoji, které by se měly tvarem a způsobem přenášení zatížení co nejvíce podobat skutečnému nosnému spoji v konstrukci. Protože je pracovní diagram lepidla zpravidla nelineární (zejména u poddajnějších lepidel), materiálové charakteristiky nelze určit jednou konstantní hodnotou pro všechny hladiny zatížení.

Jelikož rozhodujícím požadavkem na lepidlo není jen jeho pevnost, ale také jeho poddajnost, bylo do výzkumu zahrnuto sedm lepidel s různými mechanickými vlastnostmi – lepidla poddajná a méně pevná (na bázi silikonů, jednosložkové a dvousložkové polyuretany), polotuhá (dvousložkový akrylát, transparentní UV-lepidla určená pro vzájemné lepení skla) i lepidlo tuhé s vysokou pevností (epoxid). Protože

schopnost pružného protažení (smyková deformace) je jednou z podmínek použití daného typu lepidla v hybridní konstrukci a tato vlastnost je úměrná tloušťce spoje, byla vybrána lepidla aplikována ve spojích s různou tloušťkou vrstvy (tab. 1) [1], [2], [3].

Tab. 1. Přehled vlastností zkoušených lepidel dle technických listů výrobců

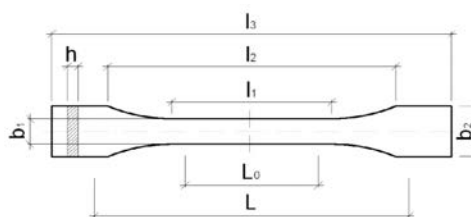
Typ	Pevnost [MPa]		Prodloužení při přetržení [%]
	ve smyku	v tahu	
silikon	–	2,2	300
jednosložkový polyuretan	4,5	6	450
dvousložkový polyuretan	5	5	400
akrylát	8	10	150
epoxid	18	26,0-31,0	–
UV-lepidlo 1	20	20	–
UV-lepidlo 2	6,0-15,0	–	–

Zvláštní pozornost byla při výběru věnována stárnutí (zajištění funkce spoje i po několika desetiletích) a stabilitě lepidla proti ultrafialovému záření (dále UV, UVA). Obecně známá UV nestabilita polyuretanových lepidel byla vyřešena primerovými nátěry s UV odolností až 99,7 % na stranu oceli i skla. Je tak zabráněno dopadu světla na lepený spoj vlivem odrazu uvnitř skla. Ukázalo se jako nemožné použít pro relativně široký spoj (např. v hybridním nosníku) jednosložková lepidla tvrzená vzdušnou vlhkostí, protože šířka spoje nedovoluje přístup vzdušné vlhkosti do celé vrstvy lepidla, a tak není zajištěno rovnoměrné tuhnutí. Pro spoj je tedy nutné použít dvousložková lepidla nebo systém Booster, který funguje v podstatě jako druhá složka. Zajistí rovnoměrný přísun vzdušné vlhkosti i do míst vzdálených od rozhraní lepidla a vzduchu, a tím rovnoměrné tuhnutí v celé ploše spoje. Celý proces tvrdnutí se vlivem Boosteru zkracuje na několik desítek minut proti několika dnům v případě samotného jednosložkového lepidla.

Výběr transparentních UV-lepidel byl ovlivněn nejen jejich pevností ve smyku, ale také lineárním smrštěním při polymerizaci lepidla, tloušťkou spoje, viskozitou, barvou (resp. číroostí) a environmentální odolností. Jsou určena především ke vzájemnému lepení skla, při němž k vytvrzení dochází působením UVA-záření a po vytvrzení zůstávají UV-odolná. Některá UV-lepidla vykazují během polymerizace velké lineární smrštění, a protože mohou mít vyšší pevnost než lepené sklo, může docházet k popraskání skla. Pro spoje velké délky, resp. plochy (např. v nosníku ze skla) jsou proto vhodná lepidla s malým lineárním smrštěním. UV-lepidla se obvykle používají jako kontaktní, tzn. v tloušťce spoje menší než 1 mm. Při použití v dlouhém spoji může vzniknout potřeba vyrovnat počáteční imperfekce tabule skla, a vrstva lepidla ve spoji tak přesáhne optimální tloušťku doporučenou výrobcem. Proto byl výběr UV-lepidel zaměřen na lepidla aplikovatelná i ve větší tloušťce (alespoň 1 mm). S tloušťkou spoje přímo souvisí viskozita lepidla. Druhy s vyšší viskozitou se sice lépe aplikovaly v přeplátovaných spojích větší tloušťky (lepidlo ze spoje nevytékalo), ale při vytvrzování vznikalo mnoho drobných vzduchových mezer. Pro kvalitnější spoj větší tloušťky bylo proto vybráno lepidlo tekutější.

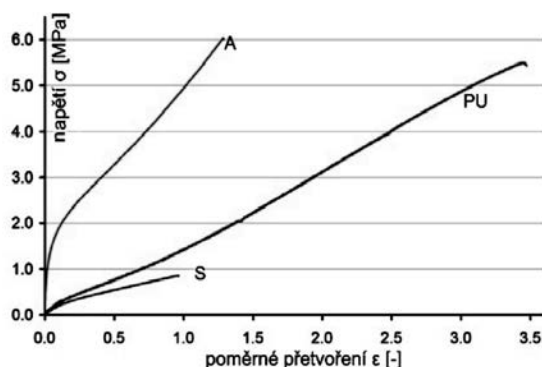
Pevnost v tahu

První sadou experimentů byly tahové zkoušky uspořádané dle [4]. Zkušební tělesa byla tvořena odlitky vytvrzených lepidel standardizovaného tvaru dle obr. 1. Při zkoušce odpovídající deformaci $1 \text{ mm} \cdot \text{min}^{-1}$ byla na úseku l_0 měřena hodnota podélného protažení. Výsledky zkoušek, kterými jsou pracovní diagram, Youngův modul pružnosti a Poissonův součinitel, pevnost v tahu nebo mezní protažení při přetržení, posloužily jako vstupní data pro materiálový popis lepidla v numerickém výpočetním modelu lepeného spoje. Porovnání pracovních diagramů lepidel je na obr. 2, kde S značí silikon, A akrylát, PU polyuretan. Chybí pracovní diagram epoxidového lepidla, který je téměř lineární a od ostatních lepidel se liší téměř o řád s dosaženou pevností v tahu okolo 35 MPa a protažením při přetržení méně než 0,5 % (0,005 v obr. 1), tedy téměř na hranici měřitelnosti. Proto může být epoxidové lepidlo v dalším výpočtu uvažováno jako lineárně elastický materiál.



		Rozměry [mm]
l_3	Celková délka	≥ 150
l_1	Délka zúžení rovnoběžné části	80 ± 2
r	Poloměr	20 až 25
l	Vzdálenost mezi širokými částmi	104 až 113
b_2	Šířka konců	$20,0 \pm 0,2$
b_1	Šířka zúžené rovnoběžné části	$10,0 \pm 0,2$
h	Doporučená tloušťka	$4,0 \pm 0,2$
L_0	Počáteční měřená délka	$50,0 \pm 0,5$
L	Počáteční vzdálenost čelistí	115 ± 1

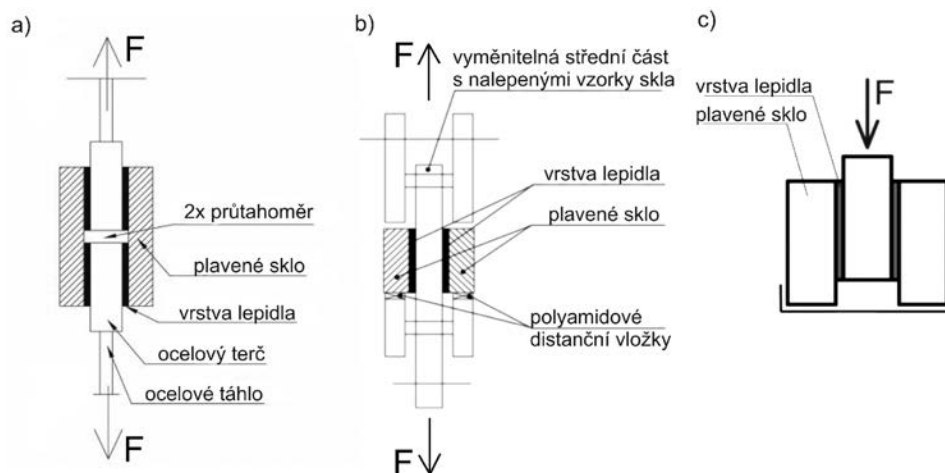
Obr. 1. Zkušební tělesa pro materiálové zkoušky tahem



Obr. 2. Pracovní diagramy materiálových zkoušek tahem pro různá lepidla (S – silikon, PU – polyuretan, A – akrylát)

Zkoušky smykem

Vzhledem k rozdílnému namáhání lepidla v plošném spoji a při materiálových tahových zkouškách nemůže být pro výpočet únosnosti lepeného spoje použita pevnost lepidla stanovená z materiálových zkoušek. Pevnost lepidla v konkrétním spoji je totiž ovlivněna dalšími faktory ovlivňujícími adhezi lepidla k podkladu. Z těchto důvodů bylo dalším krokem v experimentálním programu provedení zkoušek



Obr. 3. Tři různá uspořádání zkoušek lepeného spoje namáhaného smykem
a – spoj sklo/ocel, b – spoj sklo/kov (ocel, nerezová ocel, hliník), c – spoje sklo/sklo

Tab. 2. Přehled provedených experimentů

Typ	Materiál spoje	Tloušťka spoje [mm]	Zkouška smykem			
			1. etapa	2. etapa	3. etapa	
silikon	sklo/ocel	2	x			
		3	x			
jednosložkový polyuretan	sklo/ocel	2	x			
		3	x	x		
		4		x		
	sklo/nerez	3		x		
		4		x		
	sklo/hliník	3		x		
		4		x		
	pískované sklo/ocel	3		x		
4			x			
dvousložkový polyuretan	sklo/ocel	3		x		
		3		x		
	sklo/nerez	4		x		
		3		x		
	sklo/hliník	4		x		
		3		x		
	pískované sklo/ocel	3		x		
		4		x		
akrylát	sklo/ocel	1	x			
		2	x			
		3	x	x		
		4		x		
	sklo/nerez	3		x		
		4		x		
	sklo/hliník	3		x		
		4		x		
	pískované sklo/ocel	3		x		
		4		x		
	epoxid	sklo/ocel	3	x		
	UV-lepidlo 1	sklo/sklo	1			x
písk. sklo/písk. sklo		1			x	
UV-lepidlo 2	sklo/sklo	1			x	
	písk. sklo/písk. sklo	1			x	

lepených spojů namáhaných smykem, které prokázaly skutečné mechanické a přetvárné charakteristiky spoje a sloužily ke kalibraci a ověření správné funkce numerických modelů lepeného spoje.

Pro zjištění vlivu adheze vybraných lepidel na smykovou pevnost lepidla ve spoji byly provedeny experimenty pro spoje skla s ocelí, nerezovou ocelí, hliníkem a sklem. Sklo ve zkušebních tělesech bylo jak bez povrchové úpravy (pouze očištěné a odmaštěné), tak s pískovaným povrchem s cílem dosáhnout lepší adheze lepidla k povrchu skla.

Všechna lepidla byla při výrobě zkušebních těles aplikována v laboratoři firmy Sika CZ v Brně, UV-lepidla v laboratoři firmy TGK ve Skalici u České Lípy. Pro výrobu všech zkušebních těles byly použity certifikované technologie přípravy, případné aktivace povrchu před lepením pomocí primerových nátěrů (pro polyuretanová lepidla), popř. vytvrzení pomocí UV-lampy. Použitím primerových nátěrů bylo dosaženo požadované přilnavosti lepidla ke kontaktnímu povrchu, aby ke kolapsu lepeného spoje docházelo vždy porušením vnitřní soudržnosti lepidla, a nikoli ztrátou adheze. To se ve většině případů podařilo a chování lepidla ve spoji pod rostoucím zatížením mohlo být popsáno v celém rozsahu až do porušení.

Zkoušky smykem namáhaného lepeného spoje probíhaly ve třech etapách při různém uspořádání (obr. 3). První etapa pro čtyři lepidla pro spoje sklo/ocel probíhala dle uspořádání na obr. 3a. Tento výběr pokrýval lepidla poddajná a málo únosná i lepidla tuhá s vysokou únosností. Šlo o pilotní zkoušky sloužící k výběru vhodného lepidla pro vyvíjený hybridní nosník sklo/ocel [5]. Smykového namáhání vrstvy lepidla bylo v tomto případě dosaženo tahem středních ocelových terčů, přičemž tahová síla byla vnášena přes dlouhá ocelová táhla. Na základě zkušeností z první části experimentů byla připravena druhá etapa zahrnující tři polotuhá lepidla ve spojích sklo/ocel, nerezová ocel, hliník a variantně s pískovaným sklem. Uspořádání zkoušek (obr. 3b) bylo pozměněno tak, aby osová tahová síla způsobující smykové namáhání vrstvy lepidla byla vnášena do zkušebního zařízení přes čepy na obou koncích zařízení. Výhodou tohoto uspořádání byla možnost výroby většího množství zkušebních těles na jednom zařízení vyvolávajícím smyk ve vrstvě lepidla s vyloučením přídatných namáhání.

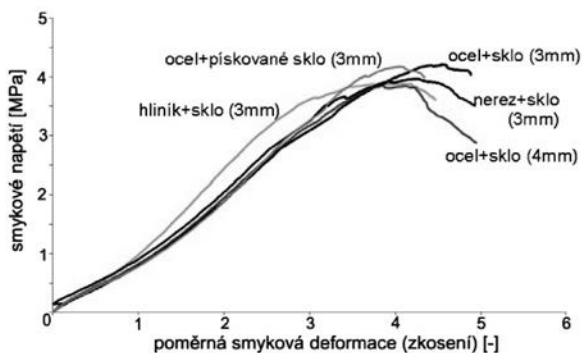
Třetí etapa zkoušek byla zaměřena na spoje sklo/sklo a použití transparentních UV-lepidel (obr. 3c). Přehled experimentů smykem namáhaného lepeného spoje je v tab. 2.

Vzhledem k vlivu adheze na celkovou únosnost spoje byl kromě měřené deformace a zatížení pozorován a kontrolován způsob porušení spoje. Obecně k porušení lepeného spoje v konstrukci ze skla může dojít jedním ze tří způsobů nebo jejich kombinací:

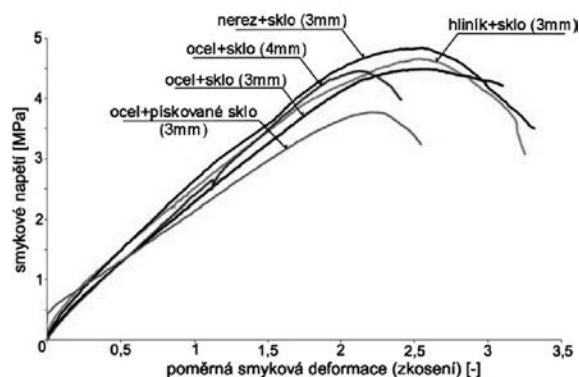
- vlivem smykového namáhání vrstvy lepidla může dojít k postupné ztrátě vnitřní soudržnosti (koheze) vrstvy lepidla. Protože ke ztrátě soudržnosti obvykle nedochází náhle, jde o bezpečný, a tudíž přijatelný způsob porušení lepeného spoje;
- porušení se může objevit v ploše mezi spojovaným materiálem a vrstvou lepidla, při němž dojde k odtržení vrstvy lepidla od lepeného povrchu. To je způsobeno nedostatečnou adhezí lepidla ke stykové ploše spojovaného prvku;
- překročením tahové nebo smykové pevnosti skla může dojít k jeho porušení.

Výsledky

Výsledky zkoušek jsou shrnuty na *obr. 4*, *obr. 5* a *obr. 7*, *obr. 8*, v nichž jsou vykresleny pracovní diagramy spoje. Na *obr. 4*, *obr. 5* a *obr. 7* je porovnáváno chování lepených spojů s použitím různých adheziv (sklo/ocel, sklo/nerezová ocel, sklo/hliník a pískované sklo/ocel) včetně tloušťky vrstvy lepidla 3 mm a 4 mm. Graf na *obr. 8* znázorňuje chování lepeného spoje při použití hladkého/pískovaného povrchu skla pro transparentní UV-lepidla.



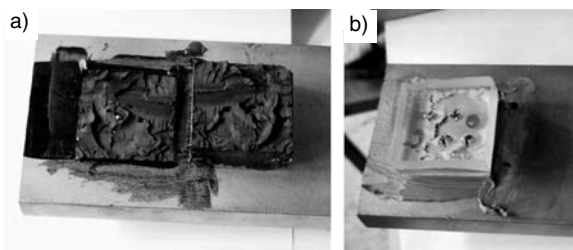
Obr. 4. Pracovní diagram jednosložkového polyuretanového lepidla se systémem Booster



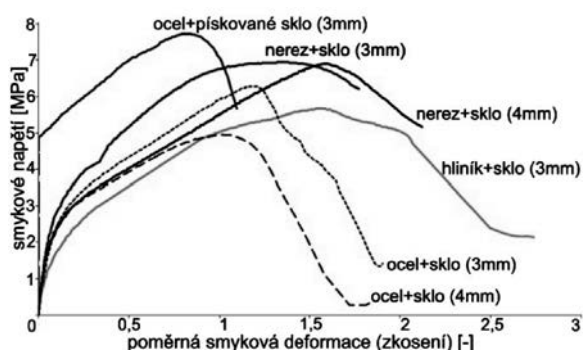
Obr. 5. Pracovní diagram dvousložkového polyuretanového lepidla

Ze zkoušek vyplývá, že všechny zkušební spoje s jednosložkovým polyuretanovým lepidlem se systémem Booster dosahovaly průměrné pevnosti 4 MPa s poměrným přetvořením při porušení průměrně 300 %. Spoje s dvousložkovým polyuretanovým lepidlem dosahovaly průměrné pevnosti 4,5 MPa s poměrným přetvořením při porušení 200 %. Většina vzorků obou polyuretanových lepidel byla porušena

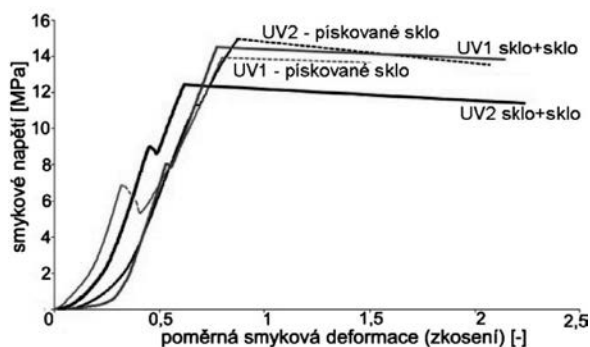
kohezním způsobem, tzn. byla vyčerpána kohezní pevnost lepidla ve spoji, viz foto porušeného vzorku na *obr. 6a*. Pískování povrchu skla nemělo podstatný vliv na únosnost spoje, protože adhezivní pevnost lepidla byla i u hladkého povrchu skla vyšší než jeho kohezní pevnost.



Obr. 6. Porušení lepeného spoje
a – kohezní (polyuretan), b – kombinovaný adhezně kohezní způsob (akrylát)



Obr. 7. Pracovní diagram pro různé materiály dvousložkového akrylátového lepidla



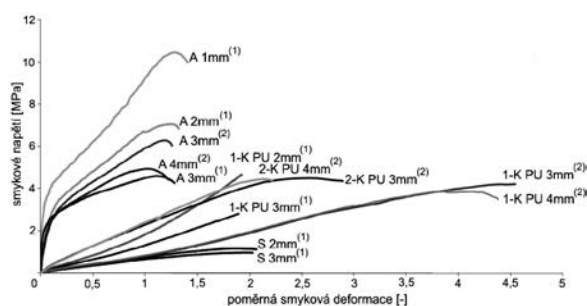
Obr. 8. Pracovní diagram UV-lepidel ve spoji sklo/sklo, pískované sklo/pískované sklo

Zkušební tělesa s dvousložkovým akrylátovým lepidlem dosahovala průměrné pevnosti 6 MPa při poměrném přetvoření při porušení 100-150 %. Počátek porušení spoje nastal převážně postupnou ztrátou adheze na rozhraní skla a lepidla, nicméně celkový kolaps ve většině případů nastal až po překročení vnitřní soudržnosti lepidla v místech, kde ještě nenastala ztráta adheze, viz foto porušeného vzorku na *obr. 6b*. Tento typ porušení lze proto klasifikovat jako kombinovaný adhezně kohezní způsob a byl pozorován pouze u zkušebních těles, která měla kontaktní plochu skla hladkou, očištěnou, odmaštěnou a opatřenou nátěrem aktivátoru doporučeným výrobcem lepidla. Vzorky, které měly kontaktní plochu navíc zdrsňenou pískováním, dosahovaly únosnosti o cca 20 % vyšší a k porušení u nich docházelo překročením

vnitřní soudržnosti lepidla (částečně adhezní porušení nebylo vůbec pozorováno). Proto lze konstatovat, že v případě použití tohoto lepidla pískování povrchu skla zvyšuje jeho adhezi, čímž lze dosáhnout příznivějších hodnot únosnosti celého spoje.

Zkušební tělesa s transparentními UV-lepidly (spoje sklo/sklo a pískované sklo/pískované sklo) dosahovala pevnosti kolem 10-15 MPa s poměrným přetvořením při porušení 50-100 %. Pískování nemá na únosnost tohoto typu lepeného spoje podstatný vliv, protože převážně došlo k porušení skla překročením jeho pevnosti ve smyku současně s kohezním porušením ve vrstvě lepidla.

Porovnání pracovních diagramů spojů sklo/ocel pro čtyři různá lepidla ve všech provedených tloušťkách vrstvy lepidla je na obr. 9, kde *S* je silikon, *1K-PU* jednosložkový polyuretan se systémem Booster, *2K-PU* dvousložkový polyuretan, *A* akrylát. Je patrné, že každé z lepidel reaguje na tloušť-



Obr. 9. Vliv tloušťky vrstvy lepidla na chování lepeného spoje

ku spoje odlišně. Experimenty bylo mimo jiné dokázáno, že se zvětšující se tloušťkou spoje (nad jistou mez) sice roste schopnost spoje pružně se deformovat, ale klesá jeho celková únosnost. Graf zahrnuje první (1) i druhou (2) experimentální etapu výzkumu, a poskytuje tak porovnání výsledků pro stejný spoj (např. akrylátové lepidlo ve spoji tl. 3 mm) vyzkoušený dle různých uspořádání. Je zřejmé, že příčinou rozdílných výsledků pro zkušební tělesa v první i druhé etapě je zejména to, že ve druhé etapě díky vloženým čepům do sestavy došlo ke smykovému namáhání vrstvy lepidla s minimálním nebo žádným přidavným namáháním.

Shrnutí

Zkouškami bylo prokázáno, že úprava povrchu skla pískováním může zvýšit smykovou únosnost lepeného spoje, pokud je kohezní pevnost lepidla vyšší než jeho přilnavost k hladkému povrchu skla. Nebyl pozorován podstatný vliv různých kovových adherendů na přilnavost lepidla k podkladu, resp. na celkovou únosnost spoje, nicméně bylo patrné, že zkušební tělesa akrylátového a polyuretanového lepidla vykazovala ve vzorcích sklo/nerezová ocel vyšší nebo srovnatelnou pevnost než u vzorků sklo/běžná ocel. Dále bylo prokázáno, že se zmenšující se tloušťkou vrstvy lepidla roste celková únosnost, ale klesá jeho schopnost pružně se deformovat.

Závěr

Znalost chování vrstvy lepidla pod rostoucím zatížením včetně vlivu adheze lepidla k rozdílným materiálům je důležitá pro správnou volbu lepidla, bezpečný návrh lepeného spoje a je také podkladem pro tvorbu a kalibraci numerických modelů lepených spojů. Přestože při výběru lepidel

byla zohledněna jejich odolnost proti stárnutí, tento jev je postihuje a má vliv na vlastnosti spoje. Mechanické vlastnosti lepeného spoje, které jsou závislé nejen na samotné vrstvě lepidla, ale také na stykové ploše mezi lepidlem a lepeným materiálem, se mohou zhoršovat při vystavení spoje vlhkosti, UV-záření a změnám teploty. Všechny tyto okolnosti budou vyšetřovány v následně probíhajícím výzkumu.

Článek vznikl za podpory projektu MSM 6840770001 MŠMT „Spolehlivost, optimalizace a trvanlivost stavebních konstrukcí“.

Literatura

- [1] http://cze.sika.com/cs/produkty_a_reseni/dokumentace/PDS.html
- [2] <http://www.tgk-cz.cz/files/177-179.pdf>
- [3] http://solutions.3m.com/wps/portal/3M/sk_SK/Industrial-Adhesives-and-Tapes/IATD/Document-Centre/Brochures/
- [4] ČSN EN ISO 527 – 1: Plasty – Stanovení tahových vlastností. ČNI, 1998.
- [5] Netušil, M. – Eliasova M.: Behaviour of the Glued Joint in Hybrid Steel-Glass Beam. Pollack Periodica, Vol. 5, No. 1, 2010.

Machalická, K. et al.: Shear-Loaded Glued Connections in Glass Structures

Thanks to intensive research and development in improving the material properties of polymer adhesives these materials have also been successfully used in construction for load-bearing connections of glass structures in the last years. The reliability of the glued connection is affected by numerous factors starting from the right choice of adhesive for specific connections. The article presents the experimental analysis of the behaviour of glued connections and the effect of various factors on their behaviour under loading, the ultimate bearing capacity and failure modes. The principal investigated factors are the type of adhesive, the type of connected materials, the thickness of connections and surface treatment.

Machalická, K. u. a.: Durch Schub beanspruchte geklebte Verbindungen von Bauteilen aus Glas

Durch das Verdienst aktiver Forschung und Entwicklung auf dem Gebiet der Vervollkommnung der Materialeigenschaften von Polymerklebstoffen gelingt es in den letzten Jahren, diese Materialien auch im Bauwesen für tragende Verbindungen aus Glas einzusetzen. Die Zuverlässigkeit einer geklebten Verbindung wird durch viele Faktoren beeinflusst, beginnend mit der richtigen Auswahl des Klebstoffs für die konkrete Verbindung. Der Artikel behandelt die experimentelle Analyse des Verhaltens geklebter Verbindungen und den Einfluss verschiedener Faktoren auf ihr Verhalten unter Belastung, die gesamte Tragfähigkeit und die Arten von Störungen. Die hauptsächlich untersuchten Faktoren waren die Art des Klebstoffs, die Art der verbundenen Materialien, die Dicke der Verbindung und die Oberflächenbehandlung.

Vliv obsahu pórovitého kameniva na objemové změny betonu

Ing. Barbara KUCHARCZYKOVÁ, Ph.D.

Ing. Petr DANĚK, Ph.D.

Ing. Ladislav BARÁK

Ing. Ondřej POSPÍCHAL

Ing. Petr MISÁK

VUT – Fakulta stavební, Brno

Experimentální měření byla provedena s cílem stanovit vliv obsahu pórovitého kameniva na konečné reologické a fyzikálně mechanické vlastnosti vyrobených betonů, které se lišily pouze objemem a typem hrubého kameniva frakce 4-8 mm.

Úvod

Využití pórovitého kameniva jako složky betonu má ve stavební praxi dlouhou tradici. Za největší výhodu pórovitých kameniv je považována jejich nízká objemová hmotnost, která umožňuje snížení hmotnosti konstrukčních prvků. Nicméně stále se zvyšující úsilí ve vývoji vysokohodnotných materiálů vede k hledání využití širšího spektra specifických vlastností pórovitých kameniv, která by mohla zlepšit vlastnosti výsledných cementových kompozitů. Jednou z takových specifických vlastností zrn pórovitého kameniva je schopnost absorbování relativně velkého množství vody, která pak může mít velký význam v případě objemových změn betonu. Voda obsažená v pórovitých zrnech se během zrání betonu uvolňuje a přispívá k vnitřnímu ošetřování betonu [1], [2], [3].

Experimentální část

Cílem měření bylo stanovení základních fyzikálně mechanických vlastností betonů obsahujících různé množství pórovitého kameniva. Zkoušky byly zaměřeny na stanovení pevnosti v tlaku, příčném tahu, modulu pružnosti, pracovních diagramů a objemových změn betonů. V příspěvku jsou publikovány výsledky měření objemových změn betonu, zejména pak průběh počátečního a dlouhodobého smršťování.

Složení čerstvých betonů

Čerstvé betony byly připraveny z pórovitého kameniva typu keramzit Liapor CZ/4-8/600 (rok dodání 2010), přírodního hutného těžného kameniva frakce 4-8 mm (HTK Tovačov), drobného těžného kameniva frakce 0-4 mm (DTK Zaječí), cementu CEM I – 42,5R, létavého elektrárenského popílku (Chvaletice), plastifikátoru (Sika Viscocrete 1035), vody a stabilizátoru (Sika Control – 5 SVB). Voda, lehké pórovité kamenivo, plastifikátor a stabilizátor byly dávkovány objemově, ostatní složky hmotnostně. Betony s označením LC100, LC50 a OC se lišily pouze objemem a typem hrubého kameniva frakce 4-8 mm (LC100 obsahoval 100 % hrubého pórovitého kameniva, LC50 50 % hrubého pórovitého a 50 % hutného kameniva, OC byl připraven výhradně z hrubého hutného kameniva frakce 4-8 mm). Ostatní složky betonu byly ve všech třech případech stejné (tab. 1).

Tab. 1. Složení čerstvých betonů

Složky na 1 m ³	Jednotka	Typ		
		LC100	LC50	OC
Liapor 4-8/600	m ³	0,44	0,22	–
HTK 4-8 mm Tovačov	m ³	–	0,22	0,44
DTK 0-4 mm Zaječí		580	580	580
cement CEM I 42,5R	kg·m ⁻³	400	400	400
popílek Chvaletice		50	50	50
plastifikátor Sika Viscocrete 1035	l	5	5	5
stabilizátor Sika Control – 5 SVB	l	4,5	4,5	4,5
záměsová voda	l	170	170	170
předmáčecí voda	l	22	11	–
Vlhkost pórovitého kameniva v okamžiku dávkování do mísičho zařízení byla 24-28 %.				

Zařízení, vzorky, měření

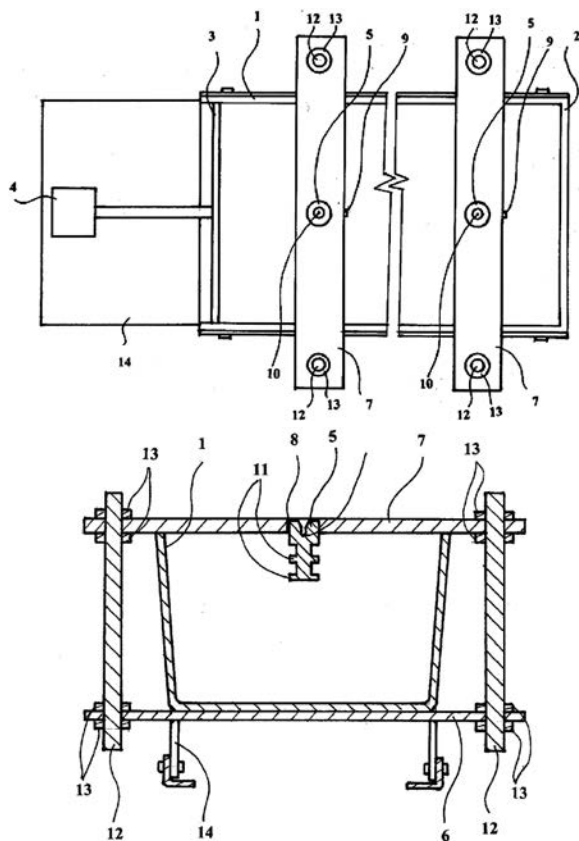
Pro účely měření smrštění bylo využito modifikované zkušební zařízení firmy Schleibinger Geräte Teubert u. Greim GmbH [4]. Zkušební žlaby délky 1 000 mm s příčným průřezem 60x100 mm byly použity pro záznam délkových změn měřených v podélné ose zkušební tělesa. Zařízení firmy Schleibinger bylo doplněno příslušenstvím umožňujícím lepší zhutnění betonu během plnění žlabu a vybavením, které umožňuje stanovení dlouhodobých poměrných přetvoření na povrchu tělesa způsobených vysycháním. Upravené zařízení, jehož schéma je na obr. 1, je předmětem práv průmyslového vlastnictví VUT v Brně a je registrováno v národní databázi užitečných vzorů [5]. Přesný popis postupu měření je uveden v [6].

Vybrané výsledky měření

Měření bylo provedeno pro betony LC100, LC50 a OC (tab. 1). Z každého betonu pak byly vyrobeny tři žlaby. Po jejich umístění na pracovní plochu byl horní povrch betonu ve žlabech přikryt tenkou polyetylénovou fólií.

Poměrná přetvoření měřil indukčnostní snímač v podélné ose zkušebních těles, údaje kontinuálně zaznamenávala datová ústředna s počátkem měření hodinu po uložení betonu do žlabů. Měření přílohným tenzometrem na horním povrchu zkušebních těles bylo zahájeno přibližně 20 h od uložení betonu do žlabů. Průběh měření byl rozdělen na dvě fáze. V první fázi probíhalo měření na tělesech umístěných ve zkušebních žlabech přikrytých polyetylénovou fólií po dobu dvou dnů. Poté byly žlaby odkryty. Přibližně po čtyřech dnech byla zkušební tělesa vyjmuta ze žlabů a vystavena volnému vysychání v laboratoři. Další měření pak bylo prováděno pouze na horním povrchu zkušebních těles přilož-

ným tenzometrem (obr. 2 až obr. 4, tab. 2). Vývoj smrštění/nabývání v raném stadiu tuhnutí a tvrdnutí betonu stanovený měřením indukčností snímačem v podélné ose zkušební vzorku (plná čára) a externím příložným tenzometrem na horním povrchu tělesa (čárkovaná čára) umístěného ve žlabu je zřejmý z obr. 2. Průběh dlouhodobého měření smrštění, přičemž celková křivka poměrných přetvoření byla vygenerována z raného a dlouhodobého měření smrštění betonu, je znázorněn na obr. 3. Zkušební tělesa byla vyjmuta ze zkušebních žlabů přibližně po čtyřech dnech a vystavena volnému vysychání v laboratoři při teplotě $21 \pm 1 \text{ }^\circ\text{C}$ a relativní vlhkosti prostředí $45 \pm 15 \%$.

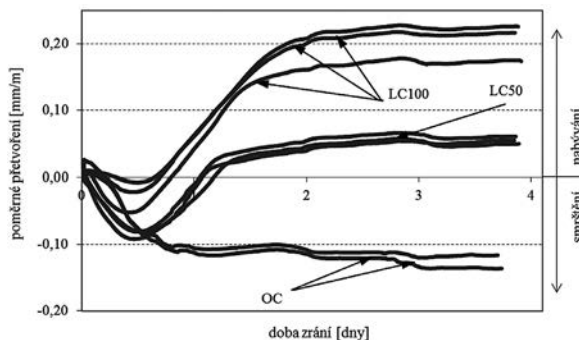


Obr. 1. Schéma použitého měřicího zařízení žlabu [6]
 1 – smršťovací žlab; 2 – pevné čelo; 3 – pohyblivé čelo; 4 – měřicí čidlo; 5 – měřicí terč; 6, 7 – horní a dolní část pomocného rámu; 8 – otvor pro měřicí terč; 9 – aretační šroub; 10 – vnitřní otvor umožňující přiložení externího měřicího zařízení; 11 – příruba měřicího terče; 12 – závitové tyče; 13 – podložky a matice

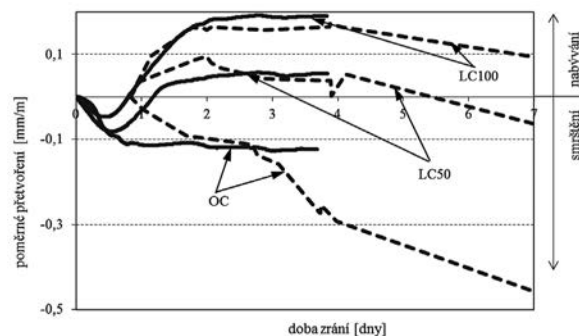
Pro doplnění měření byl sledován průběh hmotnostních úbytků vlivem volného vysychání zkušebních těles vyrobených z jednotlivých betonů. Vysychání bylo měřeno na samostatné sadě zkušebních trámčů o rozměrech $80 \times 80 \times 400 \text{ mm}$ vyjmutých z parotěsné fólie po 48 h od výroby.

Shrnutí a závěry

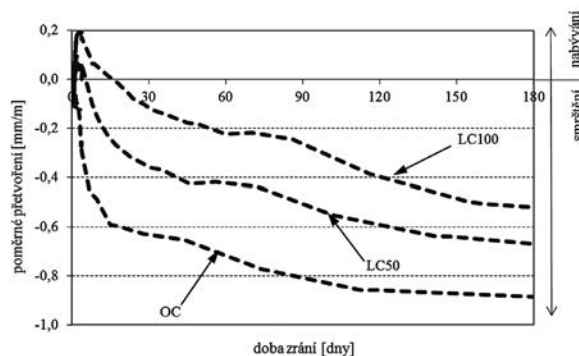
- Na základě provedených měření lze provést tyto dílčí závěry:
- Modifikované zkušební žlaby společně se standardním operačním postupem SOP 01/09 umožnily měření a zaznamenání celkového procesu smrštění/nabývání ve všech fázích tuhnutí a tvrdnutí betonu.
 - Ve všech stádiích zrání betonu byl zaznamenán poměrně významný vliv obsahu pórovitého kameniva na výslednou hodnotu poměrného přetvoření. Čím více pórovitého ka-



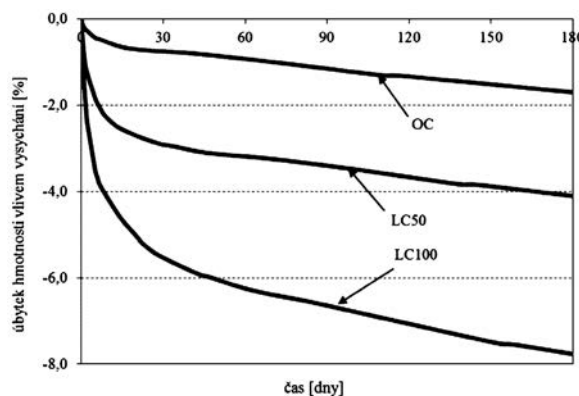
Obr. 2. Průběh poměrných přetvoření v raném stadiu tuhnutí a tvrdnutí betonu (měřeno indukčností snímačem v podélné ose tělesa ve žlabu)



Obr. 3. Průběh poměrných přetvoření v raném stadiu tuhnutí a tvrdnutí betonu (měřeno indukčností snímačem a příložným tenzometrem na tělesech ve žlabech)



Obr. 4. Průběh dlouhodobého smrštění – od stárání betonu cca 4 dny měřeno příložným tenzometrem na tělesech vystavených volnému vysychání v laboratoři



Obr. 5. Průběh vysychání (měřeno na separátní sadě zkušebních těles)

meniva bylo v betonu obsaženo, tím menší hodnota smrštění byla zaznamenána. Z obrázku 4 a tabulky 2 lze pozorovat, že se zvyšujícím se stářím betonu se rozdíly v hodnotách smrštění mezi jednotlivými betony zmenšují. Přesto i ve stáří betonů 180 dnů byla v případě LC50 hodnota smrštění 1,3krát a v případě OC 1,7krát větší než hodnota smrštění u LC100.

Tab. 2. Porovnání hodnot smrštění ve vybraném stáří betonů*

Typ betonu	[mm.m ⁻¹]				
	3	7	28	90	180
	[dny]				
LC100	0,18	0,09	-0,1	-0,26	-0,52
LC50	0,05	-0,06	-0,34	-0,5	-0,67
OC	-0,14	-0,46	-0,63	-0,81	-0,88

* Kladné hodnoty označují nabývání, záporné hodnoty smrštění

- V raném stadiu tuhnutí a tvrdnutí betonu LC100 a LC50 bylo zaznamenáno nabývání. Tento jev je přisuzován vodě, která se postupně uvolňuje ze zm pórovitého kameniva, a zaplňuje tak póry vytvořené vlivem samovysychání.
- V případě betonů obsahujících pórovité kamenivo byl celkový proces smrštění vysycháním pozitivně ovlivněn vodou obsaženou v zrnech pórovitého kameniva, která v tomto případě plní funkci vnitřního ošetřování betonu.
- Z obrázku 3 lze také pozorovat odlišné chování výrobních betonů uložených ve zkušebních žlábkách v období raného zrání. Zatímco u obou betonů obsahujících pórovité kameniva se zkušební těleso smršťovalo rovnoměrně v celém objemu – průběh smrštění měřený v ose tělesa a na jeho povrchu je téměř shodný, u betonu OC, vyrobeného z hutného kameniva, bylo cca po třech dnech na povrchu tělesa zaznamenáno stále se zvětšující smrštění, zatímco u měření v ose tělesa došlo k jeho ustálení. Vysvětlení lze nalézt v rozložení vlhkosti v objemu těles, kdy u betonů s pórovitými kamenivými je voda obsažená v samotných zrnech kameniva, a může se tak rovnoměrně uvolňovat v celém objemu betonu.
- Z obrázku 5 lze také pozorovat odlišný průběh vysychání vyrobených betonů. U betonu LC100 byl, v porovnání s betonem OC, vlivem volného vysychání zaznamenán více než čtyřnásobný úbytek hmotnosti. I přesto bylo u betonu LC100 zaznamenáno téměř poloviční smrštění. Tato skutečnost vypovídá o značné zásobě volné vody uzavřené v zrnech pórovitého kameniva, která je schopna beton dlouhodobě vnitřně ošetřovat, a zmírnit tak negativní účinky smršťování, jakými jsou např. vznik a rozvoj trhlin.

Článek vznikl za podpory projektů 103/09/P057 GA ČR a MSM0021630511.

Literatura

- [1] Henkensiefken, R. – Bentz, D. – Nantung, T. – Weiss, J.: Volume Change and Cracking in Internally Cured Mixtures Made with Saturated Lightweight Aggregate under Sealed and Unsealed Conditions. Cement & Concrete Composites, Vol. 31(7), pp. 427-437, 2009.
- [2] Ye, J. J. – Hu, S. G. – Wang, F. Z. – Zhou, Y. F. – Liu, Z. C.: Effect of Pre-Wetted Light-Weight Aggregate on Internal Relative Humidity and Autogenous Shrinkage of Concrete. Journal of Wuhan University of Technology-Materials Science Edition, Vol. 21(1), pp. 134-137, 2006.
- [3] Kohno, T. – Okamoto, T. – Isikawa, Y. – Sibata, T. – Mori, H.: Effects of Artificial Lightweight Aggregate on Autogenous Shrinkage of Concrete. Cement and Concrete Research, 29(4): 611-614, 1999.
- [4] Schleibinger Testing systems. <http://www.schleibinger.com>
- [5] Kucharczyková, B. – Daněk, P. – Misák, P. – Vymazal, T.: Vysoké učení technické v Brně: Zařízení pro měření poměrných přetvoření betonu a cementových kompozitů. 21600, Národní databáze užitečných vzorů, Praha, 2011.
- [6] Kucharczyková, B. – Vymazal, T. – Daněk, P. – Misák, P. – Pospíchal, O.: SOP 01/09; Standardní operační postup pro stanovení smršťování a nabývání betonu. Ústav stavebního zkušebnictví Fakulty stavební Vysokého učení technického v Brně, 2010.

Kucharczyková, B. et al.: The Effect of Porous Aggregate Contents on Volume Changes of Concrete

The experiments were focused on the determination of the influence of the content of porous aggregates on the final rheological and physico-mechanical properties of manufactured concrete. Three types of concrete were manufactured. They only differed by the volume and type of coarse aggregates of the 4-8 mm fraction.

Kucharczyková, B. u. a.: Der Einfluss des Gehalts von porösem Zuschlagstoff auf die Volumenänderungen von Beton

Es wurde eine experimentelle Messung mit dem Ziel durchgeführt, den Einfluss von porösem Zuschlagstoff auf die endgültigen rheologischen und physikalisch-mechanischen Eigenschaften hergestellter Betone zu bestimmen, die sich nur durch das Volumen und den Typ des Grobzuschlags der Fraktion 4-8 mm unterscheiden.

INTER  **AT**

16 - 21 Avril 2012
Paris-Nord Villepinte - France

Exposition internationale de matériels et techniques pour les industries de la construction et des matériaux.
International exhibition for equipment and techniques for construction and materials industries.

**celosvětové odborné setkání v oblasti strojů a techniky pro výstavbu,
dopravu a manipulaci a pro výrobu stavebních materiálů**

16. - 21. dubna 2012, Paříž – severní výstaviště Villepinte

Mrazuvzdornost pórobetonových tvárnic

doc. Ing. Jaroslav VÝBORNÝ, CSc.

Ing. Miloš JERMAN, Ph.D.

Ing. Martin KEPPERT, Ph.D.

Ing. Petr MÁČA

prof. Ing. Robert ČERNÝ, DrSc.

ČVUT – Fakulta stavební, Praha

V článku jsou uvedeny výsledky měření mrazuvzdornosti tří různých pórobetonových výrobků, které se běžně používají ve stavebnictví. Zkoušky jsou provedeny nad rámeček platných norem pro tři vlhkostní stavy, což umožňuje přesnější predikci životnosti konstrukce. Provedené experimenty vykazují shodu s výsledky měření distribuce pórů.

1. Úvod

Mrazuvzdornost, vyjadřující schopnost materiálu odolávat nepříznivému působení mrazu, předurčuje životnost stavby. Schopnost materiálu odolávat mrazu ovlivňují především vlhkostní vlastnosti, jako je nasákavost, vlhkostní vodivost, difúzní nebo sorpční vlastnosti. Tyto vlastnosti totiž mají velký vliv na výskyt vody v materiálu, která při změně skupenství z kapalného na pevné zvětší svůj objem, tím vytvoří tlak na vnitřní strukturu materiálu a může tak dojít k jeho poškození. Velký vliv na mrazuvzdornost má rovněž velikost a distribuce pórů.

Cílem tohoto článku je informovat o stanovení mrazuvzdornosti 3 druhů pórobetonů pro 3 různé vlhkostní stavy, pro úplně vysušený stav, pro 10% objemovou vlhkost a pro vzorky kapilárně nasycené vodou, tedy přibližně pro 40% objemovou vlhkost. Dále bude stanovena distribuční křivka pórů. Tyto výsledky by mohly pomoci při určování životnosti konstrukce pomocí počítačových simulací. Pomocí PC simulací je možné určit rozložení kapalné vlhkosti a teploty v celé konstrukci a pomocí výsledků uvedených v tomto článku bude možné určit i vliv mrazu na životnost konstrukce.

V současné době se výrobci pórobetonu mrazuvzdorností příliš nezabývají. V produktových katalozích jednotlivých firem tato informace buď úplně chybí, nebo je tam spíše mimochodem uvedeno, že pórobeton musí být omítnutý, aby se vlhkost nedostala do konstrukce. Toto téma se intenzivně neřeší ani na vědeckých pracovištích. V ČR se touto problematikou zabýval např. Drochytka v publikaci [1]. V této knize je mimo jiné psáno, že led uvnitř pórobetonu vzniká již při několika málo stupních pod nulou, a to v kapilárních pórech. Hydrostatický tlak se tak šíří všemi směry. Ovšem v geolových pórech voda zmrznout téměř nemůže, k tomu by bylo třeba teploty $-78\text{ }^{\circ}\text{C}$. Led v kapilárních pórech vytlačuje potom doposud nezmrzlou vodu ven, přičemž hodnota výše uvedeného tlaku záleží na průřezu a délce kapilár [1]. Je tedy důležité znát distribuční křivku pórů, což je druhý cíl tohoto článku.

Zajímavým směrem se vydali japonští vědci, kteří zkoumali účinky cyklicky se opakujícího mrazu pomocí ultrazvuku, kdy nedestruktivní metodou zkoumali, kdy a za jakých podmínek docházelo k inicializaci a propagaci trhlin. Jako velice zajímavý fakt uvedli, že mnoho trhlin vzniklo v póro-

betonových zkušebních tělesech až po ukončení zmrazování při následném vysoušení vzorků [2].

2. Materiály

Experimenty proběhly na 3 typech pórobetonových výrobků, běžně dostupných na trhu, od firmy Xella CZ. Jednalo se o pórobeton P 1,8-300, P 2-350 a P 4-500. V tab. 1 jsou uvedeny jejich základní fyzikální vlastnosti [3], [4].

Tab. 1. Základní fyzikální vlastnosti materiálů

Materiál	Saturovaný obsah vlhkosti	Hustota matrice	Pórovitost	Objemová hmotnost
	[$\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$]		[% obj.]	[$\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$]
P1,8-300	873	2451	87,4	304
P2-350 λ	818	2 048	81,9	363
P4-500	802	2 527	80,2	500

3. Pracovní postup

Zkouška mrazuvzdornosti proběhla podle normy ČSN EN 15304 [5]. Z pórobetonových tvárnic byla vyříznuta zkušební sada těles. Zkušební sada se skládá z 12 zkušebních krychlí o hraně $100 \pm 2\text{ mm}$, přičemž 6 těles je referenčních a 6 zkušebních. Po vyříznutí byla celá zkušební sada vysušena v sušárně při teplotě $100\text{ }^{\circ}\text{C}$ a byla stanovena hmotnost ve vysušeném stavu. Po získání této hmotnosti byly připraveny jednotlivé varianty vlhkostí pro zkoušení – 1. varianta se skládá ze sady vysušených vzorků, tedy s nulovou vlhkostí, 2. variantu tvoří sada krychlí s 10% objemovou vlhkostí. Krychle tvořící 3. sadu byly ponořeny na 48 h do vody, poté byly umístěny na 24 h do polyetylenových sáčků pro vyrovnání vlhkosti a následně byla stanovena jejich objemová vlhkost.

Zkušební tělesa byla uložena do zmrazovacích boxů, referenční tělesa s příslušnou vlhkostí byla uložena v polyetylenových sáčcích po celou dobu trvání zkoušky mrazuvzdornosti. Po ukončení zmrazovacích cyklů byla tělesa nejprve zvážena, a poté byla umístěna do sušárny a sušena při teplotě $105\text{ }^{\circ}\text{C}$ společně s referenčními tělesy. Po vysušení byly stanoveny úbytky hmotnosti a pevnosti společně pro zkušební i referenční tělesa.

Výše uvedený postup jde nad rámec ČSN EN 15304. Podle normy se mají celé pórobetonové tvárnice na 48 hodin ponořit do vody, poté mají být vyjmuty a umístěny na 24 h do polyetylenových pytlů na vyrovnání vlhkosti. Z těchto tvárnic se pak vyříznou zkušební tělesa. Další počáteční stavy vlhkosti vzorků nevyžadované normou byly zvoleny z důvodu možnosti přesnějšího stanovení životnosti pomocí počítačových simulací přenosu tepla a vody.

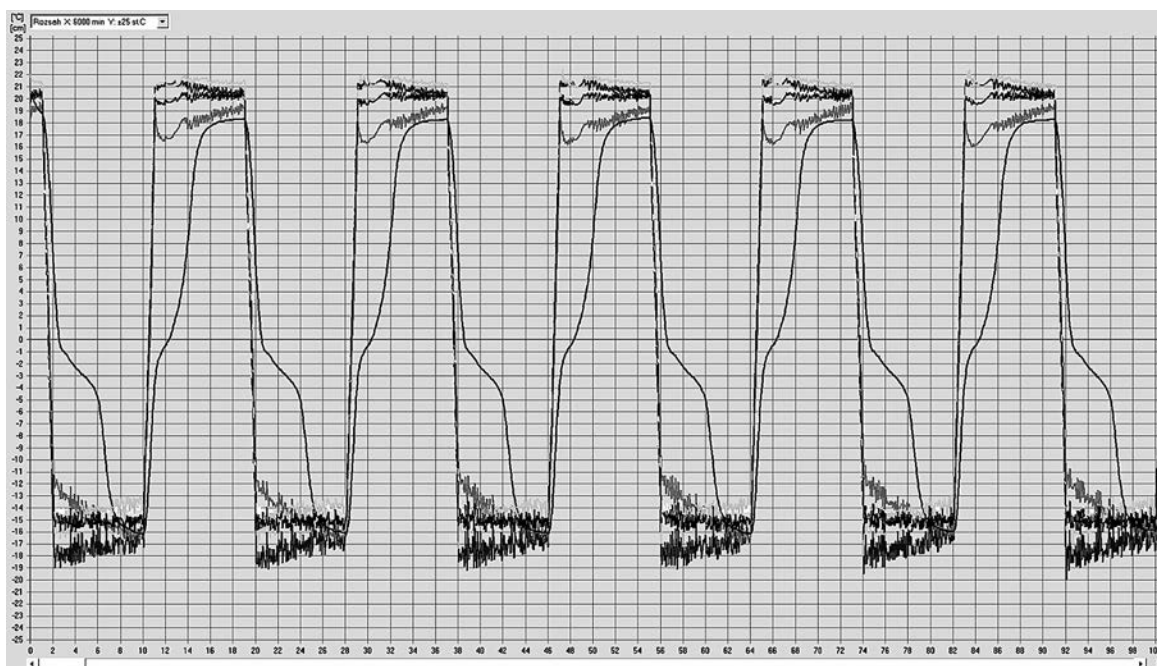
3.1. Zmrazovací cykly

Tělesa byla testována v mrazicím boxu KD 40 (*obr. 1*). Cyklus zmrazování a rozmrazování byl nastaven podle ČSN EN 15304, podle které musí být zkušební tělesa zmrazována na vzduchu při teplotě -15 ± 2 °C. Rozestupy mezi zmrazovacími tělesy musí být nejméně 50 mm. Teplota ve středu zkušebních těles musí dosáhnout 0 °C během 3 ± 1 hodin a musí být kontrolována na kontrolním tělese před zahájením zkoušky. Celková doba zmrazení musí být nejméně 8 hodin, dokud není dosaženo zmrazovací teploty -15 ± 2 °C ve středu zkušebních těles.



Obr. 1. Zkušební tělesa uložená v zmrazovacím boxu

Jelikož v prezentovaném experimentu měla zkušební tělesa různou vlhkost, byla umístěna do polyetylenových sáčků. Cyklus zmrazování a rozmrazování byl nastaven následovně: na 8 h byla nastavena teplota -15 °C na dalších 8 h teplota 20 °C. Teplota v mrazicím boxu a uprostřed tělesa byla měřena pomocí teplotních čidel. Průběh zmrazovacích cyklů je vidět na *obr. 2*. Uprostřed tělesa teplota klesla z 20 °C na 0 °C za 2 h a -15 °C dosáhla za 6 h. Celková doba 1 cyklu trvala 20 h, přičemž celková doba zmrazení uprostřed tělesa trvala 8 hodin, a teplota -15 °C uprostřed tělesa trvala 1 hodinu.



Obr. 2. Průběh teplot v mrazicím boxu a uvnitř vzorku

3.2. Ztráta pevnosti

Stanovení pevnosti v tlaku bylo provedeno na přístroji ED 60 podle ČSN EN 679 [6] na všech zkušebních tělesech. Nárůst síly byl $1 \text{ kN}\cdot\text{s}^{-1}$. Výpočet ztráty pevnosti v tlaku proběhl dle normy ČSN EN 15304 podle vzorce

$$f_{c,rel} = \left(1 - \frac{f_{ci,n}}{f_{ci}}\right) \cdot 100,$$

kde $f_{ci,n}$ je hodnota pevnosti v tlaku zmrazovaných zkušebních těles i po určeném počtu cyklů n , f_{ci} je hodnota pevnosti v tlaku příslušného referenčního tělesa testovaného ve stejnou dobu jako příslušné zmrazovací těleso.

3.3. Ztráta hmotnosti

Ztráta hmotnosti je určena z rozdílu mezi původní hmotností a konečnou hmotností určenou přímo na zmrazovacích zkušebních tělesech. Úbytek hmotnosti byl počítán na vysušených tělesech.

$$m_{iL} = 100 \cdot \left(1 - \frac{m_{id,n}}{m_{id,0}}\right),$$

kde $m_{id,0}$ je hmotnost vysušeného referenčního tělesa, $m_{id,n}$ je hmotnost vysušeného tělesa po n zmrazovacích cyklech.

3.3. Distribuce pórů

Distribuce velikosti pórů byla měřena pomocí rtuťové porozimetrie (Pascal 140 a 440). Princip měření rtuťovým porozimetrem spočívá v dynamické změně (zvyšování) tlaku rtuti a sledování množství úbytku objemu rtuti v nádobce v závislosti na tlaku. Tato metoda v použitém experimentálním uspořádání detekuje póry o průměru od 3 nm do 100 μm . Objem větších pórů byl stanoven jako rozdíl celkového objemu pórů a objemu pórů detekovaných rtuťovou porozimetrií.

4. Experimentální výsledky

V tabulce 1 jsou uvedeny výsledky pro všechny druhy pórobetonů pro tři vlhkostní stavy, pro 0 %, 10 % a pro 40 %, po 25 zmrazovacích cyklech a v tab. 2 jsou tyto výsledky po 50 cyklech.

Tab. 2. Výsledky zkoušky mrazuvzdornosti po 25 cyklech

Vzorek	0% úbytek		10% úbytek		40% úbytek	
	hmotnosti	pevnosti	hmotnosti	pevnosti	hmotnosti	pevnosti
P 1,8-300	0	0	1,4	7,5	8	12,1
P 2-350	0	0	0,5	4,5	10,1	8,1
P 4-500	0	0	0,2	5,1	0,7	5,2

Tab. 3. Výsledky zkoušky mrazuvzdornosti po 50 cyklech

Vzorek	0% úbytek		10% úbytek		40% úbytek	
	hmotnosti	pevnosti	hmotnosti	pevnosti	hmotnosti	pevnosti
P 1,8-300	0,5	0,1	1,7	16,3	14,5	46
P 2-350	0,4	0	1,4	6,3	23,5	45,7
P 4-500	0,4	0	1,5	8	1,5	16,6

Z uvedených výsledků je zřejmé, že pórobeton v suchém stavu dobře odolává účinkům mrazu. Úbytky hmotnosti i pevnosti jsou minimální, téměř zanedbatelné jak pro 25, tak pro 50 cyklů. U 10% vlhkosti jsou již zaznamenány vyšší úbytky hmotnosti a pevnosti, ale přesto se dá říci, že tyto výsledky jsou po 25 cyklech příznivé. Nejhorší dopadl pórobeton P 1,8-300, jehož úbytek pevnosti po 50 cyklech dosáhl 16,3 %. Pro 40% objemovou vlhkost nejlépe dopadl pórobeton P 4-500, jehož úbytek hmotnosti činil 1,5%, což je několikrát lepší výsledek než u zbylých dvou materiálů. Na obrázku 3 jsou ukázány vzorky po 50 zmrazovacích cyklech. Již na první pohled je zřejmé, že materiál P 4-500 lépe odolává účinkům mrazu.



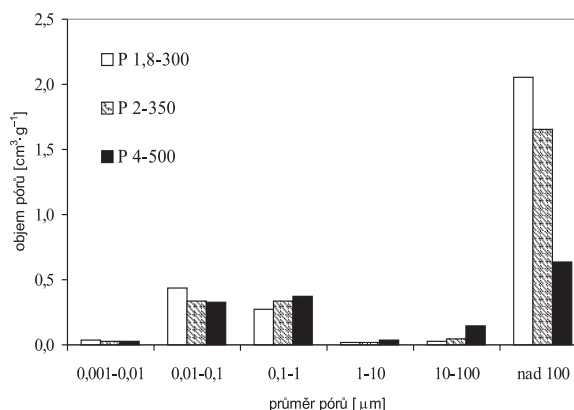
Obr. 3. Vzorky po 50 zmrazovacích cyklech

V tabulce 4 je porovnávána pevnost referenčních vzorků s odlišnou počáteční vlhkostí. Testovací vzorky pro nulovou vlhkost byly po vyříznutí z tvárnice ihned vysušeny a testovány, vzorky s 40% vlhkostí byly ponechány v polyetylenových sáčcích po dobu 40 dnů, poté teprve vysušeny a následně testovány. Při porovnání jednotlivých pevností v tlaku je vidět, že samotné vysušení vzorků má negativní vliv na mechanické vlastnosti pórobetonu, což potvrzuje závěr japonských vědců z práce [2].

Tab. 4. Výsledky zkoušky pevnosti v tlaku na referenčních tělesech s různou počáteční vlhkostí

Vzorek	Pevnost v tlaku [MPa]	
	suché	mokrě
P1,8-300	2,05	1,69
P 2-350	2,24	2,13
P 4-500	4,60	3,86

V obrázku 4 je ukázána distribuce velikosti pórů ve studovaných pórobetonech. V oblasti průměru pórů až do 100 μm jsou hodnoty objemů pórů pro všechny tři materiály téměř shodné. To je způsobeno tím, že se jedná o výrobky téhož výrobce a všechny tři typy pórobetonu jsou pravděpodobně vyráběny ze shodné záměsi surovin. Rozdílné vlastnosti jednotlivých pórobetonů jsou ovlivňovány (a řízeny) teprve rozdílným objemem makropórů vzniklých při napěňování záměsi pomocí hliníkového prášku. Těmto pórům odpovídá v grafu frakce „nad 100 μm “. Zde jsou patrné výrazné rozdíly, dobře korespondující s rozdílnými objemovými hmotnostmi jednotlivých pórobetonů.



Obr. 4. Distribuce velikosti pórů

5. Závěr

Z výsledků získaných po 25 i po 50 zmrazovacích cyklech pro vysušený stav je patrné, že pórobeton při nulové vlhkosti výborně odolává účinkům mrazu. Úbytky hmotnosti se po 50 cyklech pohybovaly v desetinách procenta a úbytky pevnosti dokonce v setinách procenta, což je téměř zanedbatelný vliv. Po 25 cyklech nebyly po zaokrouhlení zjištěny žádné úbytky hmotnosti a úbytky pevnosti byly rovněž zanedbatelné. Příznivé výsledky vyšly i pro 10% objemovou vlhkost, což je vlhkost, která se v konstrukci běžně vyskytuje. Nejlépe účinkům mrazu odolává pórobeton P 4-500. Pro 40% objemovou vlhkost nejlépe odolává pórobeton P 4-500, po 25 cyklech úbytek hmotnosti činil 0,7 %, což je desetkrát lepší výsledek než u ostatních materiálů. Z výsledků je patrné, že zmrazovacím cyklům nejlépe odolává materiál P 4-500, což je pravděpodobně způsobeno příznivým rozložením pórů. Proti ostatním pórobetonům, zkoumaných v tomto článku, obsahuje nejméně pórů s velikostí nad 100 μm , které jsou z hlediska mrazuvzdornosti kritické, protože voda v nich mrzne již při teplotách blízkých nule.

Článek vznikl za podpory projektu 103/09/0016 GA ČR „Vlhkostní, tepelná a mechanická analýza inovovaných obvodových plášťů na bázi pórobetonu zaměřená na problémy trvanlivosti“.

Literatura

- [1] Drochytka, R. a kol.: Pórobeton. VUT Brno, 1999, s. 156. /ISBN 80-214-1476-6/
 [2] Jeong, H. D. – Takahashi, H. – Teramura, S.: Low Temperature Fracture Behavior and ae Characteristics of Autoclaved Aerated Concrete (AAC). Cement and Concrete Research, 1987, pp. 743-754. /ISSN 0008-8846/
 [3] Výborný, J. – Jerman, M. – Černý, R.: Tepelné a vlhkostní transportní charakteristiky nových pórobetonových výrobků. Stavební obzor, 20, 2011, č. 1, s. 7-11. /ISSN 1210-4027/.

- [4] Jerman, M. – Keppert, M – Výborný, J. – Černý, R.: Moisture and Heat Transport and Storage Characteristics of Two Commercial Autoclaved Aerated Concretes, Cement, wapno beton, 2011, pp. 18-29. /ISSN 1425-8129/
 [5] ČSN EN 15304 (73 1367):2010 Stanovení odolnosti autoklávaného pórobetonu proti zmrazování a rozmrazování
 [6] ČSN EN 679 (73 1352):2006 Stanovení pevnosti v tlaku autoklávaného pórobetonu

Výborný, J. et al.: Frost Resistance of Blocks of Aerated Concrete

The article presents the results of frost resistance measurements of three different products of aerated concrete commonly used in the building industry. The tests go beyond the framework of the codes in force for three moisture states thus allowing a more accurate prediction of the structure's life. The experiments are in good accord with the results of pore distribution measurements.

Výborný, J. u. a.: Frostbeständigkeit von Porenbeton-Formteilen

Im Artikel werden die Ergebnisse der Messung der Frostbeständigkeit von drei verschiedenen Porenbetonherzeugnissen angeführt, die üblicherweise im Bauwesen eingesetzt werden. Die Prüfungen wurden über den Rahmen der geltenden Normen hinaus für drei Feuchtigkeitszustände durchgeführt, was eine genauere Voraussage der Lebensdauer der Konstruktion ermöglicht. Die durchgeführten Versuche weisen Übereinstimmung mit den Ergebnissen der Messung der Porendistribution auf.

● recenze

Procházka, J. a kol. Stabilita historických objektů

Česká technika – Nakladatelství ČVUT, Praha, 2011, 229 s.



Začátkem roku vyšla jako shrnutí výsledků řešení projektu Grantové agentury ČR 103/07/1522 monografie „Stabilita historických objektů“. Projekt byl zaměřen na řešení mezioborového problému, na vývoj metodiky systematického sledování stability historických objektů a hodnocení jejich stavu v souvislosti s optimalizováním způsobů preventivní ochrany před nevratným poškozením.

Monografie je rozdělena do pěti kapitol, první se zabývá v krátkém úvodu historií budování Pražského hradu a důvody komplexního sledování a jeho vývoje v letech předcházejících řešení projektu.

Kapitola s ilustrujícím názvem „Vztažná síť pro sledování prostorových posunů areálu Pražského hradu jako celku a pro sledování svislých a vodorovných posunů jednotlivých objektů popisuje důvody pro zřízení vztažné sítě, její technické řešení zahrnující geodetickou a geotechnickou část a také různé postupy jejího zpracování a analýzy zjištěných posunů.

Následující kapitola „Sledování posunů a přetvoření objektů Pražského hradu a jejich analýzy“ popisuje významné objekty Pražského hradu vybrané pro periodická geodetická a geotechnická monitorování. Mezi tyto objekty patřila např. katedrála sv. Víta, Královský letohrádek Belveder nebo bazilika sv. Jiří. Podrobně je zmíněno budování geotechnických vrtů a vyhodnocení vrtných jader a osazení náklonových desek spolu s výsledky jejich měření. Dále je popisováno sledování změn historických objektů geodetickými metodami spolu s podrobnými výsledky ve formě grafů a doprovázených grafickým znázorněním umístění

monitorovaných bodů, zejména jde o sledování náklonů a svislých posunů.

V kapitole „Statické analýzy včetně numerických modelů“ jsou využity výsledky předchozích sledování, je určován vliv teploty na dilatační chování jednoho pole katedrály sv. Víta, provedena analýza rozložení sil v klenbě Vladislavského sálu a určován vliv stavebních oprav severní věže baziliky sv. Jiří na její náklon.

Předposlední kapitola obsahuje spíše rekapitulaci publikovaných výsledků v rámci výše uvedeného projektu než shrnutí a závěry, jak by napovídá její název. To je provedeno až v kapitole poslední, a to velmi krátce v českém a anglickém souhrnu.

Publikace s barevnými přílohami je doplněna množstvím obrázků, grafů a tabulek. Z geodetického hlediska je zajímavá velká využitých metod od polygonových pořadů, trigonometrického měření, přesné nivelace až po globální navigační systémy a částečně i fotogrammetrii, z moderních metod chybí snad jen 3D skenování, které by mohlo poskytnout úplnější obraz o změnách konstrukcí v čase, bohužel však s nižší a nedostatečnou přesností. Za velmi zajímavou lze označit velikost a rozmanitost změn vznikajících vlivem teploty u komplikovaných a v některých případech ne zcela dokumentovaných konstrukcí, které velmi ztěžují odlišení nevratných změn od změn sezónních. Také není obvyklé použití speciálních značek pro signalizaci sledovaných bodů, které lze s vysokou přesností opakovaně stabilizovat a v mezidobí nepoškozují vzhled památkového objektu. Unikátní jsou také použité stabilizace a signalizace pro geodetické přístroje a cíle na geotechnických vrtech. Jednotlivé geodetické metody měření a zpracování použité při komplexním monitorování historických objektů v areálu Pražského hradu, který je součástí světového dědictví UNESCO, nejsou výjimečné samy o sobě, výlučnost řešení celého problému spočívá v syntéze většího množství metod měření a také v mezioborovém zpracování.

Martin Štroner

Snižování povodňových a erozních účinků povrchového odtoku agrárními valy v krajině

prof. Ing. Pavel KOVÁŘ, DrSc.
Ing. Darina VAŠŠOVÁ
Ing. Michaela HRABALÍKOVÁ
ČZU – Fakulta životního prostředí
Praha

Článek prezentuje výsledky simulace povrchového odtoku modelem KINFIL, jehož hydraulické půdní parametry byly stanoveny na základě terénního měření v lokalitě Verneřice. V řešeném území se vyskytují agrární valy. Hydraulické vlastnosti těles agrárních valů snižují přirozeně výšku efektivních přívalových dešťů účastnících se rychlého povrchového odtoku a omezují škodlivé erozní účinky, zejména pokud jsou valy orientovány ve směru vrstevnic.

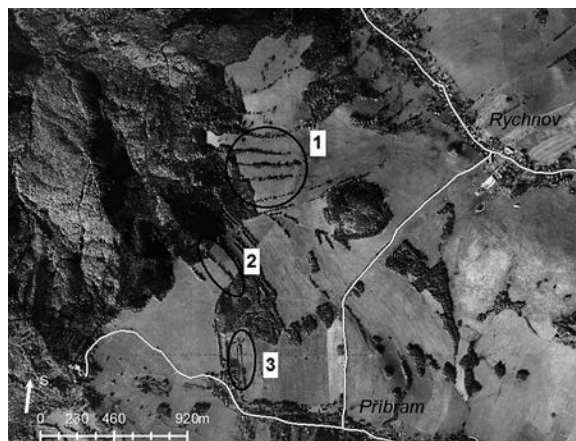
Úvod

Struktura krajiny je jedním z nejvýznamnějších faktorů ovlivňujících biodiverzitu, prostorovou rozmanitost a ekologickou hodnotu krajiny [11]. Tyto faktory krajiny se mění v čase a v prostoru jak přírodními vlivy, tak hospodářskou činností jejich uživatelů. V některých příhraničních oblastech České republiky je možno pozorovat v krajině prvky s převládajícím parametrem délky, jejichž původ je antropogenní a sahá až do středověku, do období kolonizace země [13]. Tyto zbytky krajinných prvků jsou historickým dědictvím vývoje osídlování venkovské krajiny a dodnes nesou staročeský název „plužina“. Tyto krajinné prvky nejstarší doby jsou také dokumentovány v původních katastrálních mapách [19], mají půdorys hřebenového nebo radiálního tvaru, směřujícího z centra osídlení a jsou charakteristické protáhlou podobou písmene „S“. Plužiny naznačují pozůstatky osídlování a je třeba je odlišit od krajinných prvků extravilánu, především agrárních valů, stupňů a teras. Tyto krajinné prvky vznikaly později než plužiny jako důsledek zemědělského hospodaření, otáčení směru orby (souvrať), sběrem kamene z polí a luk nebo ochranou proti erozi [2]. Agrární valy jsou vytvořené snosem kamene a jejich rozměry se pohybují od 0,3 m do 2,0 m výšky a od 2,0 m do 7,0 m šířky. Vznikaly v lokalitách převážně s mírným sklonem, zatímco stupně a terasy se zakládaly v území většího sklonu a tvořily současně protierozní systém ochrany polí. Všechny takové historické pozůstatky středověké krajiny mají důležité krajinnotvorné a stabilizační vlastnosti [18], [17]. Bohužel, tyto zajímavé a důležité prvky z dnešní krajiny poměrně rychle mizí [23] a jejich estetická, ekologická a stabilizační funkce krajiny se tak navždy vytrácí.

Způsob využití krajiny (land use) je významnou charakteristikou a značně ovlivňuje její hydrologické vlastnosti, zejména retenci a akumulaci vody i retardaci odtoku. V případě agrárních valů, tvořených podélnými tělesy sebraných kamenů a balvanů z přilehlých pozemků, jde o historický proces ochrany pozemků a intenzifikace zemědělské činnosti, tedy o přímý antropogenní zásah [15] ovlivňující i geomorfologické vlastnosti pozemku. Studie Machové a Elznicové [15] se zabývá analýzou vývoje agrárních valů od roku

1938 a zachycuje stav až do současnosti i vzhledem ke sklonitosti svahů, na kterých se sledované valy nacházely nebo nacházejí. Význam valů je popsán v kontextu zastoupení i ostatních krajinných prvků ve studované oblasti. Výskyt agrárních valů je zmíněn i v dalším článku autorek Machové a Elznicové [14], který vyšel o rok dříve. Nejvíce těchto antropogenních krajinných útvarů je popsáno v Krušnohoří (Adolfov, Fojtovice, Knínice, Libouchec aj.) a severní části Českého středohoří (Oblík, Verneřice aj.).

V lokalitách oblasti Verneřicka (okres Ústí nad Labem) byla v minulosti vykonávána převážně extenzivní zemědělská činnost. Pro pěstování plodin a pastvu hospodářských zvířat na méně svažitéch pozemcích nebyla ve skutečnosti nutná orientace podélné osy agrárního valu ve směru vrstevnic z důvodu ochrany pozemku. Historicky šlo spíše o tvar pozemků, majetkové vztahy a způsob tehdejšího obdělávání půdy. Na svažitéch pozemcích je však orientace jejich podélné osy ve směru vrstevnic velmi důležitá, zvláště z hlediska hydrologického a protierozního, jako bariéra přerušující povrchový ron s možností jeho infiltrace. Různé uspořádání valů je ukázáno na obr. 1 z oblasti Verneřice, v němž valy č. 1 jsou uspořádány vrstevnicově, č. 2 a č. 3 spádnicově.

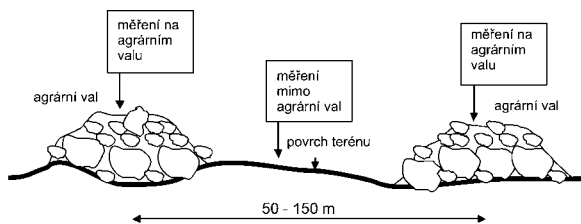


Obr. 1. Oblast Verneřicka s různou orientací agrárních valů



Obr. 2. Oblast Verneřicka s různou orientací agrárních valů

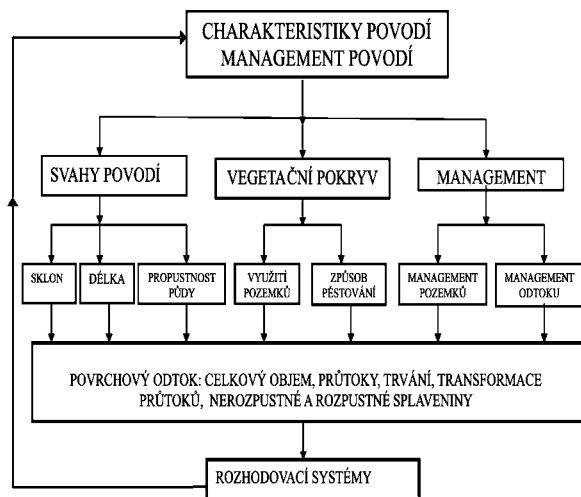
vě. Obecný příklad reliéfu agrárního valu s třípatrovou vegetací ukazuje obr. 2. Schéma vrstevnicově orientovaných valů, jež mají ochrannou hydrologickou a protierozní funkci na svažitém pozemku, znázorňuje obr. 3. Rozbor hydrologické a protierozní funkce agrárních valů ve smyslu biotechnického opatření je předmětem tohoto článku a navazuje na příspěvek [24].



Obr. 3. Schéma vrstevnicově uspořádaných valů chránících pozemek proti účinkům povrchového odtoku (schématicky jsou zobrazeny oblasti měření rychlosti infiltrace na valesch a mezi nimi na trvalých travních porostech)

Materiál a metody

Ochranná hydrologická funkce vrstevnicově orientovaných agrárních valů zmírňuje zejména negativní dopady vyvolané extrémními přívalovými dešti a jimi způsobeným povrchovým odtokem. Dále bylo zjištěno, že tyto valy jsou výrazně propustnější než povrchové půdy ležící mezi valy. Agrární val lze tedy považovat za jistý prvek biotechnického opatření s drenážními a vsakovacími vlastnostmi, který může tlumit povrchový odtok a působit jako „infiltrační liniové prostředí“ [24]. Tento krajinný prvek, je-li uspořádán jinak než ve směru povrchového odtoku, lze tedy považovat za ochranné opatření a zařadit ho do systému charakteristik ovlivňujících tvorbu povrchového odtoku a transport splavenin. Z obrázku 4 je patrné, že biotechnická opatření realizovaná na svazích povodí (délka svahu a propustnost půdy), využití pozemků (trvalý travní porost) i management povodí (pozemkové úpravy – agrární valy) jsou opatření účinná a měla by zlepšit odtokový režim i z extrémních srážek. To je evidentní již z principiálního pohledu na srážko-odtokový proces. Jde však o to, abychom kvantifikovali řešení tohoto procesu a znali odpověď na otázky, do jaké míry můžeme zmírnit povrchové odtoky vrstevnicově založenými agrárními valy.



Obr. 4. Fyzicko-geografické charakteristiky a management povodí ovlivňující tvorbu povrchového odtoku a transport splavenin

Experimentální plocha

Experimentální odtokovou plochou je malé povodí s horní rozvodnicí na jižní straně území Verneřice 1. Povodí nekonečí jedním uzavěrovým profilem, ale otevřeným vrstevnicovým profilem šířky 475 m, pokračujícím do dolní části hydrologického povodí, které však již není předmětem analýzy. Zkoumané území má tvar nepravidelného šestiúhelníku o ploše 40,1 ha, o průměrném sklonu 8 %, s osmi dílčími odtokovými plochami (DP1-DP8) a stejným počtem agrárních valů. Jednotlivá šířka těchto ploch je 335-534 m, délka 70-165 m s hospodářským využitím jako trvalé travní porosty, okrajově les, část plochy tvoří agrární val. Podrobné údaje geometrických faktorů povodí poskytuje tab. 6, celkovou situaci obr. 5. Průměrné roční teploty v území se pohybují mezi 7,0-7,5 °C, dlouhodobý roční srážkový úhrn mezi 600-700 mm. Vyskytují se zde výlevy čedičových hornin, na některých místech i pískovcové sedimenty a slínovce. Půdní poměry určují mezotrofní až eutrofní kambizemě a luvické hnědozemě. Půdy lze charakterizovat jako hlinité až písčitohlinité s poměrně vysokou propustností.

Tab. 1. Nasycená hydraulická vodivost K_s a sorptivita S , Verneřice (lokality 1)

Mimo val	Na valu
$K_s = 8,10 \cdot 10^{-6} \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$	$K_s = 3,58 \cdot 10^{-5} \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$
$S = 2,16 \cdot 10^{-4} \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$	$S = 2,38 \cdot 10^{-4} \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$
$R = 0,997$	$R = 0,999$

Tab. 2. Jednodenní maximální srážkové úhrny $P_{1d,N}$ ve stanici Ústí n. L.–Kočkov

Návrhový dešť $P_{1,N}$ [mm]	Doba opakování N [roky]					
	2	5	10	20	50	100
	3,6	41,8	49,0	56,5	65,7	79,2

Tab. 3. Maximální výška návrhové srážky $P_{t,N}$ krátkého trvání pro stanici Ústí n. L.

N [roky]	$P_{1d,N}$ [mm]	t [min]						
		10'	20'	30'	60'	90'	120'	300'
2	30,6	10,1	12,4	14	16,3	17,6	18,6	22,4
5	41,8	14,7	18,2	20,7	24,8	26,9	28,4	32,8
10	49	17,6	22,4	25,7	30,7	33,3	35,2	39,8
20	56,5	21,5	27,4	31,6	38	41,1	43,5	47,9
50	65,7	26,3	33,8	39,2	47,5	51,5	54,6	58,5
100	79,2	32,5	42,1	49,1	59,4	64,4	68,1	72

Tab. 4. Maximální intenzita návrhových dešťů $i_{t,N}$ krátkého trvání pro stanici Ústí n. L. [$\text{mm}\cdot\text{min}^{-1}$]

N [roky]	$P_{1d,N}$ [mm]	t [min]						
		10'	20'	30'	60'	90'	120'	300'
2	30,6	1,01	0,62	0,47	0,27	0,2	0,16	0,07
5	41,8	1,47	0,91	0,69	0,41	0,3	0,24	0,11
10	49,0	1,76	1,12	0,86	0,51	0,37	0,29	0,13
20	56,5	2,15	1,37	1,05	0,63	0,46	0,36	0,16
50	65,7	2,63	1,69	1,31	0,79	0,57	0,45	0,19
100	79,2	3,25	2,11	1,64	0,99	0,72	0,57	0,24

Tab. 5. Výměra dílčích odtokových ploch (viz obr. 5)

Plocha [ha]	DP1	DP2	DP3	DP4	DP56	DP6	DP7	DP8
	2,524	4,84	2,419	4,21	5,959	8,167	7,608	4,345

Tab. 6. Schematizace povodí Verneřice 1 pro model KINFIL

Povodí	Plocha [ha]	Průměrný sklon [-]	Průměrná šířka [m]	Délka [m]	Využití pozemku [%]		
					louka	les	val
DP1	2,524	0,08	335	70	90,2	3,2	6,6
DP2	4,84	0,08	383	130	91,3	4,8	3,9
DP3	2,419	0,08	426	60	87,5	3,7	8,8
DP4	4,21	0,08	462	93	93,4	0	6,6
DP5	5,959	0,08	496	125	96,2	0	3,8
DP6	8,167	0,08	534	165	87,1	9,6	3,3
DP7	7,608	0,08	525	150	85,8	12,5	1,7
DP8	4,345	0,08	475	99	91	3,5	5,5



Obr. 5. Odtoková plocha Verneřice 1 s agrárními valy

Terénní měření

K řešení problematiky byly využity výsledky projektu MZe ČR QH 82126/2008 „Zajištění harmonizace krajiny – tvorné, hydrologické a produkční funkce agrárních valů a teras pro diverzifikaci aktivit na venkově“. Tento projekt řeší ČZU Praha, FŽP, KBÚK v koordinaci s UJEP Ústí nad Labem. V letech 2009–2010 bylo prováděno měření infiltračních procesů v povrchových vrstvách půdy v oblastech s agrárními valy [9], [24]. Cílem bylo zjistit hodnoty infiltračních a hydrofyzikálních charakteristik na území mezi agrárními valy a na valech. Protože taková měření zřejmě dosud nebyla prováděna [1], je možné získané výsledky považovat za ojedinělé [24].

Výsledkem je vyhodnocení parametrů infiltrační Richardsovy rovnice [10] a Philipova řešení nestacionární infiltrace [22]. Zkrácená Philipova rovnice vyjadřující kumulativní infiltrační, která byla použita pro regresní stanovení hodnot parametrů, tj. nasycené hydraulické vodivosti K_s [$\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$] a

sorptivity S [$\text{m}\cdot\text{s}^{-1/2}$], má tvar

$$i(t) = S \cdot t^{1/2} + K_s \cdot t. \quad (1)$$

Rychlost (intenzitu) infiltrace $v(t)$ lze získat derivací této rovnice v čase, kdy platí

$$v(t) = \frac{1}{2} S \cdot t^{-1/2} + K_s. \quad (2)$$

Zdůrazňujeme, že jde o jisté zjednodušení, kdy oba druhé členy pravé strany obou rovnic jsou obecnými parametry A , které se zjednodušeně uvádějí jako koeficient nasycené hydraulické vodivosti K_s [$\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$]. Toto zjednodušení neplatí obecně, ale jako parametr matematického modelu jej lze použít. Hodnoty získané měřením kumulativní infiltrace v oblasti Verneřicka na lokalitě 1 (obr. 1), prováděným dvouvalcovou metodou, byly použity k výpočtům dle Philipovy rovnice (1). Metodou nelineární regrese byl stanoven parametr sorptivity S a parametr nasycené hydraulické vodivosti K_s spolu s koeficientem korelace R v lokalitách mezi valy a na valech. Parametry jsou podrobně uvedeny v literatuře [24] a v tab. 1.

Z analýzy výsledků kumulativní infiltrace vyplývá, že hodnoty nasycené hydraulické vodivosti ukazují průměrnou propustnost agrárních valů až 4,5krát vyšší ($K_s = 3,58 \cdot 10^{-5} \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$) v porovnání s propustnostmi naměřenými mimo valy ($K_s = 8,10 \cdot 10^{-6} \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$) lokality č. 1 Verneřicka.

Přívalemé deště

Experimentální lokalita (č. 1 Verneřice) nemá pro měření srážek meteorologickou ani limnigrafickou stanicí pro měření průtoků, protože povodí nemá vyvinutou hydrografickou síť. Pro určení krátkých přívalemých dešťů proto byla vybrána metoda redukce jednodenních maximálních úhrnů $P_{1d,N}$ [6] nejbližší stanice Ústí n. L.–Kočkov pro dobu opakování $N = 2, 5, 10, 20, 50$ a 100 let (tab. 2).

Z maximálních denních srážkových úhrnů byly vypočteny modelem RAIN_red redukované srážkové úhrny pro krátké trvání deště a různou dobu opakování podle vztahů

$$P_{t,N} = P_{1d,N} \cdot a \cdot t^{1-c}, \quad (3)$$

$$i_{t,N} = P_{1d,N} \cdot a \cdot t^{-c}. \quad (4)$$

Redukční koeficienty a, c byly odvozeny podle metodiky [6]. Vypočtenou výšku přívalemých dešťů ukazuje tab. 3, která je zpracována v závislosti na době trvání a době opakování.

Obdobně je tomu i v tab. 4, která obsahuje vypočtenou intenzitu návrhových dešťů krátkého trvání. Vzhledem k malé ploše experimentálního povodí (lokalita 1) má nejvíce potenciálně rizikových srážkových případů. Tyto rizikové deště krátkého trvání byly vybrány k simulacím srážko-odtokových případů modelem KINFIL. Obrázek 5 představuje Experimentální odtokovou plochu (část povodí) o rozloze 40,07 ha, rozdělenou geometrizací celkové odtokové plochy na 8 dílčích ploch (DP). Jednotlivé dílčí plochy jsou odděleny agrárními valy průměrné šířky 5,0 m. Délka valů je různá, ve výpočtu odtoku byla vyjádřena v procentech. Průměrný sklon $J = 0,08$. Výměru dílčích ploch DP1–DP8 (včetně ploch valů) uvádí tab. 5.

Při dalším řešení odtoku z extrémních návrhových dešťů byly respektovány geometrické parametry agrárních valů, jejichž celková délka $L = 3\,338$ m, šířka je 3,6-7,1 m, průměrný rozchod valů 94 m a úhel mezi průmětem valů a vrs-tevnicemi 7° .

Model KINFIL

Model, založený na kombinaci teorie infiltrace a transformace přímého odtoku kinematickou vlnou, se osvědčil v řadě experimentálních povodí při rekonstrukci historických povodňových případů nebo scénářů [7], [5]. Používá fyzikálně geometrické (fyziografické), hydraulické a klimatické parametry povodí, které se dají určit z mapových a jiných podkladů při absenci přímých pozorování a při zohlednění důsledků antropogenní činnosti v povodí. Model je určen přednostně pro stanovení návrhových průtoků pro „kalibrační a validační situace“ dané hospodářskou činností, jako je změna kultur, odlesnění, urbanizace aj.

Současná verze modelu KINFIL je založena na infiltrační teorii Greena a Ampta se zavedením koncepce „výtopy“ dle Morel-Seytoux [21], [20]:

$$K_s \left(\frac{z_f + H_f}{z_f} \right) = (\theta_s - \theta_i) \frac{dz_f}{dt}, \quad (5)$$

$$S_f = (\theta_s - \theta) \cdot H_f, \quad (6)$$

$$t_p = \frac{S_f}{i \cdot \left(\frac{i}{K_s} - 1 \right)}, \quad (7)$$

kde K_s je nasycená hydraulická vodivost [$\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$], z_f hloubka infiltrační fronty [m], θ_s nasycená půdní vlhkost [-], θ_i počáteční půdní vlhkost [-], H_f sací tlak pod infiltrační frontou [m], i intenzita deště [$\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$], S_f retenční součinitel sacího tlaku [m], t_p doba výtopy [s], t čas [s].

Druhým komponentem modelu je jeho část simulující postup a transformaci povrchového odtoku. Rovnice popisuje neustálý pohyb aproximovaný kinematickou vlnou (po zanedbání nevýznamných rychlostních členů dynamické St. Venantovy rovnice) po ploše skloněné rovinné desky

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \alpha \cdot m \cdot h^{m-1} \frac{\partial h}{\partial x} = r_e(t), \quad (8)$$

kde h , t , x jsou souřadnice hloubky [m], času [s] a polohy [m], α , m hydraulické parametry a $r_e(t)$ je intenzita efektivního deště [$\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$].

Rovnice (8) je převedena do tvaru konečných diferencí a řešena explicitním numerickým schématem Laxe a Wendroffa [12]. Pro praktické řešení je povodí rozděleno na sub-povodí do kaskád desek o přibližně obdobných sklonech tak, aby simulace topografických ploch odpovídala fragmentaci odtokové situace. Počáteční podmínky řešení Lax-Wendroffova schématu jsou dány, jestliže $h(x, 0) = 0$ pro všechna x . Horní okrajová podmínka je dána polohou každé rovinné desky v kaskádě.

Data a výsledky simulace

Topografické rozdělení experimentálního povodí na dílčí polohy bylo provedeno v GIS ArcInfo. Jako základ byla použita digitální topologicko-vektorová data ZABAGED 1 : 10 000, obsahující polohopis a výškopis. V programu

ArcInfo firmy ESRI byly na základě dodaných dat vykresleny hranice experimentálního povodí a dílčí povodí 1-8. Svažitost území je jednotná (8 %). Experimentální povodí je vykresleno na obr. 5, geometrické a hospodářské údaje obsahuje tab. 6.

Schematizace povodí je dobře patrná z obr. 5. Její použití se již ověřovalo na řadě případů, kde bylo povodí vybaveno srážkovými a limnigrafickými registry [7], [8]. Určitým problémem je vždy určení Manningovy drsnosti n , v příspěvku se použily hodnoty doporučené v literatuře [4], [16], pro trvalé travní porosty $n = 0,100$, les $n = 0,150-0,200$. U agrárních valů byla odhadnuta Manningova drsnost $n = 0,300$. Domníváme se, že pro extrémní odtoky z návrhových dešťů

Tab. 7. Hlavní parametry dešťů a kulminačních průtoků na odtokové ploše Verneřice 1 bez agrárních valů a s valy

Návrhový dešť			Efektivní dešť [mm]		Kulminace odtoku [$\text{m}^3\cdot\text{s}^{-1}$]	
opakování N [roky]	trvání t_d [min]	výška R [mm]	bez valů RE	s valy REH	bez valů Q	s valy QH
2	10	10,1	1,26	–	–	–
2	20	12,4	0,33	–	–	–
2	30	14	–	–	–	–
2	60	16,3	–	–	–	–
2	120	18,6	–	–	–	–
5	10	14,7	4,93	0,12	0,206	–
5	20	18,2	2,85	–	0,086	–
5	30	20,7	1,6	–	0,032	–
5	60	24,8	0,27	–	–	–
5	120	28,4	–	–	–	–
10	10	17,6	7,54	0,85	0,419	0,011
10	20	22,4	6,52	0,14	0,329	0,001
10	30	25,7	4,77	–	0,192	–
10	60	30,7	1,43	–	–	–
10	120	35,9	–	–	–	–
20	10	21,5	11,24	3,09	0,818	0,096
20	20	27,4	11,2	0,22	0,813	0,001
20	30	31,6	10,11	–	0,681	–
20	60	38	5,06	–	0,215	–
20	120	43,5	–	–	–	–
50	10	26,3	15,8	7,05	1,46	0,373
50	20	33,8	17,4	2,37	1,706	0,06
50	30	39,2	12,78	0,12	1,01	0,003
50	60	47,5	12,14	–	0,9	–
50	120	54,6	3,53	–	–	–
100	10	32,5	21,83	12,91	2,514	1,041
100	20	42,1	25,58	8,49	3,182	0,489
100	30	49,1	27,29	3,96	3,595	0,144
100	60	59,4	23,62	0,66	0,496	0,007
100	120	68,1	11,98	–	–	–

při opakování $N = 20-100$ let tyto drsnosti a turbulence proudění odpovídají skutečnosti. Pro poměrně krátkou dráhu odtoku (viz odtokovou délku 60-165 m v *tab. 6*) a homogenního sklonu svahu nebylo třeba dílčí povodí členit do kaskád desek k simulaci modelem KINFIL.

Cílem článku je však porovnání funkce agrárních valů při extrémních srážko-odtokových případech pro různou dobu opakování. Byla provedena modelová simulace pro všechny srážko-odtokové případy doby opakování návrhových dešťů $N = 2-100$ let a dobu jejich trvání $t_d = 10', 20', 30', 60', 90'$ a $120'$ jak pro základní scénář bez agrárních valů, tak i s nimi (*tab. 7*). Proto se využít GIS vytvořilo uspořádání dílčích ploch (fragmentace) reflektující skutečnost, že každá z nich má jeden ochranný biotechnický prvek v podobě

agrárního valu. Jejich rozměry odpovídají skutečnosti.

Řešení modelem KINFIL bylo použito pro oba scénáře, tj. bez valů a s nimi. Byly řešeny infiltrace a hyetogramy efektivních dešťů a jejich transformace do finálních hydrogramů. Bylo zjištěno, že deště $N = 2, 5$ a 10 let sice vyvolávají malé efektivní deště, ale natolik nízké, že povrchové odtoky z nich vytvořené jsou zanedbatelné. Skutečně nebezpečné deště vytvářejí povrchové odtoky až u dešťů s dobou opakování $N = 20, 50$ a 100 let u scénářů bez agrárních valů. Ochranný účinek těchto valů je však poměrně robustní. Grafy na *obr. 6* ukazují nejnebezpečnější situace, které vznikají zvláště u průtoku ze stoletých návrhových dešťů. Parametry dešťů a kulminace průtoků na ploše povodí Verneřice 1 poskytuje *tab. 7*. Průtoky $Q_{20}(10')$, $Q_{50}(10' \text{ a } 20')$ a $Q_{100}(10', 20' \text{ a } 30')$ jsou vyznačeny jako relativně nejnebezpečnější.

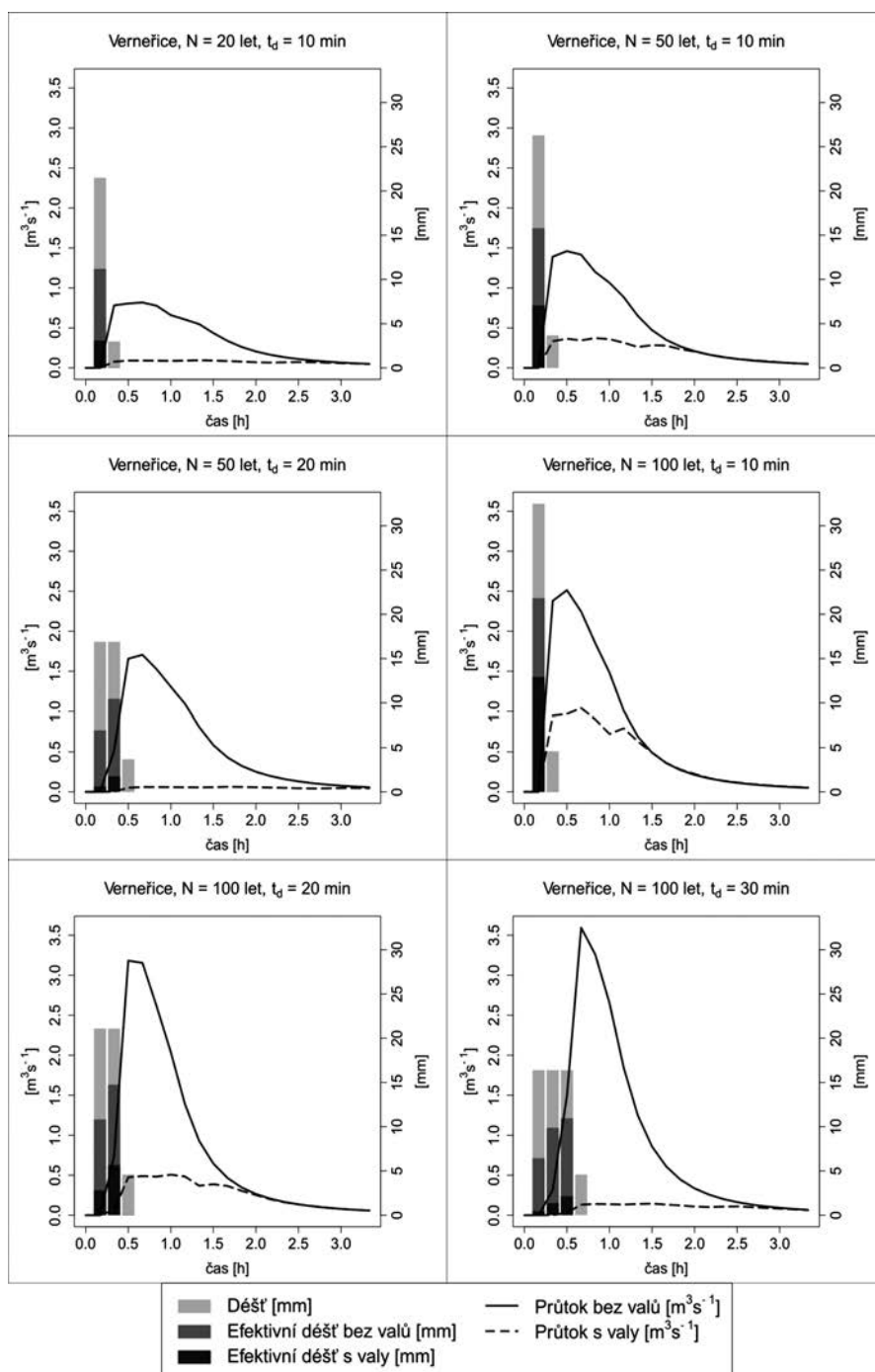
Závěry

Na základě předchozího rozboru výsledků terénního měření infiltrace a simulacích výpočtů modelem KINFIL na povodí Verneřice 1 je možno učinit následující závěry:

- Agrární valy mají odlišné hydrofyzikální vlastnosti než území s trvalými travními porosty mezi nimi, zejména několikanásobně vyšší intenzitu infiltrace. V důsledku příznivých infiltračních vlastností působí jako infiltrační a protierozní biotechnické opatření ke snížení povrchového odtoku. Je rovněž možné předpokládat jejich příznivý vliv na vodní režim i v období sucha.

- Simulační výpočty modelem KINFIL prokázaly, že v důsledku příznivých infiltračních vlastností půd na povodí Verneřice 1 je výška povrchových odtoků (efektivní deště) dvouletých, pětiletých a desetiletých dešťů zanedbatelná (*tab. 4*). U dešťů s $N = 20, 50$ a 100 let by již tyto deště a průtoky z nich bez ochranného účinku agrárních valů byly nebezpečné, ale valy je svou infiltrační kapacitou a hydraulickou drsností efektivně redukují. U nejnebezpečnějšího $Q_{100}(10')$ je průtok z návrhového deště redukován valy z hodnoty $2,5 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ na $1,0 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ (tj. o 60 %).

- Hydraulické proměnné charakterizující proces proudového odtoku, tj. hloubky proudu, rychlosti a tangen-



Obr. 6. Porovnání hydrogramů odtokové plochy Verneřice 1 bez agrárních valů a s valy

ciální napětí, upozorňují, že u odtoků s opakovaním častějším než $N = 10$ let již valy evidentně chrání trvalý travní porost před erozí. Modelové výpočty pro alternativu bez agrárních valů i s nimi poskytují výsledky nevýmlácích rychlostí a tangenciálních napětí na lučních porostech vždy příznivé proti vodní erozi. Pokud by se tyto pozemky opět změnil na ornou půdu, jistě by tomu tak v důsledku změny kritických tangenciálních napětí půdy nechráněným trvalým travním porostem nebylo.

V současné době hydrologických extrémů, jakými jsou přívalové srážky, má výzkum směřující k ochraně krajiny a jejího vodního režimu nezanedbatelný význam.

Článek vznikl za podpory projektu NAZV 08-82126 MZE ČR „Zajištění harmonizace krajinotvorné, hydrologické a produkční funkce agrárních valů a teras pro diverzifikaci aktivit na venkově“.

Literatura

- [1] Cílek, V.: Krajiny vnitřní a vnější, 2., doplněné vydání. Praha, Dokořán 2010. /ISBN 80-7363-042-7/
- [2] Černý, E.: Metodika průzkumu zaniklých středověkých osad a plužin na Dražanské vrchovině. Zprávy čs. společnosti archeologické při Čs. akademii věd, XV, 1973.
- [3] Ferguson, B. K.: Introduction to Stormwater. Wiley & Sons 1998. /ISBN 0-471-16528-X/
- [4] Fread, D. L.: Flood ROUTING Models and the Manning n. In: Yen, B. C. ed.: Proceeding of the International Conference for Centennial of Manning's Formula and Kuichling's Rational Formula, Charlottesville, Va., 1989, pp. 699-708.
- [5] Heřman, M. – Zemek, F. – Cudlín, P. – Kovář, P.: Landscape Fragmentation for Flood Prevention: GIS and Hydrological Modelling Approach assessing Forested Landscape. Ecology, 20, 2001, No. 3, pp. 149-157.
- [6] Hrádek, F. – Kovář, P.: Výpočet náhradních intenzit přívalových dešťů. Vodní hospodářství, 1994, 11, s. 49-53.
- [7] Kovář, P. – Cudlín, P. – Heřman, M. – Zemek, F. – Korytář, M.: Analysis of Flood Events on Small River Catchments using the KINFIL Model. Journal of Hydrology and Hydromechanics SAV Bratislava, 50, 2002, No. 2, pp. 157-171.
- [8] Kovář, P. – Dvořáková, Š. – Kubátová, E.: Possibilities of Using the Direct Runoff Model KINFIL for a Road Network Design. Soil and Water Research, 1, 2006 (2), pp. 49-56. /ISSN 1801-5395/
- [9] Kovář, P. – Štibinger, J.: Terénní experimentální průzkum na vybraných územích s agrárními valy. [Výzkumná zpráva A09/09], projekt MZE ČR QH 82126/2008, ČZU v Praze, 2009.
- [10] Kutílek, M. – Nielsen, D. R.: Soil Hydrology. Geo-Ecology Textbook. Cremlingen Destedt, Catena Verlag 1994, pp. 98-102. /ISBN 3-923381-26-3/
- [11] Langlois J. P. – Fahrīg, L. – Merriam, G. – Artsob, H: Landscape Structure Influences Continental Distribution of Hantavirus in Deer Mice Landscape Ecology, 16, 2001, pp. 255-266.
- [12] Lax, P. D – Wendroff, B.: Systems of Conservation Laws. Commun. Pure Appl Math. 13 (2), 1960, pp. 217-237.
- [13] Löw, J. – Míchal, I.: Krajinný ráz. Lesnická práce, Kostelec n. Černými Lesy, 2003.
- [14] Machová, I. – Elznicová, J.: Identifikace změn rozšíření agrárních valů. [Sborník], konference „Geosférické aspekty středoevropského prostoru“, MU Brno, 2009, s. 13. /ISBN 978-80-210-4947-5/
- [15] Machová, I. – Elznicová, J.: Identifikace změn rozšíření agrárních valů. Studia Oecologica, 2010, 4/4, s. 10. /ISSN 1802-212X/
- [16] Maidment, D. R.: Handbook of Hydrology. New York, McGraw-Hill 1992. /ISBN 0-07-039732/
- [17] Marshall, E. J. P. – Moonen, A. C.: Field Margins in Northern Europe: their Functions and Interactions with Agriculture. Agriculture, Ecosystems and Environment, (2002)89: 5-21.
- [18] Mérot, P.: The Influence of Hedgerow Systems on the Hydrology of Agricultural Catchments in a Temperate Climate. Agromonie, (1999)19: 655-669.
- [19] Molnárová, K. – Šimová, P. – Kotaška, J. – Ešnerová, J. – Škvárová, Š.: Hedgerow-Defined Medieval Field Patterns in the Czech Republic: A Case Study of the Dendrological and Dendrochronological Structure of Hedgerows of Varying Ages in Northern Moravia. Journal of Landscape Studies 1, 2008, pp. 145-158. /ISSN 1802-4416/
- [20] Morel-Seytoux, H. J. – Verdin, J. P.: Extension of the SCS Rainfall Runoff Methodology for Ungaged Watersheds. Report FHWA/RD-81/060, U. S. National Technical Information Service, Springfield, Virginia 22161, 1981, 79 p.
- [21] Morel-Seytoux, H. J.: Analytical Results for Prediction of Variable Rainfall Infiltration. Journal of Hydrology, 1982, No. 59, pp. 209-230.
- [22] Philip, J. R.: Numerical Solution of Equations of the Diffusion Type with Diffusivity Concentration-Dependent II. Australian Journals of Physics, 10, 1957, pp. 29-42.
- [23] Sklenička, P. – Molnárová, K. – Brabec, E. – Kumble, P. – Pittnerová, B. – Pixová, K. – Šálek, M.: Remnants of Medieval Field Patterns in the Czech Republic: Analysis of Driving Forces Behind their Disappearance with Special Attention to the Role of Hedgerows Agriculture Ecosystems & Environment, (2009), 129: 465-473. /ISSN 0167-8809/
- [24] Štibinger, J.: Infiltrační schopnosti agrárních valů. Stavební obzor, 20, 2011, č. 3, s. 78-83. /ISSN 1210-4027/

Kovář, P. et al.: Limiting Flood and Erosion Effects of Surface Runoff with Agrarian hedgerows in the Landscape

This article present the outcomes of the surface runoff simulation using the KINFIL model, whose hydraulic soil parameters were determined based on field measurement in the site of Verneřice. The studied land contains agrarian hedgerows. Hydraulic properties of the bodies of agrarian hedgerows naturally reduce the quantity of torrential rains participating in the process of fast surface runoff and harmful erosion effects, particularly if the hedgerows are oriented in the direction of level lines.

Kovář, P. u. a.: Verringerung der Hochwasser- und Erosionswirkungen des Oberflächenabflusses durch niedrige Steinmauern zwischen Feldern und Wiesen

Der Artikel präsentiert die Ergebnisse einer Simulation des Oberflächenabflusses mit dem Modell KINFIL, dessen hydraulische Bodenparameter aufgrund einer Feldmessung in der Lokalität Verneřice bestimmt wurden. In dem betreffenden Gebiet gibt es niedrige Steinmauern zwischen Feldern und Wiesen (sog. Agrarwälle). Die hydraulischen Eigenschaften der Agrarwälle verringern in natürlicher Weise die Höhe der sich am Prozess des schnellen Abflusses beteiligten effektiven Schlagregen und die schädlichen Erosionswirkungen, insbesondere dort, wo die Wälle bzw. Mauern in Richtung der Höhenschichtlinien orientiert sind.
